



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile (LM-23)

A.A. 2024/2025

Sessione di Laurea 21 marzo 2025

**Identificazione del danno su
torri in muratura basata su
modelli numerici e dati di
vibrazione ambientale**

Relatori:

Prof. Rosario Ceravolo

Candidato:

s279717 Giovanni Ciavarrella

Co-relatori:

Prof. Maurizio Taliano

Ph.D. Gaetano Miraglia

Dr. Ing. Alessio Crocetti

Ringraziamenti

Vorrei esprimere i miei più sinceri ringraziamenti al mio relatore, Prof. Rosario Ceravolo, per la sua saggezza e per la possibilità offertami.

Vorrei ringraziare i miei co-relatori, Prof. Maurizio Taliano, Ph.D. Gaetano Miraglia e Dr.Ing. Alessio Crocetti per la disponibilità e la pazienza che hanno mostrato nei miei confronti e per l'aiuto ricevuto durante questa tesi.

Vorrei ringraziare i miei genitori, Leonardo e Maria Consiglia, per avermi motivato durante questo percorso e aver creduto in me.

Un pensiero speciale va ai miei nonni.

Infine vorrei ringraziare parenti e amici tutti.

Ai miei genitori

Abstract

La presente tesi ha come obiettivo la modellazione numerica della struttura della torre campanaria della Vecchia Chiesa Parrocchiale di Sant'Antonio Abate, ubicata a Montà d'Alba (CN). L'indagine si focalizza su tre distinti stati del sistema strutturale:

- Stato integro;
- Stato danneggiato;
- Stato migliorato.

Un ulteriore scopo del lavoro consiste nella calibrazione dei modelli numerici mediante dati ottenuti da campagne di caratterizzazione dinamica in-situ (Operational Modal Analysis - OMA), eseguite sia sullo stato danneggiato sia su quello migliorato.

In una prima fase, grazie a rilievi geometrici effettuati sul campo e all'analisi di elaborati grafici relativi all'edificio, è stato possibile ricostruire, con il massimo grado di fedeltà, la geometria strutturale del campanile, ottenendo un modello geometrico e topologico tridimensionale.

Successivamente, dopo aver definito accuratamente le proprietà geometriche e meccaniche dei vari elementi costruttivi, si è proceduto all'implementazione dei codici numerici necessari alla realizzazione dei modelli meccanici per ciascuno dei tre stati sopra delineati.

Una volta sviluppati i modelli numerici, sono state condotte analisi statiche lineari (considerando esclusivamente i carichi gravitazionali) e analisi agli autovalori e autovettori, con particolare attenzione a quest'ultima tipologia di analisi.

Infine, una volta ottenute le frequenze naturali e le forme modali relative al modello numerico corrispondente allo stato danneggiato, è stato effettuato un confronto tra tali risultati e i dati sperimentali acquisiti mediante identificazione strutturale in-situ. Tale confronto ha avuto l'obiettivo di validare il modello numerico attraverso operazioni di model-updating. Minimizzando una funzione di costo, definita in termini di errore relativo tra le frequenze naturali e le forme modali del modello numerico e quelle sperimentali, sono stati individuati i parametri ottimali del modello, con particolare riferimento allo stato danneggiato.

La calibrazione del modello nello stato danneggiato rappresenta la fase iniziale nel processo di validazione dell'efficacia degli interventi di miglioramento previsti, il quale comporterà una successiva calibrazione del sistema nello stato migliorato e un confronto in termini di parametri meccanici e modali. Il modello calibrato relativo allo stato integro (ottenuto a partire dal modello dello stato danneggiato, al quale è stata integrata la riproduzione del crack-pattern osservato in-situ) costituirà il riferimento assoluto per valutare il benessere strutturale del campanile nelle condizioni danneggiato e migliorato.

Indice

Indice figure.....	10
Indice tabelle.....	15
1. Introduzione.....	18
2. Danneggiamento sugli edifici storici: danni osservati sui campanili	20
2.1. Introduzione al danneggiamento sugli edifici storici	20
2.2. Danneggiamento delle chiese.....	21
2.3. Danneggiamento dei campanili.....	26
2.4. Danneggiamento della cella campanaria.....	32
3. Metodi di valutazione della salute strutturale	34
3.1. Indagini strutturali su edifici esistenti.....	34
3.1.1. Analisi storico-critica	34
3.1.2. Prove distruttive e non distruttive	34
3.1.3. Indagini strutturali su costruzioni in muratura	34
3.2. Indagini diagnostiche: prove non distruttive.....	37
3.3. Analisi dinamica modale.....	41
3.4. Monitoraggio della salute strutturale	41
4. Contesto storico dell'antica chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate	43
4.1. L'Antica Parrocchiale di Sant'Antonio Abate	43
4.1.1. Le prime visite pastorali	44
4.1.2. La chiesa nel '600	45
4.1.3. Le visite pastorali del '600	45
4.1.4. La relazione del 1742.....	45
4.1.5. Il '700: lavori e ornati	46
4.1.6. Interventi nell'800	46
5. Modellazione geometrica e meccanica.....	48
5.1. Modellazione geometrica del Campanile della vecchia chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate.....	48
5.2. Modellazione meccanica del Campanile della vecchia chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate.....	55
5.2.1. Generalità dei modelli numerici.....	56
5.2.2. Differenze dei tre modelli numerici	59
5.2.2.1. Modello dello stato integro	59
5.2.2.2. Modello dello stato danneggiato.....	59
5.2.2.3. Modello dello stato migliorato.....	60
5.2.3. Risultati analisi statica per carichi gravitazionali	62

5.2.3.1.	Risultati modello dello stato integro	62
5.2.3.2.	Risultati modello dello stato danneggiato	63
5.2.3.3.	Risultati modello dello stato migliorato	64
5.2.4.	Risultati analisi agli autovalori-autovettori	65
5.2.4.1.	Risultati modello dello stato integro: frequenze naturali e forme modali	65
5.2.4.2.	Risultati modello dello stato danneggiato	71
5.2.4.3.	Risultati modello dello stato migliorato	77
6.	Model updating	83
6.1.	Codice di aggiornamento	83
6.1.1.	Codice in linguaggio matlab	84
6.1.2.	Codice in linguaggio Ansys	85
6.1.3.	Processing e risultati	86
6.2.	Modello dello stato danneggiato	86
6.2.1.	Primo aggiornamento	87
6.2.2.	Analisi dei risultati 1° aggiornamento	98
6.2.3.	Secondo aggiornamento	99
6.2.4.	Analisi dei risultati 2° aggiornamento	100
6.2.5.	Terzo aggiornamento	102
6.2.6.	Analisi dei risultati terzo aggiornamento	103
6.3.	Modello numerico calibrato	104
6.3.1.	Modello numerico calibrato dello stato danneggiato	104
6.3.2.	Risultati modello numerico calibrato dello stato danneggiato vs dati sperimentali dello stato danneggiato	104
6.4.	Validazione del modello calibrato	108
6.4.1.	Validazione del modello: quarto aggiornamento	108
6.4.2.	Analisi dei risultati quarto aggiornamento	111
7.	Confronto modelli preliminari	112
7.1.	Confronto modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato danneggiato non calibrato	112
7.2.	Confronto modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato integro calibrato	116
7.2.1.	Analisi agli autovalori-autovettori	116
8.	Conclusioni	123
	Bibliografia	125

Indice figure

Figura 1: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese [1].....	24
Figura 2: Meccanismi possibili e meccanismi attivati per la classe di chiese a singola navata [6]	24
Figura 3: Meccanismi più ricorrenti [6]	26
Figura 4: Situazioni principali di danno per campanili isolati [10].....	28
Figura 5: Crollo del campanile di Majano [11].....	29
Figura 6: Crollo del campanile di Majano [11].....	29
Figura 7: Crollo del campanile di Gemona [9].....	30
Figura 8: Lesioni del Campanile della Chiesa di S. Martino V. di Resiutta (UD) in seguito al sisma del Friuli del 1976 [10]	30
Figura 9: Campanile di Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (RE) danneggiato dal sisma reggiano-modenese del 1996 – lato W [9]	31
Figura 10: Campanile di Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (RE) danneggiato dal sisma reggiano-modenese del 1996 – lato E, N [9].....	31
Figura 11: Campanile di Cavezzo (MO) in seguito al sisma dell'Emilia del 2012– parete frontale [9]	32
Figura 12: Campanile di Cavezzo (MO) in seguito al sisma dell'Emilia del 2012– parete laterale [9]	32
Figura 13: Situazioni principali di danno per la cella campanaria [14]	32
Figura 14: Cinematismo ad arco a più cerniere [14].....	33
Figura 15: Rotazioni e scorrimento dei piedritti [14].....	33
Figura 16: Termografia all'infrarosso passiva [19]	37
Figura 17: Termografia all'infrarosso attiva [20]	38
Figura 18: Vista in sezione del muro in muratura [22]	39
Figura 19: Acquisizione di dati GPR [24].....	39
Figura 20: Dati GPR processati riguardanti un muro di prova con spessore noto [24].....	40
Figura 21: Vista schematica del martello a rimbalzo di Schmidt [27]	40
Figura 22: Antica parrocchiale di Sant'Antonio Abate – facciata	44
Figura 23: Campanile della vecchia parrocchiale di Sant'Antonio Abate – vista S-E.....	47
Figura 24: Sezione verticale tipo.....	48
Figura 25: Pianta piano terreno livello 1	49
Figura 26: Pianta livello 2	49
Figura 27: Pianta livello 3	50
Figura 28: Pianta cella campanaria livello 4	50
Figura 29: Pianta cuspide piramidale del tetto livello 5	51
Figura 30: Dimensioni mattone.....	51
Figura 31: Rilievo geometrico del perimetro interno livello 1	51
Figura 32: Interventi di ripristino delle fessure e della muratura - lati N, W	52
Figura 33: Interventi di ripristino della muratura –lati S, E	52
Figura 34: Modello geometrico 3D del campanile.....	54
Figura 35: Interventi di ripristino	54
Figura 36: Mesh muratura livelli 1, 2, cella campanaria.....	57
Figura 37: Mesh solaio in muratura	57
Figura 38: Mesh regione sommitale cella campanaria lati W, S, E	57
Figura 39: Mesh cuspide piramidale del tetto	58
Figura 40: Setti spigoli N-W, S-E	58
Figura 41: Geometria modello numerico	58

Figura 42: Vista assonometrica modello stato integro	62
Figura 43: Vista in pianta modello stato integro	62
Figura 44: Vista lato W modello stato integro	62
Figura 45: Vista lato S modello stato integro.....	62
Figura 46: Vista assonometrica modello con danneggiamento	63
Figura 47: Vista in pianta modello con danneggiamento.....	63
Figura 48: Vista lato W modello con danneggiamento.....	63
Figura 49: Vista lato S modello con danneggiamento	63
Figura 50: Vista assonometrica modello con miglioramento.....	64
Figura 51: Vista in pianta modello con miglioramento.....	64
Figura 52: Vista lato W modello con miglioramento.....	64
Figura 53: Vista lato S modello con miglioramento	64
Figura 54: Forma modale 1 modello stato integro - vista assonometrica.....	66
Figura 55: Forma modale 1 modello stato integro - vista in pianta.....	66
Figura 56: Forma modale 1 modello stato integro - vista lato W.....	66
Figura 57: Forma modale 1 modello stato integro - vista lato S	66
Figura 58: Forma modale 2 modello stato integro - vista assonometrica.....	67
Figura 59: Forma modale 2 modello stato integro - vista in pianta.....	67
Figura 60: Forma modale 2 modello stato integro - vista lato W.....	67
Figura 61: Forma modale 2 modello stato integro - vista lato S	67
Figura 62: Forma modale 3 modello stato integro - vista assonometrica.....	68
Figura 63: Forma modale 3 modello stato integro - vista in pianta.....	68
Figura 64: Forma modale 3 modello stato integro - vista lato W.....	68
Figura 65: Forma modale 3 modello stato integro - vista lato S	68
Figura 66: Forma modale 4 modello stato integro - vista assonometrica.....	69
Figura 67: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta.....	69
Figura 68: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta.....	69
Figura 69: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta.....	69
Figura 70: Forma modale 5 modello stato integro - vista assonometrica.....	70
Figura 71: Forma modale 5 modello stato integro - vista in pianta.....	70
Figura 72: Forma modale 5 modello stato integro - vista lato W.....	70
Figura 73: Forma modale 5 modello stato integro - vista lato S	70
Figura 74: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista assonometrica	72
Figura 75: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista in pianta	72
Figura 76: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista lato W	72
Figura 77: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista lato W	72
Figura 78: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista assonometrica	73
Figura 79: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista in pianta	73
Figura 80: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista lato W	73
Figura 81: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista lato S.....	73
Figura 82: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista assonometrica	74
Figura 83: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista in pianta	74
Figura 84: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista lato W	74
Figura 85: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista lato S.....	74
Figura 86: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista assonometrica	75
Figura 87: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista in pianta	75
Figura 88: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista lato W	75
Figura 89: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista lato S.....	75

Figura 90: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista assonometrica	76
Figura 91: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista in pianta	76
Figura 92: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista lato W	76
Figura 93: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista lato S.....	76
Figura 94: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista assonometrica	78
Figura 95: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista in pianta	78
Figura 96: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista lato W	78
Figura 97: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista lato S.....	78
Figura 98: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista assonometrica	79
Figura 99: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista in pianta	79
Figura 100: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista lato W	79
Figura 101: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista lato S.....	79
Figura 102: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista assonometrica	80
Figura 103: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista in pianta	80
Figura 104: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista lato W	80
Figura 105: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista lato S.....	80
Figura 106: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista assonometrica	81
Figura 107: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta	81
Figura 108: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta	81
Figura 109: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta	81
Figura 110: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista assonometrica	82
Figura 111: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta	82
Figura 112: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta	82
Figura 113: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta	82
Figura 114: Setup composto dei sensori	87
Figura 115: Forma modale sperimentale 1.....	88
Figura 116: Forma modale sperimentale 2.....	89
Figura 117: Forma modale sperimentale 3.....	89
Figura 118: Forma modale sperimentale 4.....	90
Figura 119: Forma modale sperimentale 5.....	90
Figura 120: Forma modale sperimentale 6.....	91
Figura 121: Forma modale sperimentale 7.....	91
Figura 122: Forma modale sperimentale 8.....	92
Figura 123: Forma modale sperimentale 9.....	92
Figura 124: Forma modale sperimentale 10.....	93
Figura 125: Forma modale sperimentale 11.....	93
Figura 126: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista assonometrica....	94
Figura 127: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista in pianta.....	94
Figura 128: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista lato W.....	94
Figura 129: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista lato S	94
Figura 130: Forma modale sperimentale 1.....	94
Figura 131: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista assonometrica....	95
Figura 132: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista in pianta.....	95
Figura 133: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista lato W.....	95
Figura 134: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista lato S	95
Figura 135: Forma modale sperimentale 2.....	95
Figura 136: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista assonometrica....	96
Figura 137: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista in pianta.....	96

Figura 138: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista lato W	96
Figura 139: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista lato S	96
Figura 140: Forma modale sperimentale 10.....	96
Figura 141: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista assonometrica.....	105
Figura 142: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista in pianta	105
Figura 143: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista lato W	105
Figura 144: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista lato S.	105
Figura 145: Forma modale sperimentale 1.....	105
Figura 146: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista assonometrica.....	106
Figura 147: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista in pianta	106
Figura 148: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista lato W	106
Figura 149: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista lato S.	106
Figura 150: Forma modale sperimentale 2.....	106
Figura 151: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista assonometrica.....	107
Figura 152: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista in pianta	107
Figura 153: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista lato W	107
Figura 154: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista lato S.	107
Figura 155: Forma modale sperimentale 10.....	107
Figura 156: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista assonometrica.....	109
Figura 157: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista in pianta	109
Figura 158: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista lato W	109
Figura 159: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista lato S.	109
Figura 160: Forma modale sperimentale 11.....	109
Figura 161: Forma modale 1 modello con danneggiamento non calibrato – vista assonometrica	113
Figura 162: Forma modale 1 modello con danneggiamento non calibrato – vista in pianta.....	113
Figura 163: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica....	113
Figura 164: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	113
Figura 165: Forma modale 2 modello con danneggiamento non calibrato – vista assonometrica	114
Figura 166: Forma modale 2 modello con danneggiamento non calibrato – vista in pianta....	114
Figura 167: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica..	114
Figura 168: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	114
Figura 169: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica...	116
Figura 170: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	116
Figura 171: Forma modale 1 modello stato integro calibrato – vista assonometrica.....	116
Figura 172: Forma modale 1 modello stato integro calibrato – vista in pianta.....	116
Figura 173: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica...	117
Figura 174: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	117
Figura 175: Forma modale 2 modello stato integro calibrato – vista assonometrica.....	117

Figura 176: Forma modale 2 modello stato integro calibrato – vista in pianta	117
Figura 177: Forma modale 3 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica...	118
Figura 178: Forma modale 3 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	118
Figura 179: Forma modale 3 modello stato integro calibrato – vista assonometrica.....	118
Figura 180: Forma modale 3 modello stato integro calibrato – vista in pianta.....	118
Figura 181: Forma modale 4 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica...	119
Figura 182: Forma modale 4 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	119
Figura 183: Forma modale 4 modello stato integro calibrato – vista assonometrica.....	119
Figura 184: Forma modale 4 modello stato integro calibrato – vista in pianta.....	119
Figura 185: Forma modale 5 modello con danneggiamento calibrato – vista assonometrica...	120
Figura 186: Forma modale 5 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta.....	120
Figura 187: Forma modale 5 modello stato integro calibrato – vista assonometrica.....	120
Figura 188: Forma modale 5 modello stato integro calibrato – vista in pianta.....	120

Indice tabelle

Tabella 1: Valori di riferimento dei parametri meccanici [3].....	36
Tabella 2: Coefficienti correttivi massimi [3]	36
Tabella 3: Frequenze naturali modello stato integro	65
Tabella 4: Frequenze naturali modello con danneggiamento.....	71
Tabella 5: Frequenze naturali modello con miglioramento.....	77
Tabella 6: Frequenze naturali sperimentali setup 1	88
Tabella 7: Frequenze sperimentali 1° aggiornamento	97
Tabella 8: Forme modali sperimentali 1° aggiornamento	97
Tabella 9: Parametri da aggiornare 1° aggiornamento	98
Tabella 10: Limiti inferiori parametri 1° aggiornamento	98
Tabella 11: Limiti superiori parametri 1° aggiornamento	98
Tabella 12: Parametri ottimali 1° aggiornamento.....	98
Tabella 13: Frequenze naturali 1° aggiornamento.....	99
Tabella 14: MAC 1° aggiornamento	99
Tabella 15: Errori 1° aggiornamento	99
Tabella 16: Parametri da aggiornare 2° aggiornamento	100
Tabella 17: : Limiti inferiori parametri 2° aggiornamento	100
Tabella 18: Limiti superiori parametri 2° aggiornamento	100
Tabella 19: Parametri ottimali 2° aggiornamento.....	101
Tabella 20: Frequenze naturali 2° aggiornamento.....	101
Tabella 21: MAC 2° aggiornamento	101
Tabella 22: Errori 2° aggiornamento	101
Tabella 23: Parametri da aggiornare 3° aggiornamento	102
Tabella 24: Limiti inferiori parametri 3° aggiornamento	103
Tabella 25: Limiti superiori parametri 3° aggiornamento	103
Tabella 26: Parametri ottimali 3° aggiornamento.....	103
Tabella 27: Frequenze naturali 3° aggiornamento.....	103
Tabella 28: MAC 3° aggiornamento	103
Tabella 29: Errori 3° aggiornamento	104
Tabella 30: Frequenze naturali modello numerico calibrato con danneggiamento.....	104
Tabella 31: Frequenze sperimentali validazione del modello numerico calibrato	110
Tabella 32: Forme modali sperimentali validazione del modello numerico calibrato	110
Tabella 33: Parametri da aggiornare validazione del modello numerico calibrato	110
Tabella 34: Parametri ottimali validazione	111
Tabella 35: Frequenze naturali validazione.....	111
Tabella 36: MAC validazione	111
Tabella 37: Errori validazione.....	111
Tabella 38: Parametri modello con danneggiamento non calibrato	112
Tabella 39: Parametri modello con danneggiamento calibrato	112
Tabella 40: Frequenze naturali modello con danneggiamento non calibrato	115
Tabella 41: Frequenze naturali modello con danneggiamento calibrato	115
Tabella 42: Frequenze naturali modello con danneggiamento calibrato	121
Tabella 43: Frequenze naturali modello stato integro calibrato	121
Tabella 44: Modello con danneggiamento calibrato vs Modello stato integro calibrato – presenza delle sole fessure lati N e W	121

Tabella 45: Modello con danneggiamento calibrato vs Modello stato integro calibrato –
presenza delle fessure lati N e W e del danneggiamento nella regione sommitale della cella
campanaria lato N 122

1. Introduzione

Al giorno d'oggi l'Italia è uno dei paesi più ricchi, se non il più ricco, di costruzioni appartenenti al patrimonio architettonico. Trattandosi di strutture dal comportamento complesso, si parte dalle esperienze apprese dagli ultimi terremoti e dall'analisi dei danni per unire quanto osservato con le conoscenze dell'ingegneria sismica. A tal proposito, la normativa sui beni tutelati si evolve all'indomani di importanti eventi sismici quali:

- Messina e Reggio Calabria 1908
- Friuli 1976
- San Giuliano di Puglia, Molise 2002
- Abruzzo 2009
- Emilia 2012

fino a sfociare nel nuovo quadro normativo dei giorni nostri, il quale fa riferimento principalmente a:

- D.P.C.M. del 9 febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
- D.M. del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Data la miriade di beni tutelati, non vi è una strategia univoca di modellazione ed analisi a causa delle loro caratteristiche uniche, per cui è complicato scegliere un modello che approssimi il comportamento di una costruzione esistente appartenente al patrimonio architettonico in quanto gli elementi hanno sia funzione strutturale che architettonica, per cui è difficile distinguere tra elementi strutturali e non strutturali.

Inoltre, a causa delle trasformazioni subite nel tempo e allo stato di conservazione, si riscontrano incertezze in merito sia al comportamento sia ai parametri che lo definiscono. Per tale ragione, si dovrà tenere conto dei modelli ritenuti più affidabili, i quali devono considerare gli stati di danneggiamento presenti.

Al fine di costruire un modello meccanico affidabile e che simuli con massimo grado di fedeltà il comportamento reale del manufatto architettonico appartenente al patrimonio culturale, serve conoscere la costruzione. Per cui, l'elemento fondamentale è il livello di conoscenza acquisito.

In questi termini, si ha la necessità di conoscere le caratteristiche originarie della costruzione, le modifiche che ha subito nel tempo a causa di fenomeni di danneggiamento derivanti da azioni antropiche, dell'invecchiamento dei materiali e dalle calamità naturali. Tuttavia, una campagna di indagini completa potrebbe risultare troppo invasiva, rischiando di causare danni irreparabili.

Si necessita di perfezionare tecniche di analisi dei manufatti storici attraverso fasi conoscitive.

La conoscenza di un manufatto storico discende da [1]:

- identificazione della struttura, aree di rischio e contesto urbano;
- rilievo geometrico della struttura, considerando anche il quadro fessurativo e deformativo;
- trasformazione edilizia subita dalla costruzione;

- elementi costruttivi resistenti e loro connessioni;
- degrado e proprietà meccaniche dei materiali;
- fondazioni e sottosuolo.

Con riferimento al suddetto quadro normativo e alle indagini conoscitive effettuate, si definiscono i “livelli di conoscenza” dei diversi elementi del modello e i rispettivi fattori di confidenza, utilizzati nelle verifiche di sicurezza.

Con lo scopo di scegliere il tipo di analisi e i fattori di confidenza da utilizzare si definiscono tre livelli di conoscenza:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Questi sono funzione di geometria strutturale, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra gli elementi e modalità di collasso [2].

Il fattore di confidenza FC è compreso tra 1 e 1.35. Questo permette di valutare l’attendibilità del modello di analisi strutturale.

I fattori di confidenza vengono utilizzati per ridurre i valori dei parametri meccanici dei materiali. Vengono riportati nel seguito in ordine crescente i tre Livelli di Conoscenza con i rispettivi Fattori di Confidenza [3]:

- LC1: è raggiunto quando si sono effettuate almeno l’analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.
Il rispettivo FC è pari a 1,35;
- LC2: è raggiunto quando si sono effettuate almeno l’analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.
Il rispettivo FC è pari a 1,2;
- LC3: è raggiunto quando si sono effettuate almeno l’analisi storico-critica, il rilievo geometrico, completo ed accurato, indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.
Il rispettivo FC è pari a 1.

In questo contesto, questa tesi si pone come obiettivo quello di realizzare un modello affidabile e che simuli il comportamento reale del manufatto architettonico oggetto di studio, quale la torre campanaria della vecchia parrocchiale di Sant’Antonio Abate, ubicata in Montà (CN).

Per raggiungere tale obiettivo, la tesi è articolata nel seguente modo:

- Capitolo 2: introduzione del danneggiamento sugli edifici storici, con particolare attenzione alla descrizione dei danni osservati sui campanili;
- Capitolo 3: metodi di valutazione della salute strutturale (test non distruttivi, prove dinamiche, indagini da fare, prove che si possono fare per analizzare il danno);
- Capitolo 4: il contesto storico dell’antica parrocchiale di Sant’Antonio Abate;
- Capitolo 5: modellazione geometrica e meccanica;
- Capitolo 6: Model updating;
- Capitolo 7: modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato integro calibrato, modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato danneggiato non calibrato;
- Capitolo 8: conclusioni sui risultati ottenuti.

2. Danneggiamento sugli edifici storici: danni osservati sui campanili

2.1. Introduzione al danneggiamento sugli edifici storici

Gli edifici storici hanno una particolare rilevanza nell'ambito delle costruzioni per la loro unicità. Tuttavia, le strutture in muratura del patrimonio storico sono le più vulnerabili in quanto il loro comportamento strutturale è influenzato dalla loro complessa geometrica e dalla disomogeneità dei materiali, che presentano comportamento non-lineare. Infatti, gli edifici storici presentano variegata tecniche costruttive, alterazioni e modifiche che sono stati fatte nel tempo. La maggior parte di questi presenta diversi scenari di danno, quali meccanismi di collasso parziale, cedimenti, fessure. Le cause dei danni esistenti e in corso sono difficilmente identificabili in quanto necessitano dell'applicazione di diversi approcci integrati, quali analisi storiche, ispezioni, indagini geotecniche e strutturali, monitoraggio.

L'effetto combinato di fenomeni di stress recenti e passati sono la causa delle fessure esistenti nelle strutture antiche. Tra le principali cause di degrado e di danno del patrimonio architettonico si hanno:

- Processi di costruzione;
- Degrado dei materiali e delle loro proprietà meccaniche;
- Eventi naturali (terremoti, calamità naturali);
- Azioni antropiche (sollecitazioni meccaniche, scavi, urti)
- Escursioni termiche;
- Inquinamento;

Le principali cause di innesco di tali fenomeni possono essere classificate in quattro categorie [4]:

- Recenti e in corso: generano modelli di deformazione in corso;
- Recenti ma interrotti: eventi straordinari (terremoti)
- Vecchi ma in corso: azioni antropiche passate che influenzano i modelli di danno attuali;
- Vecchi ma interrotti: alterazioni passate per le quali si sono già implementate misure di bonifica.

Per i suddetti motivi, l'analisi delle strutture antiche deve tener conto di eventi e alterazioni passati, con riferimento a fonti storiche.

La normativa [1], a seconda della tipologia dei manufatti storici, propone diversi modelli per la valutazione della sicurezza.

Infatti, anche se ogni edificio storico presenta caratteristiche comportamentali uniche, nella maggior parte delle costruzioni storiche è possibile riconoscere delle similarità.

Inoltre, sono proposti dei modelli meccanici semplificati (LV1) per le verifiche, a scala territoriale, inerenti il patrimonio culturale tutelato, ai fini di una valutazione del rischio preventiva.

Le tipologie di modello proposte dalla normativa sono le seguenti:

- *Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi;*
- *Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi;*
- *Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale;*
- *Ponti in muratura, archi trionfali ed altre strutture ad arco;*

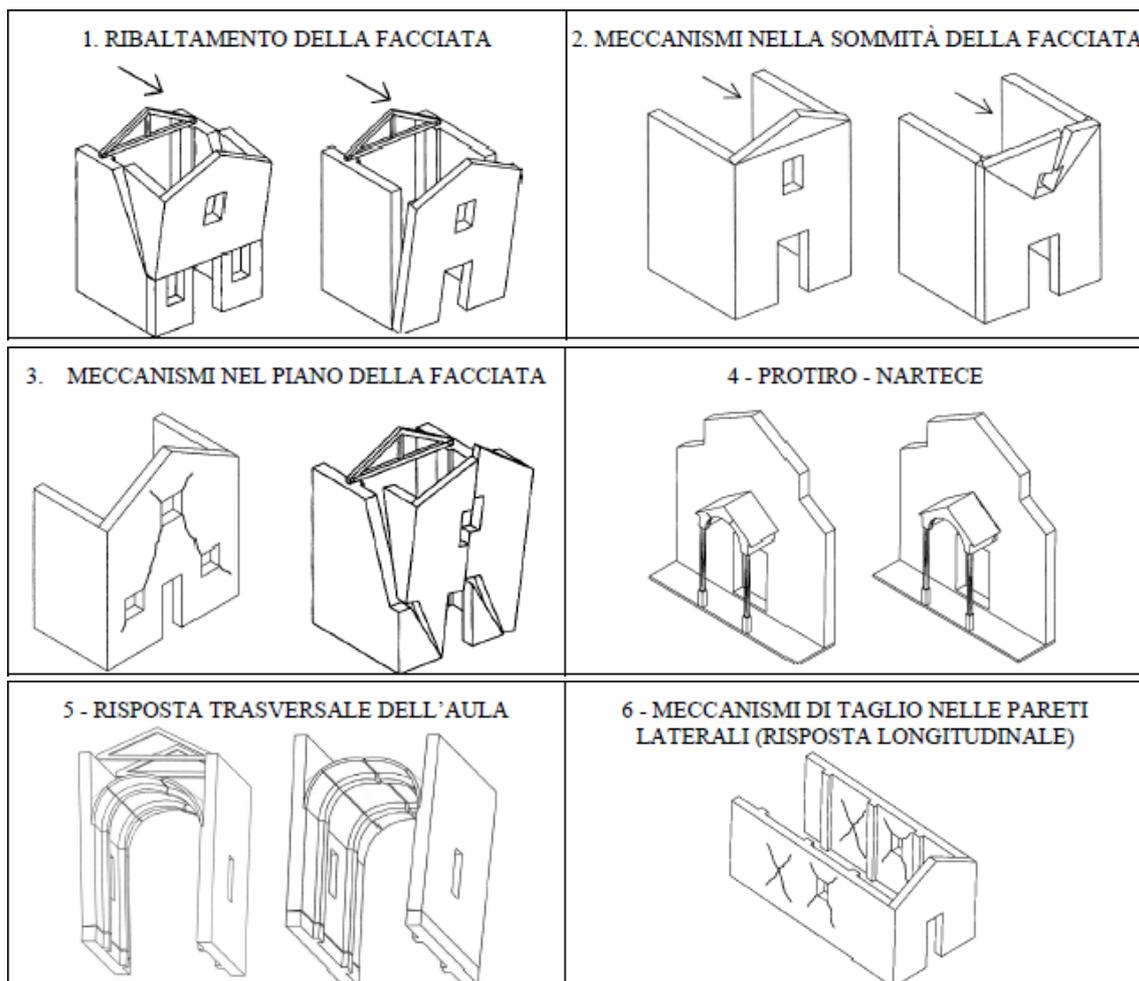
2.2. Danneggiamento delle chiese

Nelle zone interessate dai terremoti, chiese, campanili, monasteri, basiliche, sinagoghe e cattedrali, sono strutture molto predisposte al danneggiamento dovuto all'azione sismica, presentando anche crolli parziali o totali[5]. Queste strutture sono state progettate per resistere ai carichi gravitazionali. Infatti presentano pareti snelle, solai assenti, apparato murario qualitativamente scarso, collegamenti inefficaci tra pareti e tra pareti e coperture, tiranti assenti per l'assorbimento delle spinte di archi e volte.

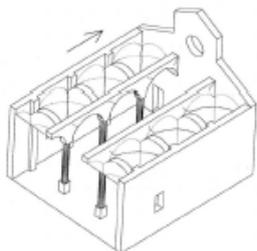
Tutti ciò favorisce la manifestazione dei danni che interessano queste strutture a seguito dei terremoti.

In questo contesto, per interpretare il comportamento sismico di questi manufatti storici, la normativa [1] propone di scomporre gli apparati ecclesiastici in porzioni architettoniche dette *macro-elementi*. Per questi macro-elementi (facciata, campanile, abside, cupola, ecc.) si preferiscono le verifiche locali a quelle globali in quanto, questi macro-elementi, presentano una risposta strutturale sostanzialmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso.

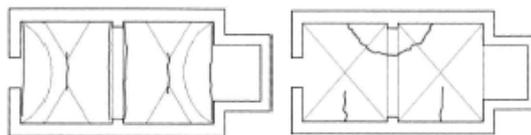
Per studiare il singolo macro-elemento si utilizzano metodi di analisi cinematici (lineari e non). Su base puramente statistica, la normativa definisce 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macro-elementi che di solito sono presenti nelle chiese. Di seguito si riporta l'*abaco dei meccanismi di collasso delle chiese* definito dalla normativa [1]:



7 - RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO



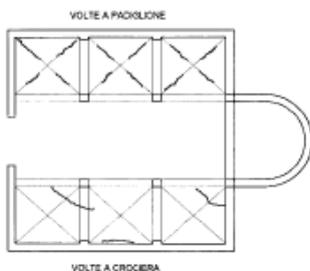
8 - VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE



VOLTA A BOTTE LUNETTATA

VOLTA A CROCIERA

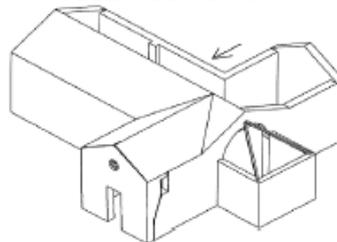
9 - VOLTE DELLE NAVATE LATERALI



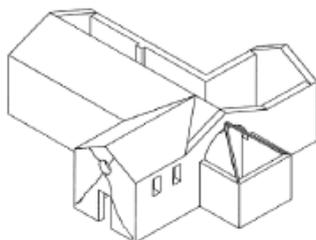
VOLTA A PIGNONE

VOLTA A CROCIERA

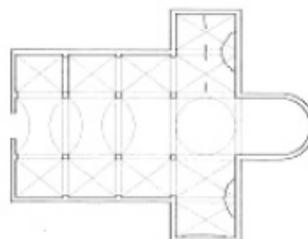
10 - RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITÀ DEL TRANSETTO



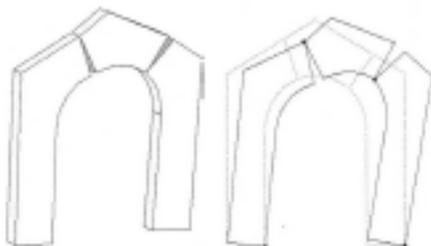
11 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO



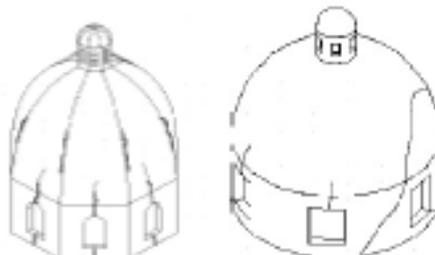
12 - VOLTE DEL TRANSETTO



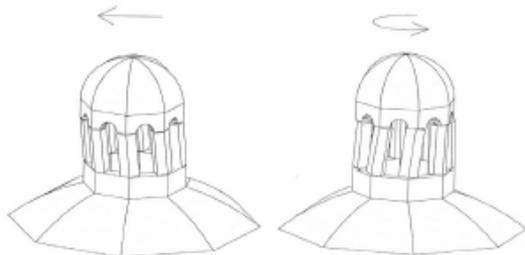
13 - ARCHI TRIONFALI



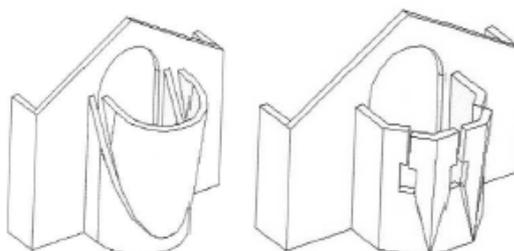
14 - CUPOLA - TAMBURO / TIBURIO

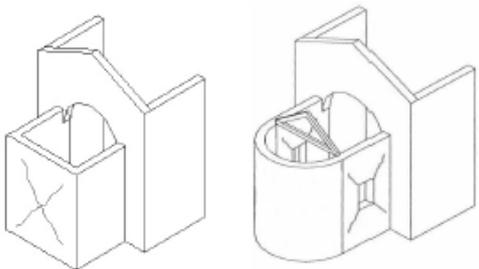
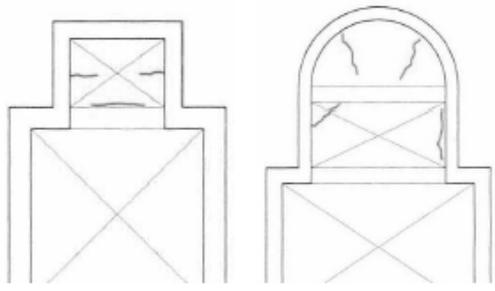
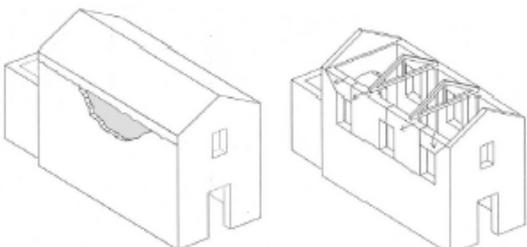
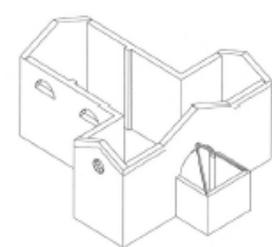
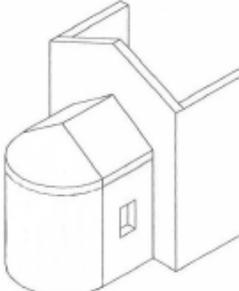
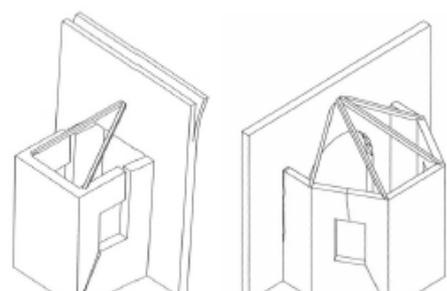
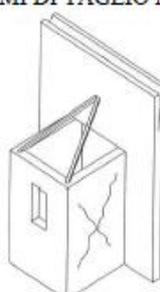
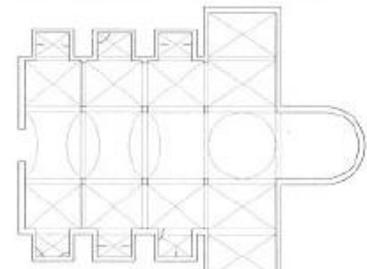
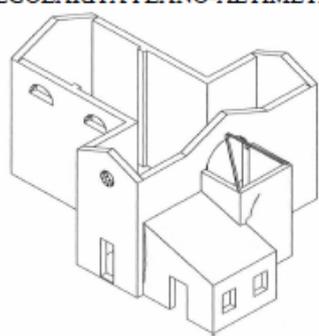
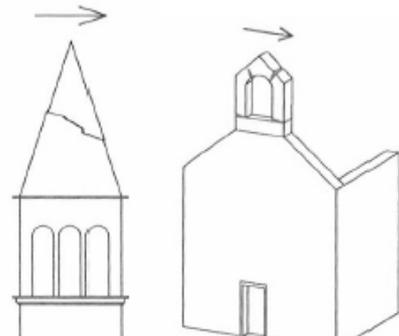


15 - LANTERNA



16 - RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE



<p>17 - MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE</p> 	<p>18 - VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE</p> 
<p>19 - ELEMENTI DI COPERTURA: AULA</p> 	<p>20 - ELEMENTI DI COPERTURA: TRANSETTO</p> 
<p>21 - ELEMENTI DI COPERTURA: ABSIDE</p> 	<p>22 - RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE</p> 
<p>23 - MECCANISMI DI TAGLIO NELLE CAPPELLE</p> 	<p>24 - VOLTE DELLE CAPPELLE</p> 
<p>25 - INTERAZIONI IN PROSSIMITA' DI IRREGOLARITÀ PLANO-ALTIMETRICHE</p> 	<p>26 - AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)</p> 

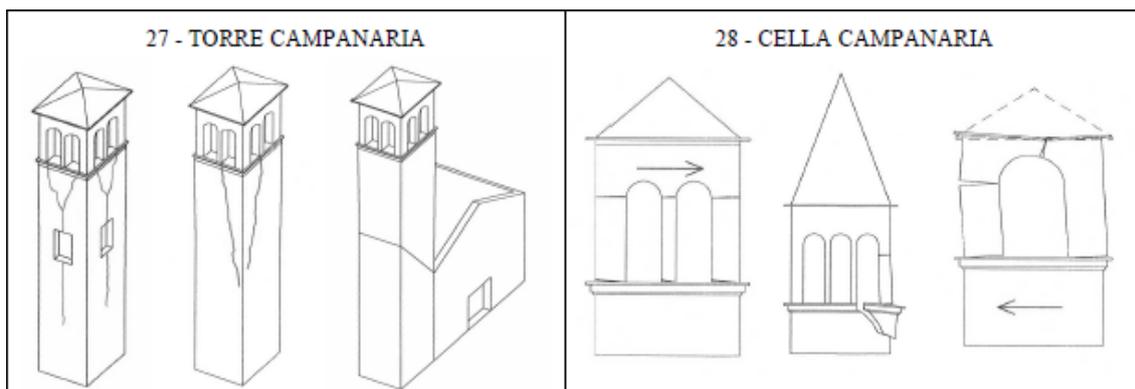


Figura 1: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese [1]

I 28 meccanismi sopra elencati possono avere una probabilità maggiore o minore di essere attivati, a seconda della specifica vulnerabilità dei macro-elementi. Per cui il danno correlato a ciascun meccanismo può essere utile per capire quali siano i macro-elementi più influenti sulla vulnerabilità complessiva della chiesa. A tal fine si fa riferimento a una classe omogenea di 633 chiese a navata unica colpite dai terremoti dell'Italia centrale tra il 2016 e il 2017 [6]. Questa tipologia di chiesa presenta le seguenti caratteristiche:

- Pianta rettangolare a navata unica;
- Muratura in pietra o mattoni;
- Assenza di cappelle laterali e/o transetti;
- Eventuale presenza di abside;
- Facciata a capanna;
- Presenza di un campanile ('a vela', 'integrato', 'isolato').

Grazie alle informazioni sui livelli di danno relativi ai 28 meccanismi, è possibile definire quali siano i meccanismi più rilevanti per la classe di chiese considerata, analizzando quelli che "potrebbero essere attivati e la loro effettiva attivazione" [6].

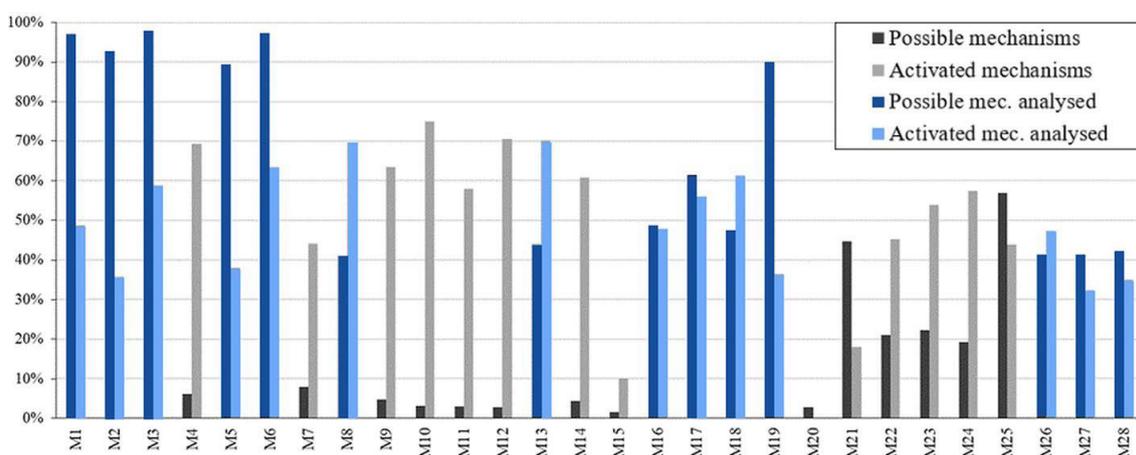


Figura 2: Meccanismi possibili e meccanismi attivati per la classe di chiese a singola navata [6]

Nella Figura 2 i "meccanismi possibili" sono rappresentati con barre blu o nere, come percentuali dell'intero insieme di chiese, mentre i "meccanismi effettivamente attivati" sono rappresentati con barre azzurre o grigie, come percentuale di ogni dimensione del campione di meccanismi possibili. Questa figura, quindi, fornisce una panoramica sulla vulnerabilità delle chiese in relazione a ciascun meccanismo.

Qui di seguito vengono analizzati solo i meccanismi più ricorrenti, ovvero i 14 meccanismi rappresentati dalle barre blu e azzurre in Figura 2. Per la scelta dei meccanismi più rilevanti si adotta il seguente criterio: vengono considerati rilevanti quei meccanismi che contemporaneamente sono “*possibili*” in almeno il 30% delle chiese e sono “*attivati*” in oltre il 30 % dei casi [6].

Tra i meccanismi identificati come rilevanti per le chiese a navata unica esaminate si ha che:

- I più frequenti, oltre il 90 %, sono quelli relativi al macro-elemento facciata e quelli relativi alla navata:
 - 1) M1: ribaltamento della facciata;
 - 2) M2: ribaltamento della parte superiore della facciata;
 - 3) M3: meccanismo in piano della facciata;
 - 4) M5: meccanismo trasversale della navata;
 - 5) M6: meccanismo in piano della navata.

- Ulteriori meccanismi correlati alla navata della chiesa, seppur meno presenti (40-42 %) ma, quando presenti, facilmente attivabili (70%), si riferiscono ai sistemi voltati della navata e all’arco trionfale:
 - 6) M8: meccanismo relativo alle volte della navata;
 - 7) M13: meccanismo relativo all’arco trionfale.

- I meccanismi relativi all’abside sono meno frequenti (48-60 %) ma, comunque, quando presenti, manifestano un significativo tasso di attivazione (50-60 %):
 - 8) M16: ribaltamento dell’abside;
 - 9) M17: meccanismo in piano dell’abside;
 - 10) M18: meccanismo relativo alle volte dell’abside.

- Un altro meccanismo molto frequente, possibile nel 90 % dei casi e attivato nel 38 %, è sempre correlato alla navata ma si riferisce al tetto:
 - 11) M19: meccanismi del tetto.

- Infine, risultano frequenti (40 %) e abbastanza facilmente attivabili (30-48 %) i meccanismi correlati ai frontoni dei campanili o ai campanili stessi:
 - 12) M26: meccanismo relativo al campanile a vela;
 - 13) M27: meccanismo relativo alla torre campanaria;
 - 14) M28: meccanismo relativo alla cella campanaria.

Di seguito si riportano i meccanismi più ricorrenti sopra elencati.

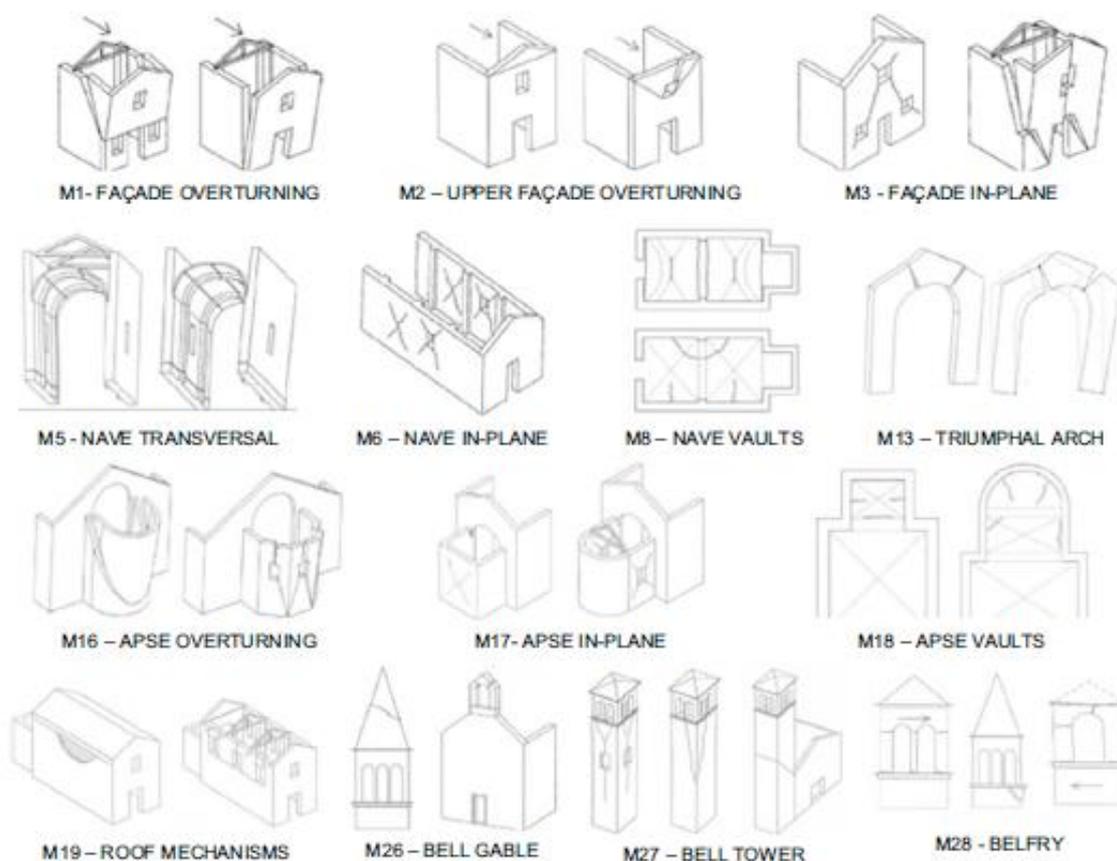


Figura 3: Meccanismi più ricorrenti [6]

2.3. Danneggiamento dei campanili

Una parte importante del patrimonio edilizio in Italia risultano essere i campanili storici in muratura, a causa della loro presenza diffusa sul territorio. Torri e campanili, per loro natura, sono edifici che presentano un'elevata vulnerabilità sismica intrinseca, data dalla loro snellezza [7]. Infatti, queste strutture possono manifestare un rischio elevato rispetto alle azioni sismiche in quanto, solitamente, sono state progettate per resistere solo ai carichi gravitazionali e sono caratterizzate da un'elevata flessibilità [8]. Il comportamento sismico dei campanili dipende da [1]:

- snellezza della struttura;
- grado di ammorsamento delle pareti;
- presenza di strutture adiacenti più basse;
- presenza in sommità di elementi snelli (guglie, vele campanarie, merlature, ecc.) o vulnerabili (celle campanarie);
- presenza di danno dovuto alle vibrazioni indotte dalle campane o a problemi in fondazione;

In questo contesto i modelli lineari sono attendibili, per cui si può utilizzare l'analisi dinamica modale per comprendere il movimento tipico di torri e campanili.

La torre campanaria viene identificata come unico macro-elemento. Si può differenziare questa tipologia di strutture in [9]:

- campanile isolato
- campanile addossato

- campanile sovrapposto ad edificio di culto.

Va evidenziato che la presenza di strutture a contatto con il campanile modifica le frequenze proprie di vibrazione dello stesso, facendolo risultare irrigidito quando addossato. I campanili, poi, possono essere suddivisi in sub-macro-elementi quali:

- fondazione;
- basamento;
- fusto (o tronco);
- cella campanaria;
- cuspide;
- pinnacoli.

Inoltre sono presenti anche altri elementi quali:

- telaio interno alla cella (serve per sostenere le campane durante il loro movimento);
- diaframmi orizzontali;
- scale in muratura o in legno.

Va posta particolare attenzione alle campane che, con il loro funzionamento, agiscono come forze sollecitanti sulla struttura. Per questo motivo, il telaio interno alla cella campanaria è fondamentale in termini di sicurezza strutturale. Infatti, di solito, è collegato ai piedritti della cella campanaria in modo che vengano ridotte drasticamente le sollecitazioni indotte dal movimento delle campane sulla struttura. Tuttavia, quando questo collegamento non è presente, si ha un movimento del telaio che genera il fenomeno cosiddetto del “Colpo d’Ariete” sulle pareti laterali, specialmente durante un terremoto.

Le tecnologie costruttive più utilizzate per la muratura sono:

- muratura piena;
- muratura a due foglie;
- muratura a sacco.

Considerando una “torre isolata” si possono individuare sei situazioni principali di danno, in riferimento ai cinematismi [10]:

- Rotazione verso l’esterno della parete superiore del campanile dovuta ad azioni fuori piano, con conseguente formazione di una cerniera cilindrica ad asse orizzontale (meccanismo n.1.a) o di una cerniera sferica in corrispondenza di un punto o di uno spigolo (meccanismo n.1.b);
- Traslazione della parete superiore del campanile, seguita da rotazione della stessa (meccanismo n.2.a, meccanismo n.2.b);
- Rotazione verso l’esterno di “ambiti di angolata” attorno ad un punto di cerniera formatosi sull’angolata della stessa, all’estremo inferiore della parte interessata dal meccanismo (meccanismo n.3);
- Rotazione verso l’esterno di una o più angolate con asse di rotazione orizzontale parallelo al lato o alla diagonale (meccanismo n.4);
- Rotazione della parte superiore del campanile, risultante dalla combinazione di una rotazione intorno ad un asse verticale e di una rotazione intorno ad un asse orizzontale (meccanismo n.5);
- Traslazione della parte superiore del campanile (meccanismo n.6).

A ciascun cinematismo descritto corrisponde un diverso quadro fessurativo. Di seguito si riportano le sei principali situazioni di danno sismico relative ai campanili isolati:

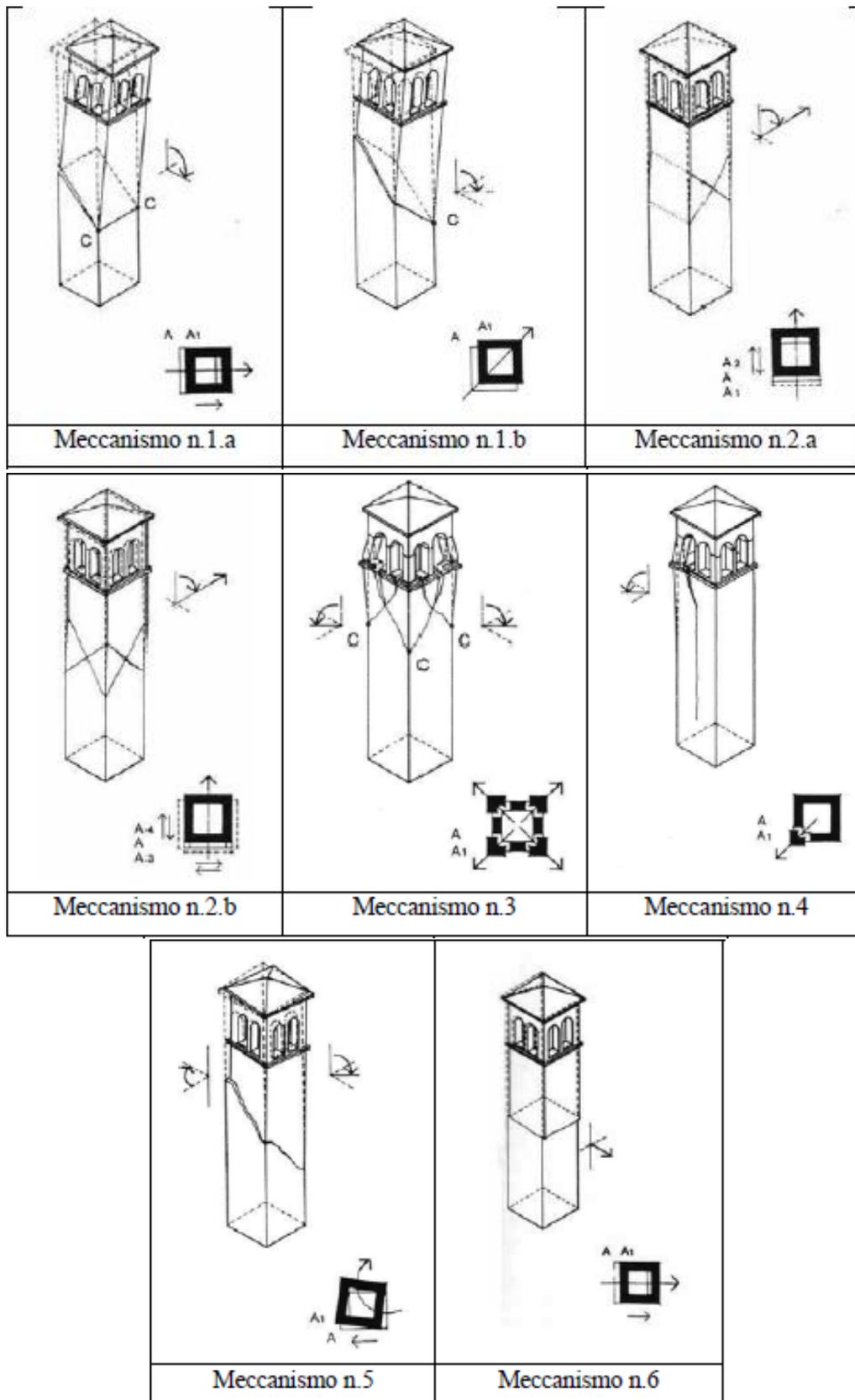


Figura 4: Situazioni principali di danno per campanili isolati [10]

Adesso, si passa ad esaminare alcuni esempi pratici dei casi più tipici di danno che interessano le torri campanarie in muratura. Si parte con il caso del campanile della chiesa dei S.S. Pietro e Paolo Ap. di Majano (UD) [11]. Dopo il sisma che ha interessato il Friuli

nel 1976 si è avuto il crollo della cella campanaria. Per quanto riguarda il *meccanismo di collasso*, si è avuto uno spostamento verso l'esterno della parte sommitale della torre, causato da rotazioni intorno a cerniere cilindriche ad asse orizzontale (meccanismo n.1.a), con conseguente crollo della muratura.



Figura 5: Crollo del campanile di Majano [11]



Figura 6: Crollo del campanile di Majano [11]

Altra storia, invece, la torre campanaria di Gemona del Friuli (UD) che, a seguito al terremoto del 1976, è crollata per intero tranne un muro (meccanismo n.4) [9].



Figura 7: Crollo del campanile di Gemona [9]

Per quanto riguarda il campanile della Chiesa di S. Martino V. di Resiutta (UD), il meccanismo rappresentativo del collasso è il meccanismo n.5: a seguito della rotazione attorno ad un asse verticale e della rotazione attorno ad un asse orizzontale, sono insorte lesioni oblique lungo tutti e quattro i lati della torre [10].



Figura 8: Lesioni del Campanile della Chiesa di S. Martino V. di Resiutta (UD) in seguito al sisma del Friuli del 1976 [10]

Va evidenziato che nelle torri campanarie isolate, i danni si presentano essenzialmente sotto forma di fratture a X, per cui sono principalmente dovuti al meccanismo n.2. Tuttavia, però, se a seguito della formazione della prima fessura diagonale, la parte del campanile sovrastante tale fessura comincia a slittare, si ha una dislocazione nella parte sopra la fessura, senza che vi sia il tempo necessario per la nascita della seconda fessura diagonale, per cui si ha solo un'unica macro-lesione diagonale [10].

Nel caso della torre civica del Castello dei Gonzaga a Bagnolo (RE) [12], il castello venne distrutto e rimase solo la torre in muratura, diventando un campanile isolato. A seguito del terremoto del 1996, si è formata prima una fessura inclinata e poi si è avuto uno scorrimento di circa 10 cm della porzione di torre sopra tale fessura (dislocazioni per rototraslazione).



Figura 9: Campanile di Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (RE) danneggiato dal sisma reggiano-modenese del 1996 – lato W [9]



Figura 10: Campanile di Torrazzo Gonzaga Bagnolo in Piano (RE) danneggiato dal sisma reggiano-modenese del 1996 – lato E, N [9]

Infine, ci si focalizza sul caso dei campanili addossati ad un edificio. Il campanile, durante il sisma, oscilla in due direzioni opposte per con conseguente formazione di due fessure inclinate, ortogonali alle due direzioni di trazione. Questo è il tipico caso di lesioni a Y. Queste si formano quando si ha una regione di contatto tra l'edificio e il campanile. Questa zona di contatto si comporta come un appoggio attorno a cui ruota, con asse orizzontale, il campanile. Un caso tipico di lesioni a Y lo si può osservare nel caso del campanile della Chiesa di Cavezzo (MO) in seguito al sisma dell'Emilia del 2012. Il campanile ha manifestato lesioni a Y nella parete frontale e fessure inclinate sulla parete laterale [13].

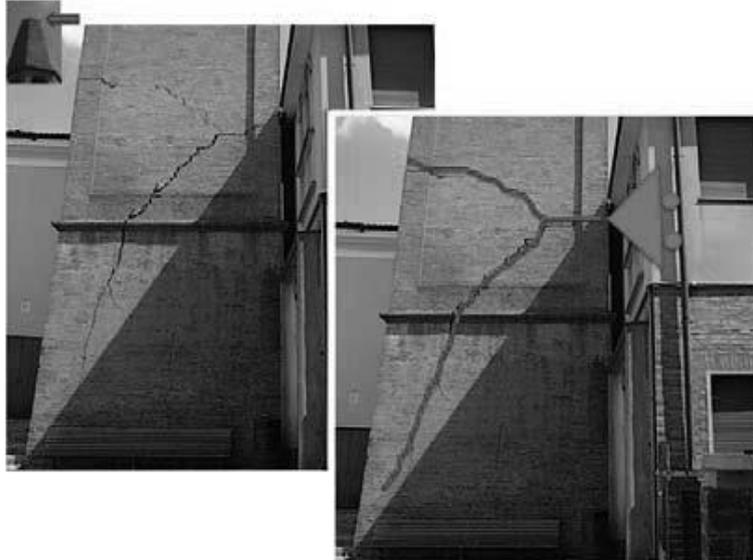


Figura 11: Campanile di Cavezzo (MO) in seguito al sisma dell'Emilia del 2012– parete frontale [9]

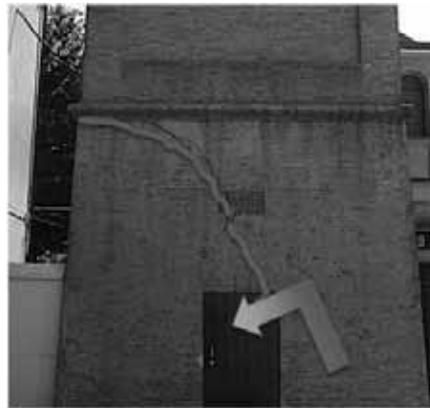


Figura 12: Campanile di Cavezzo (MO) in seguito al sisma dell'Emilia del 2012– parete laterale [9]

2.4. Danneggiamento della cella campanaria

Le celle campanarie, generalmente, presentano ampie aperture, le quali non consentono ai piedritti di lavorare come una sezione accoppiata nel caso di sollecitazioni orizzontali. Per tale ragione i principali danni che interessano le celle campanarie riguardano archi e piedritti [14].

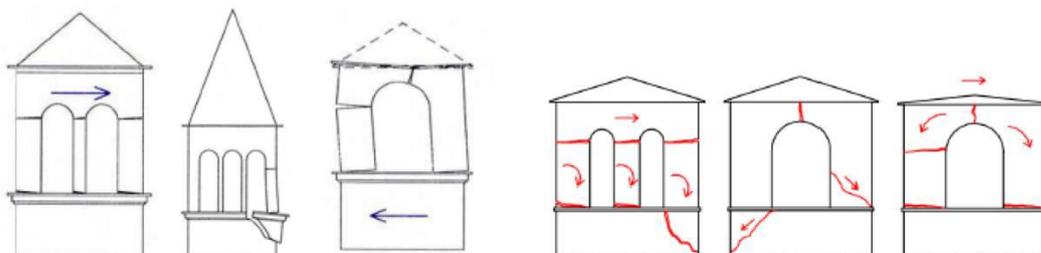


Figura 13: Situazioni principali di danno per la cella campanaria [14]

Tra i cinematismi più frequenti si hanno:

- Cinematismo ad arco a più cerniere;

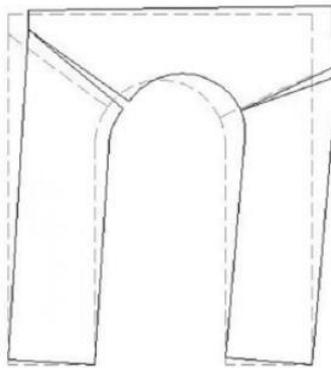


Figura 14: Cinematismo ad arco a più cerniere [14]

- Rotazioni o scorrimento dei piedritti: scivolamento di un piedritto verso l'esterno e rotazione di quello opposto.

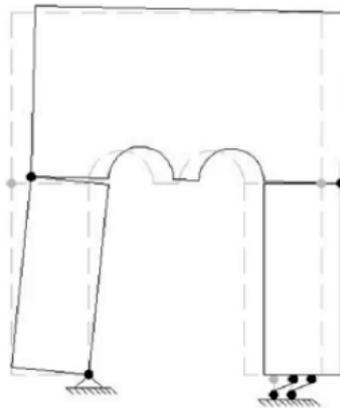


Figura 15: Rotazioni e scorrimento dei piedritti [14]

3. Metodi di valutazione della salute strutturale

3.1. Indagini strutturali su edifici esistenti

Le indagini strutturali su edifici esistenti hanno l'obiettivo di analizzare e monitorare la salute e le caratteristiche strutturali della struttura. Queste indagini sono fondamentali per comprendere le strutture, inclusi i materiali utilizzati e il loro comportamento meccanico. Una conoscenza dettagliata dello stato attuale dell'edificio e dei suoi materiali è essenziale per valutare la sicurezza e pianificare eventuali interventi. Le indagini strutturali comprendono una serie di analisi che permettono di valutare le condizioni di una struttura esistente e di identificare le cause di possibili problematiche. Queste analisi offrono, quindi, una valutazione iniziale dello stato di conservazione degli edifici, della loro struttura e dei materiali da costruzione impiegati.

3.1.1. Analisi storico-critica

L'indagine strutturale ha inizio con l'analisi della storia dell'opera civile. Nel caso di una costruzione esistente, è cruciale condurre un'analisi storico-critica che permetta di approfondire le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado e le modifiche apportate dall'uomo [3]. Quest'analisi rappresenta la fase iniziale del processo di conoscenza del manufatto. Attraverso la documentazione progettuale disponibile, è possibile raccogliere informazioni preliminari riguardo alla geometria, ai dettagli costruttivi e ai materiali utilizzati. In definitiva, questa fase deve facilitare l'interpretazione della condizione attuale dell'edificio come risultato di una serie di eventi statici e di trasformazioni accumulate nel tempo [3].

3.1.2. Prove distruttive e non distruttive

Durante tutta la fase di indagine strutturale devono essere eseguite prove distruttive e non distruttive:

- *Prove non distruttive*: vengono svolte in situ. Rappresentano l'insieme di prove e rilievi condotti impiegando metodi che non necessitano di distruggere o asportare campioni dalla struttura. Lo scopo di queste prove è ricercare e identificare i difetti della struttura stessa e caratterizzare meccanicamente i materiali;
- *Prove distruttive*: sono condotte in laboratorio per cui necessitano dell'asportazione di campioni dalla struttura.

3.1.3. Indagini strutturali su costruzioni in muratura

La muratura in una costruzione esistente è il frutto della messa in opera di materiali diversi, per cui tecnica costruttiva, posa in opera, caratteristiche meccaniche dei materiali e determinano il comportamento meccanico della struttura. La misurazione delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante prove in-situ o di laboratorio. Per la caratterizzazione meccanica dei materiali, la circolare 2019 e le NTC 2018 individuano 3 livelli di prova [3]:

- *Prove limitate*: si basano su ispezione visiva delle superfici, prevedono controlli limitati degli elementi costituenti e rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali costituenti la struttura;
- *Prove estese*: prevedono saggi superficiali e nello spessore murario, al fine di conoscere materiali, morfologia interna e fenomeni di degrado. È prevista l'analisi delle malte e degli elementi costituenti per cui si utilizzano principalmente tecniche non distruttive, eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive;
- *Prove esaustive*: consistono in prove dirette, in-situ o in laboratorio, sui materiali al fine di determinare i parametri meccanici. Sulla base degli approfondimenti conoscitivi effettuati, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi elementi strutturali e definiti i rispettivi fattori di confidenza. La norma definisce 3 livelli di conoscenza [2]:
 - 1) LC1;
 - 2) LC2;
 - 3) LC3.

Tali livelli di conoscenza dipendono da diversi fattori, quali:

- geometria della struttura;
- dettagli costruttivi;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi;
- probabili meccanismi di collasso degli elementi.

I fattori di confidenza sono impiegati per ridurre i valori dei parametri meccanici dei materiali nelle verifiche di sicurezza. La stima dei fattori di confidenza (FC) è fornita dalla circolare esplicativa al D.M. 17/01/2018 [3]. In particolare si ha che:

- per LC1, $FC=1,35$;
- per LC2, $FC=1,20$;
- per LC3, $FC=1$.

Va evidenziato che per ciascun dei livelli di conoscenza sono necessari almeno l'analisi storico-critica e il rilievo geometrico completo.

A seguire vengono riportati i valori di riferimento da adottare per le diverse tipologie di muratura esistente [3].

Tabella 1: Valori di riferimento dei parametri meccanici [3]

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella 2: Coefficienti correttivi massimi [3]

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

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

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,2}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Con riferimento alle suddette tabelle, i valori dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche sono [3]:

- 1) LC1: per le resistenze si assume il valore minimo mentre per i moduli elastici il valore medio degli intervalli della tabella C8.5.I;
- 2) LC2: per le resistenze si assume il valore medio mentre per i moduli elastici il valore medio degli intervalli della tabella C8.5.I;
- 3) LC3: i valori delle resistenze e dei moduli elastici possono essere determinati sulla base di misurazioni in-situ.

3.2. Indagini diagnostiche: prove non distruttive

Le strutture del patrimonio architettonico sono dei manufatti unici, originali e dal valore inestimabile, per cui vanno preservati e salvaguardati. Per questo motivo, per essi, è limitata l'applicazione del quadro normativo odierno. Infatti, per i beni tutelati, bisogna trovare il giusto compromesso tra sicurezza, durabilità e conservazione durante le fasi di diagnosi e di intervento. Per essi assume un ruolo di primaria importanza il concetto di "minimo intervento". In esso è racchiusa l'essenza del comportamento da adottare nei confronti degli edifici storici, in quanto "Ogni intervento deve essere proporzionato agli obiettivi di sicurezza stabiliti, riducendo così l'intervento al minimo" [15].

A tal fine, si deve dare la preferenza alle tecniche meno invasive [15]. Per tali motivazioni, durante la diagnosi dei beni tutelati, si preferisce ricorrere a prove non distruttive. Le prove non distruttive (PND) risultano indispensabili quando occorre individuare le caratteristiche nascoste della muratura (vuoti, difetti interni, stratigrafia) senza danneggiare i materiali storici. Al momento, le più diffuse PND sulle murature sono rappresentate da indagini termografiche, indagini soniche, ultrasoniche e indagini con georadar.

Tra le prove non distruttive più ricorrenti riguardanti le costruzioni in muratura si hanno:

- *Ispezione visiva;*
- *Analisi termografica all'infrarosso:*

La termografia a infrarossi viene utilizzata per rilevare vuoti, difetti e umidità [16], [17] negli edifici moderni e storici. Si basa sul fatto che tutti gli oggetti sopra i 0 K emettono radiazioni infrarosse. Utilizzando una telecamera IR, si può determinare la distribuzione di temperatura sulla superficie dell'oggetto per mezzo di immagini, misurando l'energia emessa mediante la legge di Stefan-Boltzmann [18]. Si può distinguere tra:

 - 1) *Termografia passiva:* si utilizza quando l'elemento da ispezionare presenta una temperatura molto differente rispetto a quella dell'ambiente circostante;



Figura 16: Termografia all'infrarosso passiva [19]

- 2) *Termografia attiva*: si utilizza quando l'elemento oggetto di indagine presenta una temperatura simile a quella dell'ambiente circostante, per cui serve una fonte di energia affinché si abbia un contrasto termico.

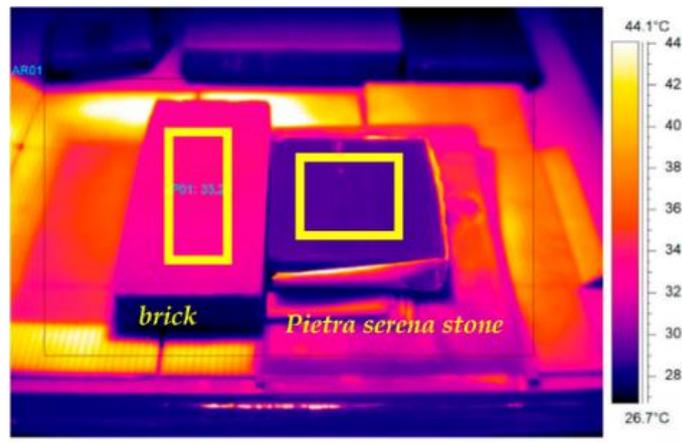


Figura 17: Termografia all'infrarosso attiva [20]

- *Analisi sonica*:

I test sonici vengono utilizzati per valutare la resistenza e le caratteristiche meccaniche (modulo di Young e coefficiente di Poisson) della muratura storica, senza pregiudicarne la conservazione [21]. Si trasmettono onde sonore attraverso il materiale e se ne misura la velocità. La velocità delle onde è correlata alla densità del materiale e alle caratteristiche meccaniche della muratura mediante la seguente relazione [22]:

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu)$$

dove:

E = modulo di Young;

ρ = densità del materiale;

V_s = velocità delle onde sonore;

ν = coefficiente di Poisson del materiale.

Va messo in evidenza, tuttavia, che, a causa delle molte incertezze intrinseche nella morfologia della muratura stessa, i metodi sonici solitamente sono combinati con altri test non distruttivi al fine di fornire dati affidabili.

- *Tomografia sonica*:

La tomografia sonica viene utilizzata per valutare la struttura interna (crepe, vuoti), le caratteristiche interne dei materiali (variazione di densità, variazione di resistenza a compressione) e il livello di stress dei componenti in muratura [23]. Questa tecnica, a differenza dei test sonici, impiega più trasduttori ed elaborazione avanzata dei dati per produrre rappresentazioni 2D o 3D [22].

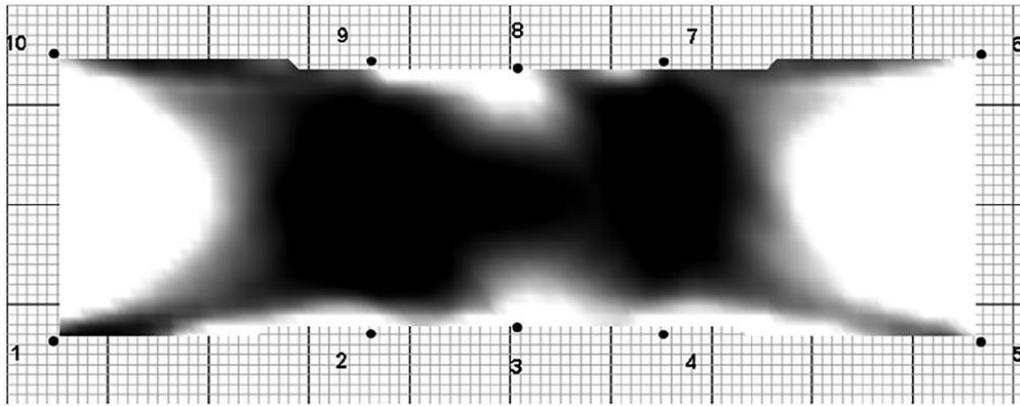


Figura 18: Vista in sezione del muro in muratura [22]

La Figura 18 mostra sia i vuoti (zone nere caratterizzate da velocità soniche basse) che le parti solide (zone bianche caratterizzate da velocità soniche alte) all'interno di una generica muratura.

- *Indagine radar:*

Il GPR è utilizzato per misurare lo spessore delle pareti di strutture in muratura storiche [24] e per indagini sull'umidità e sul contenuto di sale nella muratura storica [25], senza che queste vengano danneggiate. Il grande vantaggio di questa tecnica è che consente la misurazione su vaste aree [25]. Il radar a penetrazione del terreno trasmette onde elettromagnetiche ad alta frequenza nella parete e valuta le onde riflesse. Viene generata una mappa delle caratteristiche interne del mezzo [24].



Figura 19: Acquisizione di dati GPR [24]

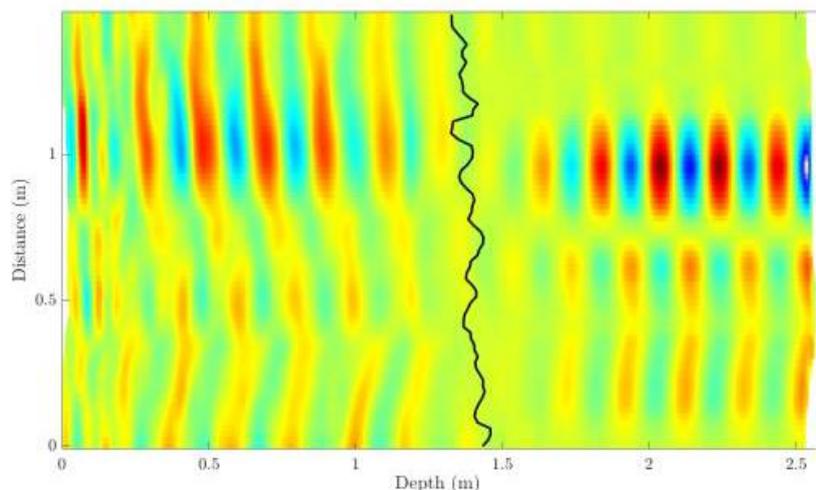


Figura 20: Dati GPR processati riguardanti un muro di prova con spessore noto [24]

- *Prova sclerometrica:*

La prova sclerometrica viene utilizzata per stimare le proprietà fisico-meccaniche del materiale da costruzione. La valutazione delle proprietà meccaniche avviene tramite prove di durezza al martello di Schmidt. Si valuta, per cui, la durezza superficiale del materiale [26].

Il test fornisce in output dei valori dell'indice del martello di rimbalzo (RHI) da cui si possono dedurre i valori della resistenza a compressione dei vari elementi costituenti il manufatto [27].



Figura 21: Vista schematica del martello a rimbalzo di Schmidt [27]

- *Prova sclerometrica su malta:*

Viene utilizzata per ricavare le proprietà meccaniche delle malte, per mezzo del martello a rimbalzo. L'indice del martello di rimbalzo (RHI) è indicativo della durezza superficiale della malta [28].

- *Test di identificazione dinamica:*

Vien utilizzato per ottenere le proprietà meccaniche dei vari elementi costituenti la struttura attraverso la determinazione di frequenze naturali, forme modali e rapporti di smorzamento della struttura stessa [29].

3.3. Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica ha lo scopo di individuare sperimentalmente i parametri modali (frequenze proprie di vibrazione, spostamenti modali e coefficienti di smorzamento) caratteristici della struttura e la sua risposta strutturale quando soggetta a un'eccitazione, in modo da poter, poi, confrontare i dati sperimentali con i risultati derivanti dai modelli numerici. Sperimentalmente, l'analisi dinamica prevede due metodi operativi:

- 1) *Analisi modale sperimentale (EMA)*: l'eccitazione è imposta.
Metodo input-output: si definisce il comportamento dinamico di una struttura attraverso una misura di input, la forzante, e una misura di output, la risposta strutturale;
- 2) *Analisi modale operativa (OMA)*: l'eccitazione è ambientale (rumore ambientale).
Metodo output-only: si utilizzano le vibrazioni del terreno per eccitare la struttura per misurare la risposta strutturale.

3.4. Monitoraggio della salute strutturale

Al fine di valutare lo stato di salute strutturale delle costruzioni e identificare i danni che si possono manifestare su essa nel tempo, si utilizza il monitoraggio strutturale (*SHM – Structural Health Monitoring*).

Un sistema di monitoraggio strutturale è un insieme complesso di componenti, quali:

- 1) *Sensori*: sono gli elementi più fondamentali di un sistema di monitoraggio strutturale. Questi sensori rilevano e registrano vari parametri fisici quali accelerazioni (accelerometri), deformazioni (sensori di deformazione), temperatura (sensori di temperatura), ecc.;
- 2) *Hardware di acquisizione dei dati*: raccoglie i dati dai sensori e li trasmette al sistema di elaborazione dei dati;
- 3) *Software di elaborazione dei dati*: elabora i dati e produce risultati utili e di facile interpretazione;
- 4) *Modelli di interpretazione dei dati*: algoritmi per interpretare i dati raccolti;
- 5) *Protocolli di risposta*.

Va sottolineato che i sistemi di monitoraggio della salute strutturale non sono solo altamente sensibili a meccanismi di rottura bensì dipendono anche da fluttuazioni ambientali (soprattutto termiche) e operative. Per cui, al fine di rilevare i danni strutturali, si può far ricorso alla teoria della cointegrazione, la quale permette di rimuovere le dipendenze ambientali dalle caratteristiche dinamiche al fine di creare dei parametri altamente sensibili ai soli meccanismi di rottura (cioè i residui di cointegrazione) [30].

Le strutture richiedono un monitoraggio costante per una valutazione accurata dello stato di salute strutturale, al fine di garantirne sicurezza e integrità. Per cui, nell'ambito del monitoraggio delle strutture, è importante considerare le seguenti fasi:

- 1) Pianificazione del monitoraggio: scelta dei parametri da misurare e progettazione del sistema di monitoraggio;
- 2) Installazione dei sensori: la posizione e la configurazione dei sensori vengono scelte in base alla struttura e ai punti critici da monitorare;
- 3) Raccolta dei dati: i sensori raccolgono dati in tempo reale o a intervalli prefissati e li inviano a un sistema di acquisizione dati;
- 4) Analisi dei dati;
- 5) Intervento in base ai risultati dell'analisi;
- 6) Report e comunicazione.

I sistemi di monitoraggio strutturale si possono classificare in funzione del tipo di dati di monitoraggio:

- 1) *Monitoraggio statico*: si utilizza per il controllo di lesioni;
- 2) *Monitoraggio dinamico*: si utilizza per individuare le caratteristiche dinamiche della struttura (frequenze, modi propri, smorzamenti);

ed in funzione della scala temporale con cui viene effettuata la raccolta dei dati:

- 3) *Monitoraggio continuo*: viene applicato solo a quelle strutture che sono estremamente importanti o esposte a eventi estremi, come forti terremoti e uragani;
- 4) *Monitoraggio periodico*.

4. Contesto storico dell'antica chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate

Nel X secolo nelle “fini superiori” ha inizio il fenomeno dei borghi di sommità per cui sorsero i nuclei di Tuerdo (con la chiesa di S. Nicolao), Morinaldo (S. Bartolomeo), Turriglie (S. Martino), Tucci (S. Pancrazio), Desaia (S. Giovanni), Laione (S. Giacomo) e Montà (S. Antonio Abate). Il primo insediamento di Montà, la “villa”, si sviluppò a lato del punto in cui il percorso valicava la contorta linea “delle rocche”, in analogia con i vari paesi pressoché allineati in direzione sud-ovest fino a Pocapaglia. Si trattava di un nucleo chiuso, con un solo accesso all'estremità occidentale della via della Villa, vicino alla sua chiesa, posta nel punto più alto e orientata. Verso nord, al di là delle difese e del fossato che occupavano l'attuale via Roma, si formano gradualmente i primi “airali”, strettamente legati alla villa e accorpati a questa nelle difese.

Nel 1242 i consignori di Loreto vendono al comune di Asti le loro spettanze feudali tra cui buona parte delle “fini superiori” montatesi alla destra del Riverdo. Tuttavia, in zona acquisiscono importanza anche i conti di Biandrate che, nel 1252, acquistano i feudi di Anterisio e di Desaia, a svantaggio del commercio astigiano nel settore. Per tale motivo, nel 1257, Asti attacca le terre acquistate dai Biandrate, distruggendo Anterisio e Desaia. Gli abitanti di queste terre devastate dalla guerra sono obbligati a trasferirsi nelle “villenove” di Canale e Montà. Nel 1363 la signoria di Montà viene venduta da Asti per 8000 fiorini a un ramo dei Roero di Canale che, tuttavia, nel 1441 la rivendono ai Malabaila “de Abellonio”. Divisa tra i Malabaila, nel 1585, metà della signoria perviene agli Isnardi di Sanfrè per il matrimonio di Giulia Malabaila con Tomaso mentre l'altra metà viene acquistata nel 1587 da Gerolamo Isnardi, figlio di Tomaso. Meno di un secolo dopo la signoria passa ai Parella di S. Martino grazie al matrimonio di Cristina Felice Isnardi, dai quali ai Wilcardel di Fleury, quindi alla metà del '700 ai Falletti di Barolo. Infine, dopo l'abolizione dei privilegi feudali, le proprietà passano ai conti Morra di Lavriano.

Tra il '500 e la prima metà del 700 Montà soffrì più volte a causa delle guerre. Infatti nel 1544 vi transita l'armata spagnola diretta a Ceresole. Il 7 luglio 1691 i francesi saccheggiano e incendiano tutte le case del paese, risparmiando tuttavia la chiesa. A causa di quest'incendio venne distrutto l'archivio comunale per cui manca in parte il supporto documentario. Il 1706, sempre i francesi saccheggiano nuovamente l'abitato [31].

4.1. L'Antica Parrocchiale di Sant'Antonio Abate

La chiesa di S. Antonio Abate sorge attorno al Mille come chiesa cimiteriale di Montata Fangi (“montà del fango”: il nome evidenziava un tempo la difficoltà maggiore del percorso che risaliva il pendio), l'originario borgo di Montà, all'epoca circoscritto dall'attuale via Villa. La chiesa di S. Antonio era ubicata nella parte più alta dell'abitato, oltre le ultime case della “villa”, ed era abbinata ad un ‘valico’ importante e all'antica *strata* romana. Le vicende del 1257 avevano portato alla formazione di una “villanova” - fuoridall'antica “villa” - con una sua torre civica e una nuova chiesa, dedicata a S. Michele dagli esuli di Anterisio in ricordo di quella abbandonata. Per volontà di Asti la nuova chiesa di S. Michele <<de Anterisio de Montata Fangi>> assume le funzioni parrocchiali (comprese quelle cimiteriali), a discapito della chiesa di S. Antonio che

diventa a tutti gli effetti l'oratorio del castello. Nella seconda metà del '500 i Malabaila e la comunità montatese ricostruiscono la chiesa di Sant'Antonio Abate in forme tardoromaniche (la costruzione a tre navate è stata voluta e finanziata dai Malabaila), tornando a svolgersi in essa tutte le funzioni parrocchiali, ad eccezione di quella cimiteriale (in quanto la ricostruzione aveva fatto totalmente sparire l'antico cimitero che, dopo la nascita della 'villanova' e l'accentramento di ogni funzione a S. Michele, aveva esaurito le sue finalità). Solo un secolo dopo, a metà del '600, la chiesa di S. Antonio Abate riacquista anche la dignità parrocchiale [31].



Figura 22: Antica parrocchiale di Sant'Antonio Abate – facciata

4.1.1. Le prime visite pastorali

La prima visita pastorale alla chiesa di S. Antonio Abate si ha il 23 settembre 1570 ad opera del vescovo d'Asti Domenico Della Rovere. Il Della Rovere rileva che questa chiesa, che aveva già l'attuale struttura a tre navate e con volta in muratura, era molto ben tenuta, con l'altare maggiore ornato di una grande e bella ancona rappresentante la Natività. In mezzo alla navata centrale vi era un grande crocifisso e nelle navate minori si trovavano cinque altari, ossia quattro a destra e uno a sinistra. Nel 1580 il Della Rovere torna in visita a Montà e descrive l'«*ecclesiam oratorium populi*» di S. Antonio, nella quale si amministrano i sacramenti. Nel 1585 giunge a Montà il visitatore apostolico monsignor Angelo Peruzzi, vescovo di Sarsina, il quale descrive l'oratorio di S. Antonio: il tabernacolo dorato, donato dal conte di Sanfrè, è giudicato bellissimo (*pulcherrimo*); la chiesa è tutta pavimentata e imbiancata; manca la sacrestia e i vetri alle finestre.

Degli altari ne cita solo tre: maggiore («*ornatum icona pulchra*»), di S. Sebastiano e un altro senza titolo appartenente ai Malabaila. A conferma di ciò, nel 1595, Camilla, vedova di Tomaso Malabaila, fa sapere nel testamento di aver speso di tasca propria 40

scudi <<*in far far un'icona et altri apparamenti per la cappella della chiesa di S. Antonio della Montà*>>, come richiesto dal figlio Alessandro defunto nel 1584. L'icona era quella segnalata dal Peruzzi nel 1585. Nel 1588 giunge in visita a Montà il vescovo Francesco Panigarola che definisce la chiesa di S. Antonio <*pulcherrima*> [31].

4.1.2. La chiesa nel '600

Nel 1619 il vescovo Isidoro Pentorio visita la Chiesa di S. Antonio, confermando il buono stato di questa e la mancanza di un campanile e di una sacrestia. Nel 1631 Gerolamo Isnardi richiede per testamento di essere sepolto nella tomba di famiglia esistente nella chiesa: risulta essere l'unica sepoltura in chiesa. Nel 1646 si costruisce un piccolo campanile. Nel 1650 l'intero edificio viene ristrutturato su incarico del conte Carlo Isnardi (che ha appena finito di ampliare e ornare il castello e impostare il parco circostante). Per adempiere a tale compito, i lavori vennero affidati ai mastri Marco Poncino e Carlo Francesco Finale. Il capitolato, stipulato il 17 dicembre 1649, chiarisce quali furono gli interventi che modificarono la costruzione romanico-gotica: i mastri lavorarono a pilastri, capitelli e archi, con apertura di cinque finestre più ampie a mezzanotte e chiusura di quelle a feritoia, <<*lasciando però il tutto rustico*>> [31].

4.1.3. Le visite pastorali del '600

Nel 1658 il vescovo Paolo Vincenzo Roero visita la chiesa di S. Antonio. Secondo il visitatore, l'altare maggiore, ornato della <<*pulcherrima icona*>>, è di struttura assai elegante e provvisto di tutto il necessario. Nella navata laterale destra si trovano quattro altari: di S. Maria del Suffragio, del Rosario, di S. Orsola e di S. Maria del Carmine. Nella navatella opposta, invece, si trovano gli altari di S. Giovanni Battista (appartenente agli eredi di Camilla Malabaila) e quello di S. Francesco. Nel 1662 il vescovo Roero, nuovamente in visita, annota che, dovendosi spostare l'intitolazione dell'altare del Suffragio a quello di S. Giovanni nella navatella di sinistra, il primo altare della navata di destra è stato intitolato a S. Maria e a S. Antonio da Padova. Inoltre il vescovo rileva che il campanile (la torre civica duecentesca) dista molto dalla chiesa ma, tuttavia, sul coro sono collocate due campane su colonnine. Nel 1663, probabilmente, viene costruita anche la sacrestia in quanto la data 1663 è incisa sull'acquasantiera e sul lavabo della sacrestia. Nel 1696 la chiesa di S. Antonio torna ad essere ufficialmente parrocchiale per opera del vescovo Migliavacca [31].

4.1.4. La relazione del 1742

La relazione sulle chiese della diocesi d'Asti del 1742 fornisce un quadro completo ed esauriente sulla chiesa di S. Antonio Abate. La relazione la descrive con 18 finestre quadrate, coro a cinque angoli con lesene, pavimento in pietra marmorina (la relazione attesta che <<*il pavimento della navata di mezzo e laterali, col suo ingresso, è fatto di pietra marmorina; sotto de' banchi è fatto di mattoni cotti; il Sancta Sanctorum è di quadri e mattoni di terra cotti; il coro è pure lastricato di quadri di terra cotti, intero*>>). La sacrestia ha una pittura sulla volta rappresentante la SS. Trinità. La chiesa non ha campanile, <<*non havendo ch'una piccola campana posta sopra due pilastrini d'altezza*

d'un trabucco sopra del tetto del coro>>. Gli altari, oltre al maggiore, all'epoca erano sette. Nella navata sinistra, partendo dal presbiterio, il primo era dedicato a S. Giovanni, quindi seguivano quelli di S. Margherita da Cortona e di S. Francesco d'Assisi. Dal lato opposto si trovavano quelli di S. Agostino e del Rosario, di S. Orsola e del Carmine. Oltre alle feste comandate, si celebrano quelle di S. Antonio Abate, S. Margherita da Cortona, S. Sebastiano, San Grato e San Rocco [31].

4.1.5. Il '700: lavori e ornati

Si mette dapprima mano al piazzale antistante e poi si procede alla ricostruzione della casa canonica dal lato opposto della piazza: nel 1713 si costruisce la volta della 'crotta' e nei due anni seguenti l'edificio viene completato. A causa dell'incendio del 1691, ora, la distanza che separa le case dalla chiesa incoraggia i ladri. Per ovviare a tale problema, nella seduta consiliare del 1719 si propone di *<<construer qualche habitatione per un romitoa detta chiesa per esser segregata dal luogo>>*. Tale casa venne costruita nel 1724 a seguito di un altro furto, e nel 1726 vi si scava anche una 'crotta'. Allo stesso tempo, nel 1723, si sistema il pavimento della chiesa mediante 1300 "quadri" di cotto, ai quali se ne aggiungono 480 nel 1727 per un "accomodamento" dello stesso. Nel 1768 si affidano i lavori di consolidamento (sottomurazione per un'altezza di cinque piedi) al mastro da muro Giacomo Triverio in quanto *<<la volta della nave della chiesa parrocchiale verso meso giorno dà segni di minciar rovina a causa che le muraglie che sostengono detta volta al piano di terra mancano nelle fondamenta, per causa delle acque pluviali che hanno condotto via la terra...>>*. Nel 1767 il pittore Dario della città di Asti dipinge il quadro di S. Antonio Abate. Nel 1795 il pittore Bernardino Barelli dipinge il coro, che viene dotato di "sedie", e il pittore Giuseppe Palladino dipinge il presbiterio. Nel 1796 il marmorista Bernardo Fossari fabbrica la balaustra di marmo [31].

4.1.6. Interventi nell'800

Nel 1807 l'arciprete Caretti ottiene l'autorizzazione dal vescovo di Asti (e il beneplacito della marchesa Falletti, proprietaria dell'altare di S. Giovanni) per dare un nuovo assetto al coro della parrocchiale di S. Antonio, eliminando i due altari laterali in testa alle navatelle e dando un nuovo accesso alla sacrestia. L'altare di S. Giovanni verrà spostato all'altare successivo, cioè quello dedicato a S. Margherita da Cortona, mentre l'altare del Suffragio verrà spostato all'altare di S. Orsola. Nel 1814 viene costruita l'attuale facciata con relativo portico, sopra il quale viene ricavata l'abitazione per il sacrestano. Sempre nel 1814 viene costruito addossato al coro il campanile. Nel 1877 i fratelli Mossello affrescano le volte delle navate. Nel 1895 si inaugura il nuovo altar maggiore in marmo. Nel 1898 il pittore Luigi Morgari dipinge la grande pala posta all'altare del S. Cuore di Maria [31].



Figura 23: Campanile della vecchia parrocchiale di Sant'Antonio Abate – vista S-E

5. Modellazione geometrica e meccanica

5.1. Modellazione geometrica del Campanile della vecchia chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate

Al fine di definire il modello geometrico del campanile si è seguito le seguenti fasi:

1. Fase preliminare:

Inizialmente si sono considerati gli elaborati grafici relativi alla struttura (redatti precedentemente), quali:

- una sezione verticale tipo
- le piante della torre campanaria.

Dalla sezione verticale tipo si sono dedotte le dimensioni in quota della struttura e i principali livelli di riferimento ad essa associati. Dalle piante, invece, si sono individuate le dimensioni in pianta della struttura in corrispondenza dei livelli di riferimento.

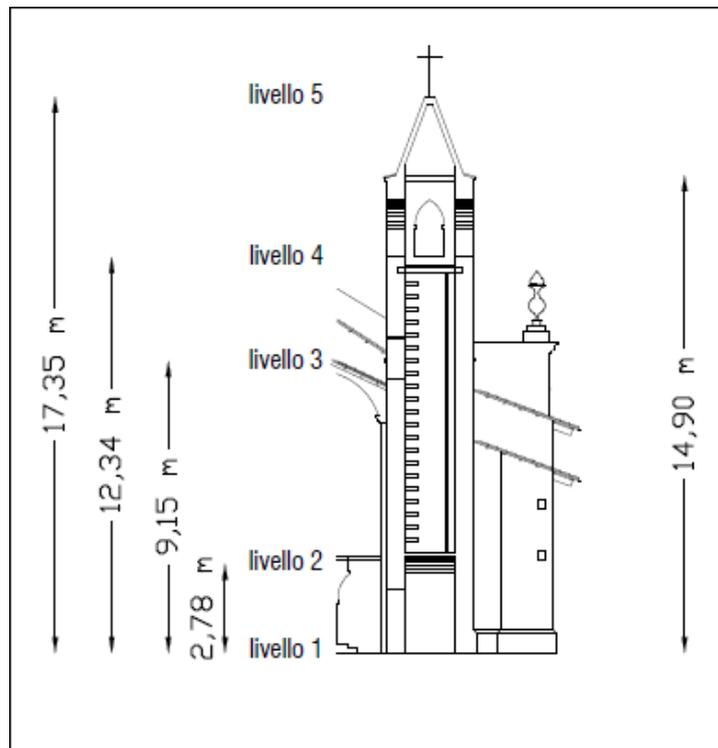


Figura 24: Sezione verticale tipo

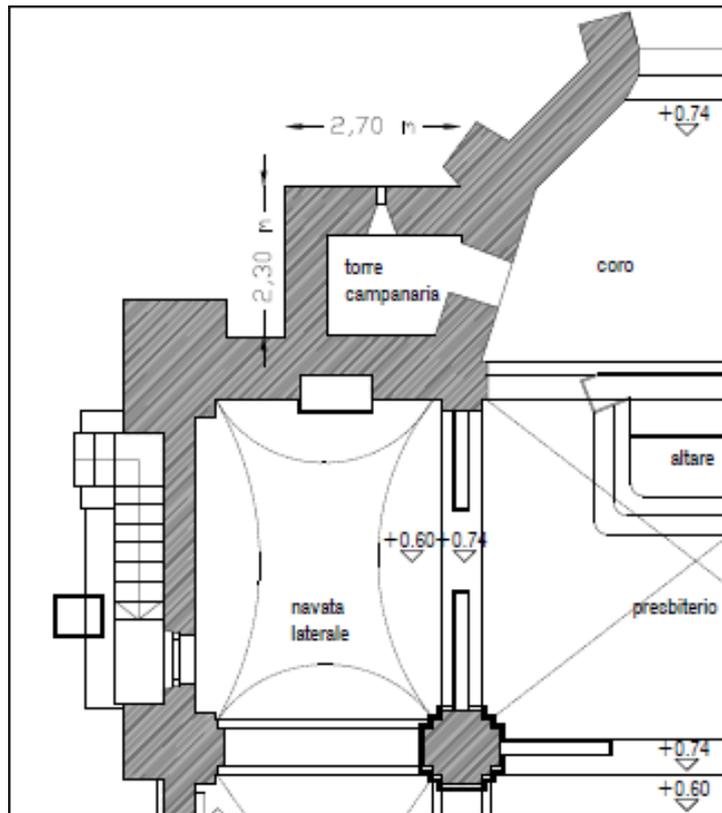


Figura 25: Pianta piano terreno livello 1

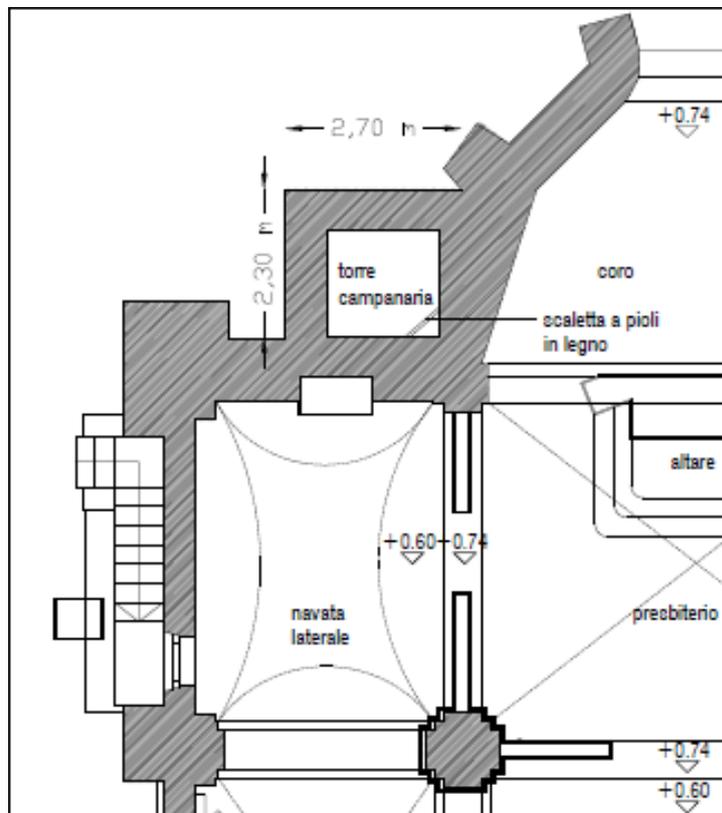


Figura 26: Pianta livello 2

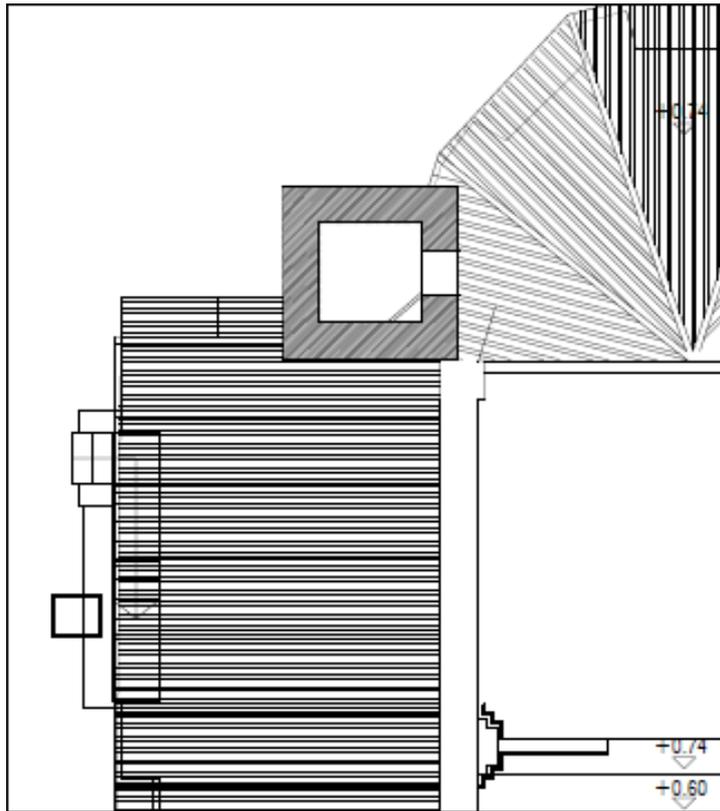


Figura 27: Pianta livello 3

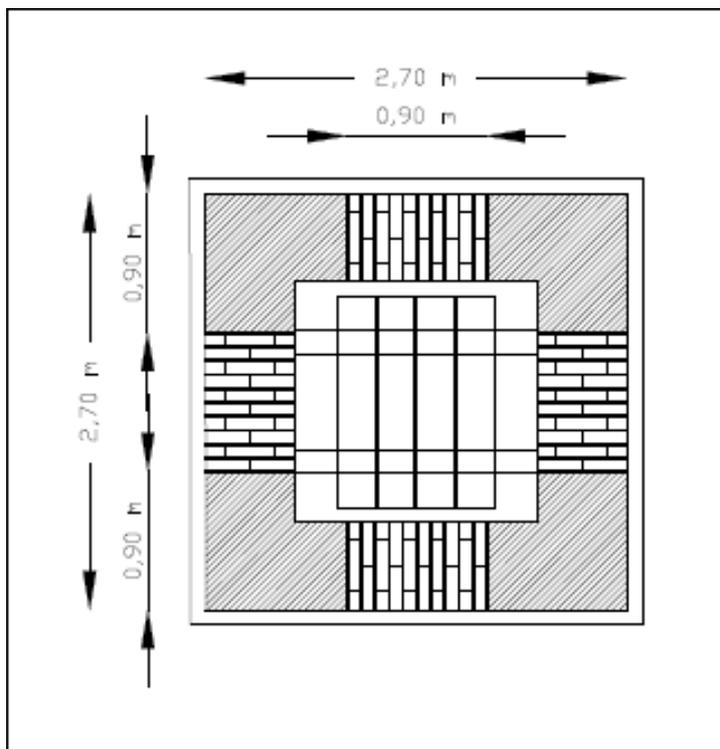


Figura 28: Pianta cella campanaria livello 4

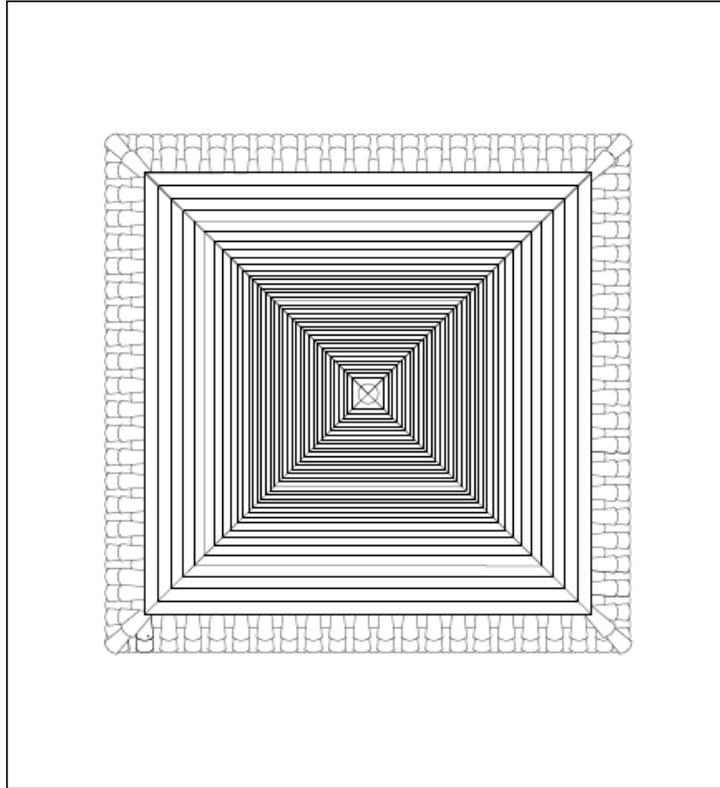


Figura 29: Pianta cuspidale piramidale del tetto livello 5

2. Fase intermedia:

Successivamente, data la mancanza di informazioni esaurienti in merito alla geometria, si è proceduto con un sopralluogo recandosi in-situ. Lì si sono eseguiti dei rilievi geometrici di dettaglio sul campo, quali:

- dimensioni del mattone;
- geometrie del perimetro interno;
- dimensioni della porta al livello 1.



Figura 30: Dimensioni mattone



Figura 31: Rilievo geometrico del perimetro interno livello 1

Inoltre, si sono condotte delle indagini visive più approfondite, grazie alle quali è stato possibile individuare con maggiore precisione la direzione di propagazione delle fessure lato N, W e l'effettiva locazione delle zone interessate dagli interventi di ripristino.



Figura 32: Interventi di ripristino delle fessure e della muratura - lati N, W

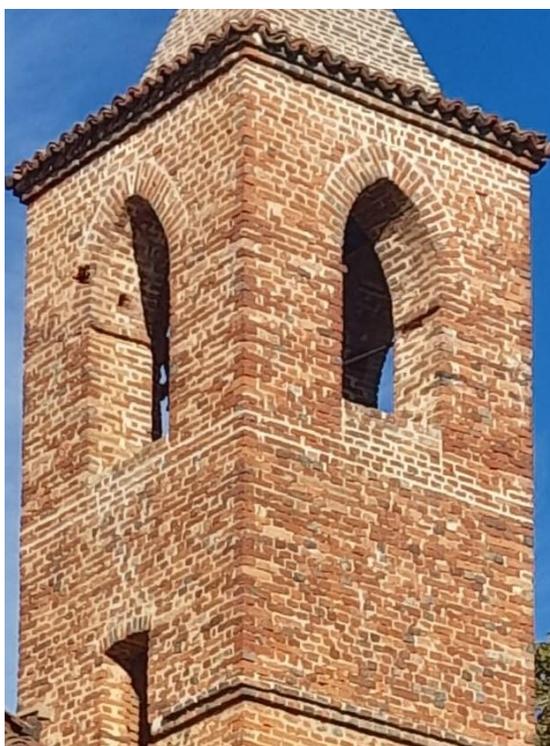


Figura 33: Interventi di ripristino della muratura -lati S, E

Come si evince da Figura 32, le fessure si innescano a partire dagli spigoli di base delle finestre della cella campanaria. Da lì si estendono per circa 2,7 m verso il basso, presentando uno spessore di circa 3 cm e una profondità di circa 4 cm. In particolare, la fessura lato nord assume una forma a Croce di Sant'Andrea mentre la fessura lato W è quasi perfettamente verticale. Da Figura 33, invece, si può constatare l'effettiva posizione degli interventi di ripristino. Nel dettaglio, gli interventi di ripristino con malta cementizia sono localizzati 0.35 m sotto la base delle finestre della cella campanaria e immediatamente sopra la volta delle finestre della cella campanaria. Tali interventi sono circoscritti a tutto il perimetro esterno del campanile.

3. Fase finale:

Note geometrie e dimensioni, si è passati alla creazione del modello 3D del campanile. Seppur l'intento è stato quello di creare un modello che replicasse la struttura reale con il massimo grado di fedeltà, tuttavia, si sono fatte delle *assunzioni geometriche semplificative*, quali:

- perimetro interno tra livello 1 e livello 2 rettangolare (1,55 m X 1,70 m);
- spessore solaio in muratura in corrispondenza del livello 2 pari a 0,26 m;
- cambio sezione in corrispondenza del livello 2 ($h_2 = 2,775$ m);

Per la costruzione del modello 3d in Autocad si è deciso di utilizzare un *approccio Bottom-up*: si parte con il definire le linee sulle quali, poi, "si costruiscono sopra" aree e volumi. Il modello 3D del campanile è stato creato utilizzando i seguenti elementi:

- linee (per travi e cavi);
- aree (per solaio in muratura, setti, cuspide piramidale del tetto e regione sommitale della cella campanaria);
- volumi (per muratura e fessure).

Operativamente, in Autocad, si è modellato i diversi elementi geometrici costituenti la struttura oggetto di studio secondo i seguenti passi:

- 1) fessure N e W con elementi volume;
- 2) muratura attorno le fessure tra i livelli di riferimento 3 e 4 con elementi volume;
- 3) cella campanaria con elementi volume;
- 4) regione sommitale cella campanaria con elementi shell;
- 5) cuspide piramidale del tetto con elementi shell;
- 6) muratura tra i livelli di riferimento 1 e 3 con elementi volume;
- 7) solaio a livello di riferimento 2 con elementi shell;
- 8) cerchiatura a L tra la regione sommitale della cella campanaria e la cuspide piramidale del tetto con elementi linea;
- 9) 2 barre d'armatura sul perimetro esterno in corrispondenza della sommità dei volumi della cella campanaria con elementi linea;
- 10) 2 barre d'armatura sul perimetro esterno che intersecano le fessure con elementi linea;
- 11) trave IPE sul perimetro interno N in corrispondenza della sommità dei volumi della cella campanaria con elementi linea;
- 12) travi UPE sul perimetro interno WSE in corrispondenza della sommità dei volumi della cella campanaria con elementi linea;

- 13) travi IPE sul perimetro interno in corrispondenza della base delle finestre della cella campanaria con elementi linea;
- 14) travi IPE sul perimetro interno in corrispondenza della volta della finestra lato S, posta al livello di riferimento 3, con elementi linea.

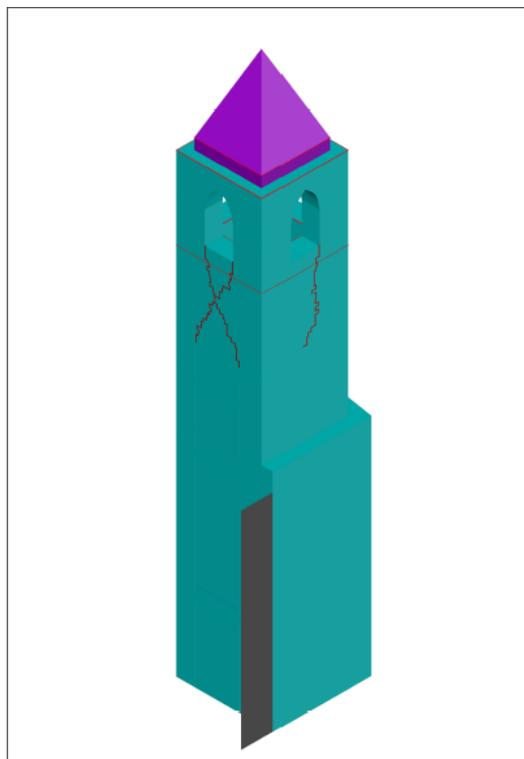


Figura 34: Modello geometrico 3D del campanile

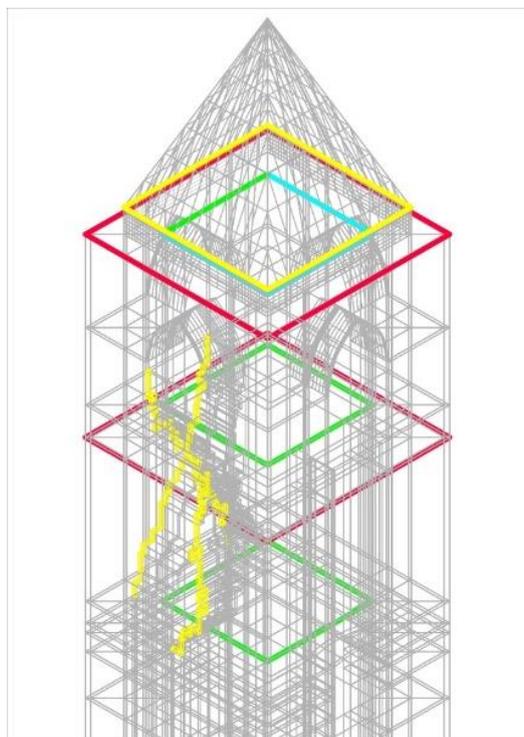


Figura 35: Interventi di ripristino

Va messo in evidenza, come si può notare da Figura 34 e Figura 35, che la struttura è stata modellata a mo' di "puzzle", facendo combaciare perfettamente i diversi elementi geometrici lungo le 3 direzioni X, Y, Z:

tale modo di procedere alla costruzione del modello è dovuto al fatto che i diversi elementi geometrici devono rimanere connessi durante le successive analisi e non si devono generare lability nel modello. Per cui, sono stati creati 1255 elementi geometrici diversi. Inoltre, sempre in previsione di successive analisi nel codice di calcolo agli

Elementi Finiti (Ansys), il modello creato corrisponde allo stato migliorato, in quanto, quest' ultimo, è il più completo in termini di elementi geometrici. Tuttavia, va constatato che manca la modellazione dei setti negli spigoli N-W e S-E in quanto si modellerà questi ultimi con degli elementi molla lineari direttamente nel software Ansys, in modo da conferire maggiore elasticità alla struttura: infatti, modellare i setti con delle shell continue incastrate renderebbe la struttura molto più rigida e, quindi, meno deformabile (ciò non è rappresentativo della realtà).

5.2. Modellazione meccanica del Campanile della vecchia chiesa parrocchiale di Sant'Antonio Abate

Per condurre le analisi, statica e agli autovalori-autovettori, si è utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti Ansys®. Preliminarmente, da Autocad, si sono estratti dei file in formato dati neutrale (IGES) in modo da poter scambiare dati, file grafici e informazioni tra i software Autocad e Ansys. Questi file IGES contengono le geometrie dei vari elementi costruttivi, quali:

- 1) Volumi della muratura;
- 2) Volumi delle fessure lato W e S;
- 3) Aree del solaio, della regione sommitale della cella campanaria, della cuspide piramidale del tetto;
- 4) Linee della cerchiatura a L, posta tra la regione sommitale della cella campanaria e la cuspide piramidale del tetto;
- 5) Linee delle barre d'armatura $\Phi 6$ sul perimetro esterno;
- 6) Linee delle travi IPE e UPE sul perimetro interno;

con riferimento al modello geometrico dello stato migliorato, in quanto il più completo in termini di elementi costituenti la struttura. Dopodiché, si sono creati dei codici numerici (in linguaggio Ansys) grazie ai quali è stato possibile importare la geometria della struttura da Autocad ad Ansys e definire le caratteristiche meccaniche dei vari elementi. Per cui, una volta che sono state definite le caratteristiche geometriche e meccaniche dei vari elementi strutturali, è stato possibile condurre le analisi

statica e agli autovalori-autovettori per i tre stati della struttura seguenti:

- *integro*;
- *danneggiato*;
- *migliorato*.

5.2.1. Generalità dei modelli numerici

In linea generale, per tutti e tre i modelli, si sono fatte le seguenti *assunzioni*:

- *Tipo di elemento:*
 - a. SOLID BRICK NODE 185 (elemento volume);
 - b. SHELL 3D NODE 181 (elemento area);
 - c. COMBINATION SPRING-DAMPER 14 (elemento molla lineare);

- *Caratteristiche meccaniche dei materiali:*
 - a. Muratura (volumi, aree), solaio in muratura:
 $E = 1,2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$;
 $\nu = 0,35$;
 $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$;
 - b. Setti:
 - 1) Setto nello spigolo N-W in direzione x:
 $K_{1x} = 1 \times 10^6 \text{ N/m}$;
 - 2) Setto nello spigolo S-E in direzione x:
 $K_{2x} = 1 \times 10^6 \text{ N/m}$;
 - 3) Setto nello spigolo S-E in direzione y:
 $K_{2y} = 1 \times 10^6 \text{ N/m}$;

Va messo in evidenza come i setti siano stati modellati come elementi deformabili per mezzo di molle elastico-lineari, con il solo obiettivo di conferire un'adeguata rigidità alla torre campanaria oggetto di studio.

- *Spessore elemento SHELL:*
 - a. Muratura regione sommitale cella campanaria lati W, S, E:
 $\text{THK} = 0,57 \text{ m}$;
 - b. Solaio in muratura:
 $\text{THK} = 0,26 \text{ m}$;
 - c. Cuspide piramidale del tetto:
 $\text{THK} = 0,15 \text{ m}$;

- *Tipo di mesh:*
FREE;

- *Dimensione della mesh:*
0,1;

Per quanto riguarda la dimensione della mesh va detto che è stata assunta pari a 0,1 in quanto, svolgendo uno studio sulla sensitività della mesh per i tre modelli (dello stato integro, dello stato danneggiato, dello stato migliorato), è emerso che, data la complessità geometrica di questi, solo una dimensione della mesh pari a 0,1 permettesse l'esecuzione delle analisi.

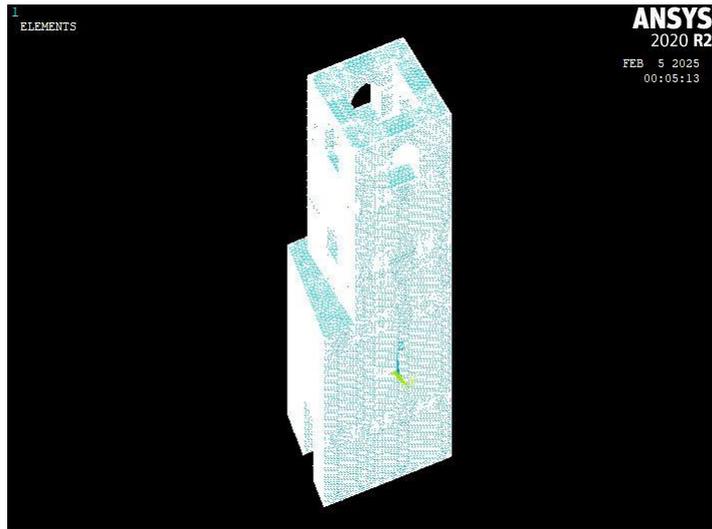


Figura 36: Mesh muratura livelli 1, 2, cella campanaria

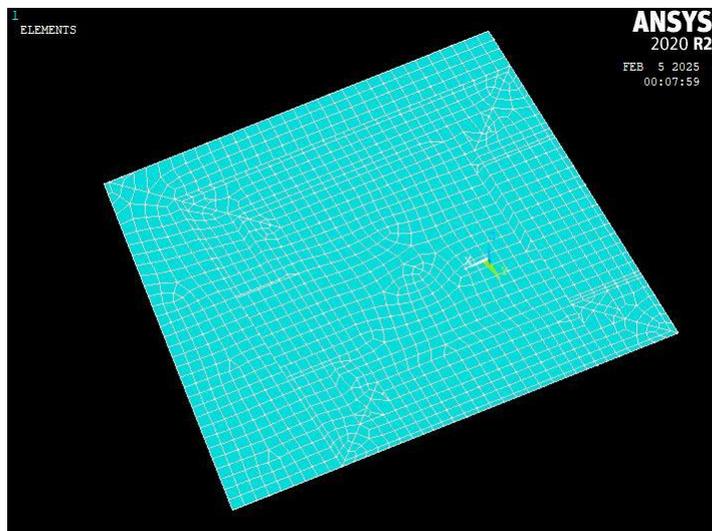


Figura 37: Mesh solaio in muratura

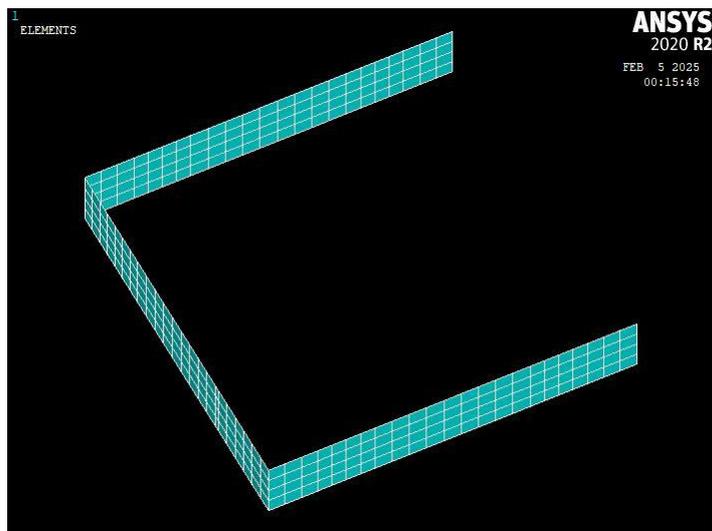


Figura 38: Mesh regione sommitale cella campanaria lati W, S, E

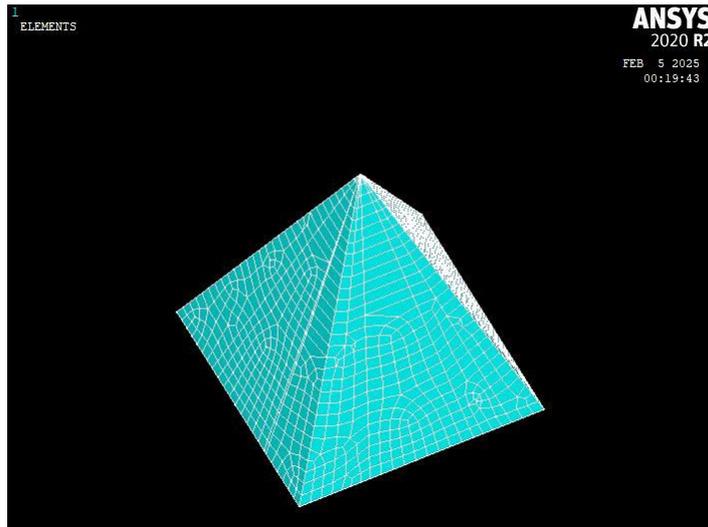


Figura 39: Mesh cuspidale piramidale del tetto

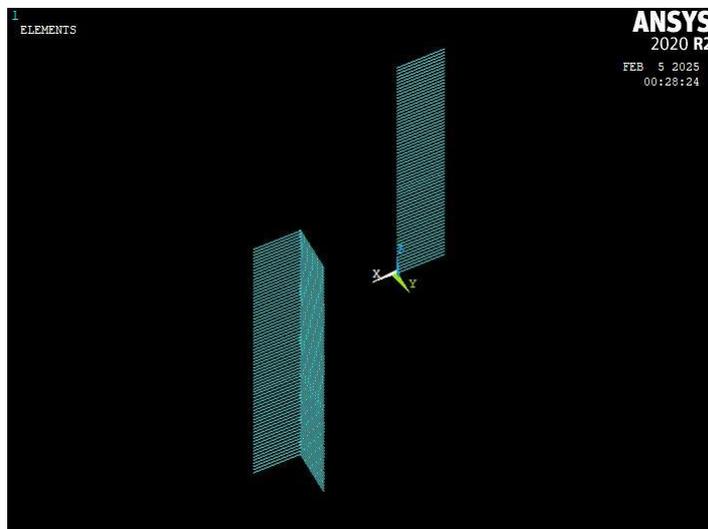


Figura 40: Setti spigoli N-W, S-E

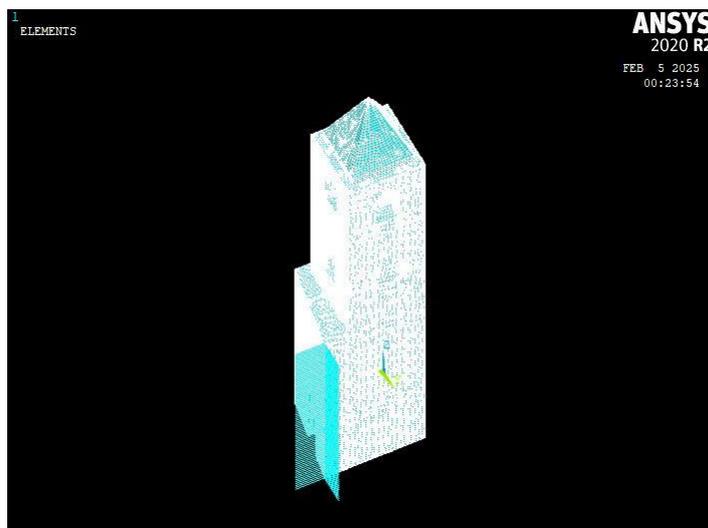


Figura 41: Geometria modello numerico

- *VINCOLI:*
 - a. Incastro dei nodi a quota $Z = 0$ m:
ALL DOF = 0;
 - b. Incastro dei nodi verticali dei setti, non condivisi con la struttura:
ALL DOF = 0.

Va sottolineato che la scelta di appropriate condizioni al contorno alla base della struttura è un punto critico nello sviluppo di un modello numerico in grado di riprodurre in modo affidabile la risposta dinamica dell'edificio: il contributo del terreno di fondazione dovrebbe essere accertato e, se necessario, opportunamente modellato [32]. In questo caso si è scelto di vincolare la base della struttura con un incastro nelle tre direzioni in quanto, nel caso di torri campanarie, il comportamento a mensola approssima bene il comportamento reale della struttura.

5.2.2. Differenze dei tre modelli numerici

5.2.2.1. Modello dello stato integro

Nel modello dello stato integro la struttura è integra in quanto non presenta fessure e/o danno.

- *Caratteristiche meccaniche dei materiali:*
 - a. Fessure lati N, W:
 $E = 1,2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$;
 $\nu = 0,35$;
 $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$;
- *Spessore elemento SHELL:*
 - a. Muratura regione sommitale cella campanaria lato N:
THK = 0,57 m;

5.2.2.2. Modello dello stato danneggiato

Nel modello dello stato danneggiato la struttura è danneggiata in quanto presenta fessure e danno.

- *Caratteristiche meccaniche dei materiali:*
 - a. Fessure lati N, W:
 $E = 1,2 \times 10^5 \text{ N/m}^2$;
 $\nu = 0,35$;
 $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$;
- *Spessore elemento SHELL:*
 - a. Muratura regione sommitale cella campanaria lato N:
THK = 0,13 m;

5.2.2.3. Modello dello stato migliorato

Nel modello dello stato migliorato la struttura viene ripristinata in quanto:

- le fessure presenti sulle facciate N e W vengono chiuse per mezzo di malta cementizia;
- il danneggiamento in corrispondenza della regione sommitale della cella campanaria lato N viene risolto;
- vengono inserite delle travi in acciaio perimetrali sul perimetro interno:
 - a. in corrispondenza dell'intersezione tra cuspide piramidale del tetto e regione sommitale cella campanaria;
 - b. in corrispondenza del solaio in legno della cella campanaria;
 - c. in corrispondenza della volta della finestra inferiore lato S;
- vengono inseriti delle barre d'armatura $\Phi 6$ lungo tutto il perimetro esterno:
 - a. due barre sopra la volta delle finestre della cella campanaria;
 - b. due barre sotto la base delle finestre della cella campanaria;
- viene inserita una cerchiatura a L in acciaio in corrispondenza dell'intersezione tra cuspide piramidale del tetto e regione sommitale cella campanaria;

- *Tipo di elemento:*
 - a. LINK 3D FINITE STN 180 (linee);
 - b. BEAM 2D NODE 188 (linee);

- *Caratteristiche meccaniche dei materiali:*
 - a. Fessure lati N, W:
 - $E = 8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$;
 - $\nu = 0,35$;
 - $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$;
 - b. Barre d'armatura in acciaio:
 - $E = 2,1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$;
 - $\nu = 0,28$;
 - $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;
 - c. Travi in acciaio:
 - $E = 2,1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$;
 - $\nu = 0,28$;
 - $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$;

- *Spessore elemento SHELL:*
 - a. Muratura regione sommitale cella campanaria lato N:
 - $\text{THK} = 0,57 \text{ m}$;

- *Sezione elemento LINK:*
 - a. 2 barre $\Phi 6$:
 - $A = 5,65486 \times 10^{-5} \text{ m}^2$;

- *Sezione elemento BEAM:*
 - a. Cerchiatura a L:

$$w_1 = w_2 = 0,12 \text{ m};$$

$$t_1 = t_2 = 0,015 \text{ m};$$

b. Trave s235 IPE140:

$$w_1 = w_2 = 0,073 \text{ m};$$

$$w_3 = 0,14 \text{ m};$$

$$t_1 = t_2 = 0,0069 \text{ m};$$

$$t_3 = 0,0047 \text{ m};$$

c. Trave UPE:

$$w_1 = w_2 = 0,065 \text{ m};$$

$$w_3 = 0,14 \text{ m};$$

$$t_1 = t_2 = 0,009 \text{ m};$$

$$t_3 = 0,005 \text{ m};$$

5.2.3. Risultati analisi statica per carichi gravitazionali

5.2.3.1. Risultati modello dello stato integro

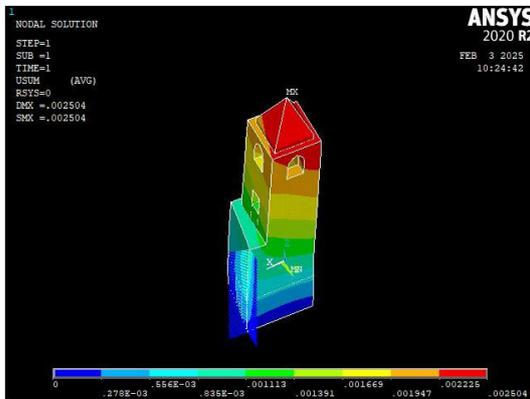


Figura 42: Vista assonometrica modello stato integro

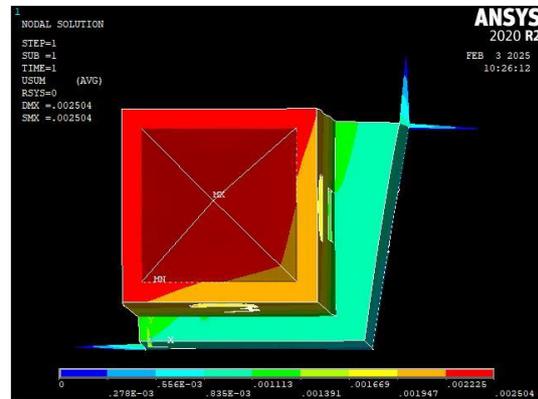


Figura 43: Vista in pianta modello stato integro



Figura 44: Vista lato W modello stato integro



Figura 45: Vista lato S modello stato integro

Trattandosi di un'analisi statica, la struttura è soggetta ai soli carichi gravitazionali. Tuttavia, il codice agli elementi finiti Ansys fornisce come risultato di default uno spostamento, seppur minimo, della struttura:

da Figura 42, Figura 43, Figura 44, Figura 45 si può constatare uno spostamento massimo in testa pari a 2,504 mm. Ciò è dovuto all'asimmetria in pianta della struttura e al fatto che il carico gravitazionale venga applicato nell'origine del sistema di riferimento degli assi, posto nello spigolo N-W, piuttosto che nel baricentro della struttura.

5.2.3.2. Risultati modello dello stato danneggiato

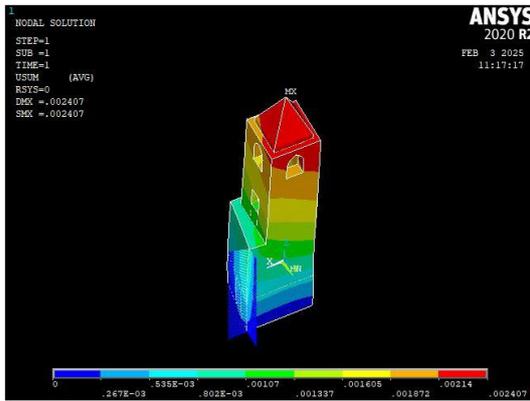


Figura 46: Vista assometrica modello con danneggiamento

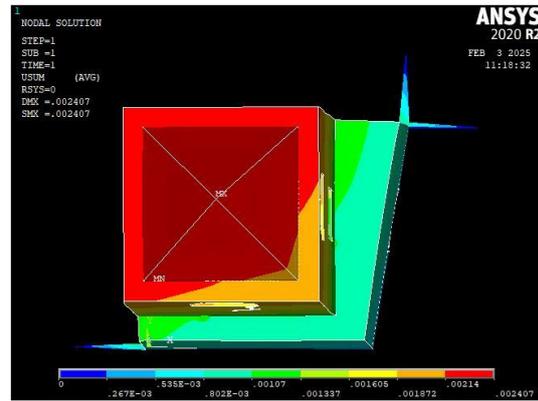


Figura 47: Vista in pianta modello con danneggiamento



Figura 48: Vista lato W modello con danneggiamento

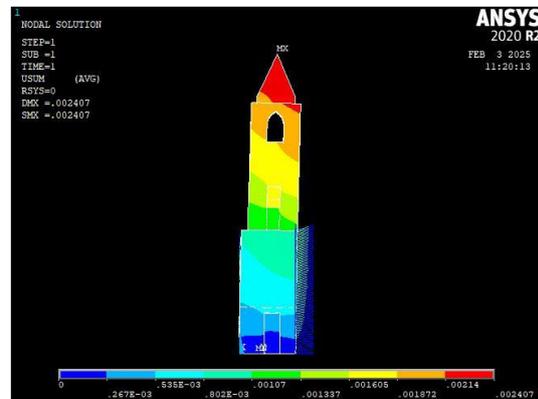


Figura 49: Vista lato S modello con danneggiamento

Trattandosi di un'analisi statica, la struttura è soggetta ai soli carichi gravitazionali. Tuttavia, il codice agli elementi finiti Ansys fornisce come risultato di default uno spostamento, seppur minimo, della struttura:

da Figura 46, Figura 47, Figura 48, Figura 49 si può constatare uno spostamento massimo in testa pari a 2,407 mm. Ciò è dovuto all'asimmetria in pianta della struttura e al fatto che il carico gravitazionale venga applicato nell'origine del sistema di riferimento degli assi, posto nello spigolo N-W, piuttosto che nel baricentro della struttura.

5.2.3.3. Risultati modello dello stato migliorato

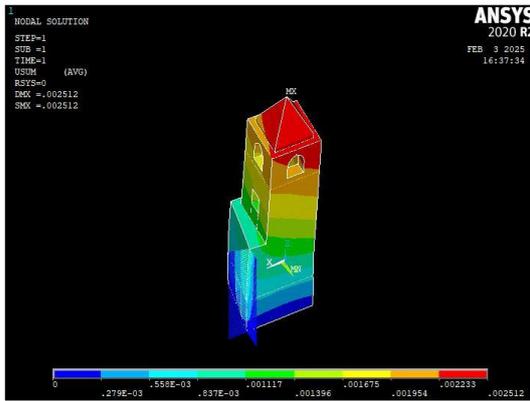


Figura 50: Vista assometrica modello con miglioramento

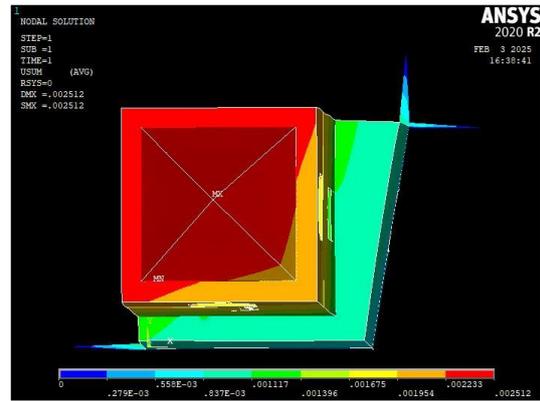


Figura 51: Vista in pianta modello con miglioramento

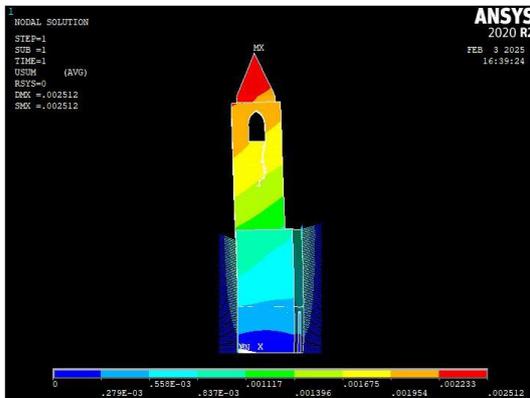


Figura 52: Vista lato W modello con miglioramento

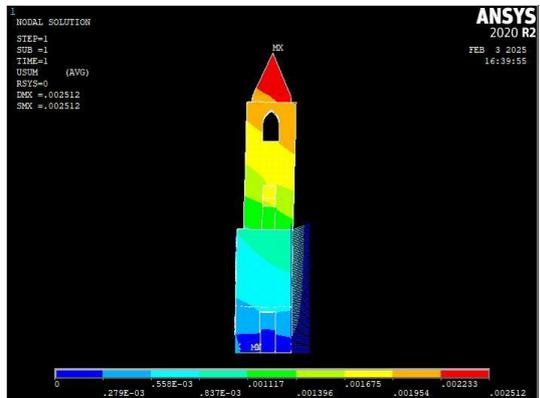


Figura 53: Vista lato S modello con miglioramento

Trattandosi di un'analisi statica, la struttura è soggetta ai soli carichi gravitazionali. Tuttavia, il codice agli elementi finiti Ansys fornisce come risultato di default uno spostamento, seppur minimo, della struttura:

da Figura 50, Figura 51, Figura 52, Figura 53 si può constatare uno spostamento massimo in testa pari a 2,512 mm. Ciò è dovuto all'asimmetria in pianta della struttura e al fatto che il carico gravitazionale venga applicato nell'origine del sistema di riferimento degli assi, posto nello spigolo N-W, piuttosto che nel baricentro della struttura.

5.2.4. Risultati analisi agli autovalori-autovettori

5.2.4.1. Risultati modello dello stato integro: frequenze naturali e forme modali

- *Frequenze naturali modello dello stato integro:*

Tabella 3: Frequenze naturali modello stato integro

f₁ [Hz]	2,157
f₂ [Hz]	2,420
f₃ [Hz]	7,475
f₄ [Hz]	8,175
f₅ [Hz]	8,307
f₆ [Hz]	13,440
f₇ [Hz]	14,264
f₈ [Hz]	16,702
f₉ [Hz]	17,525
f₁₀ [Hz]	23,219
f₁₁ [Hz]	24,784
f₁₂ [Hz]	26,267
f₁₃ [Hz]	26,612
f₁₄ [Hz]	28,349
f₁₅ [Hz]	29,914

Di seguito sono riportate le forme modali relative alle frequenze naturali riportate in Tabella 3, con riferimento alle sole frequenze inferiori e/o nell'intorno dei 10 Hz. Per cui, a seguire, si riportano solo le prime cinque forme modali relative al modello dello stato integro.

- *Forme modali modello dello stato integro:*

1) *Forma modale 1*

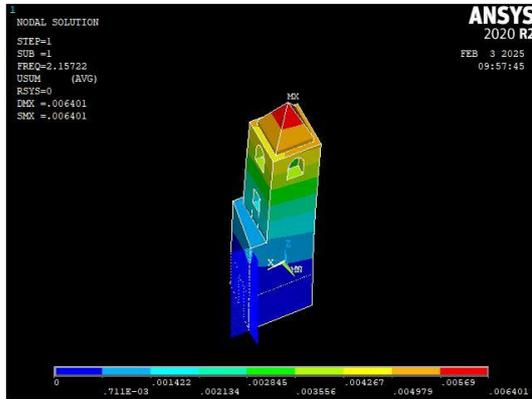


Figura 54: Forma modale 1 modello stato integro - vista assonometrica

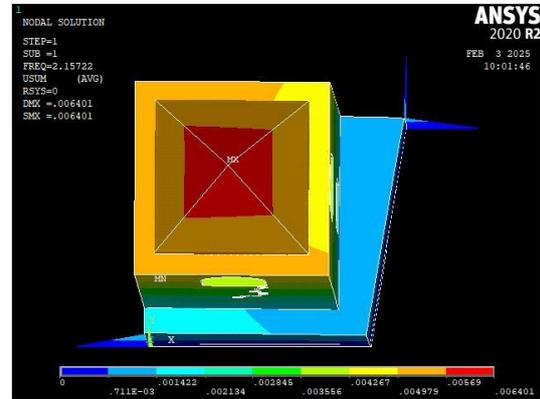


Figura 55: Forma modale 1 modello stato integro - vista in pianta

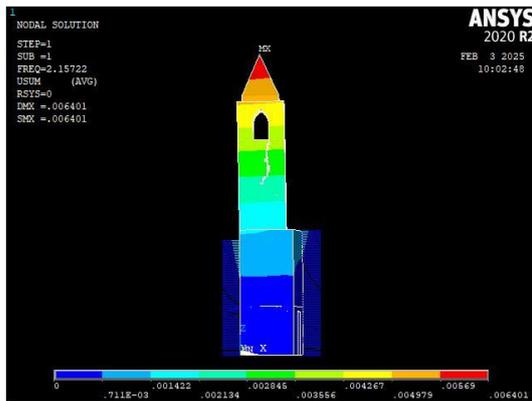


Figura 56: Forma modale 1 modello stato integro - vista lato W

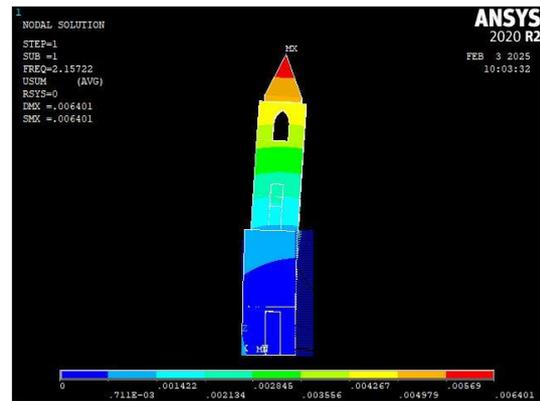


Figura 57: Forma modale 1 modello stato integro - vista lato S

2) Forma modale 2

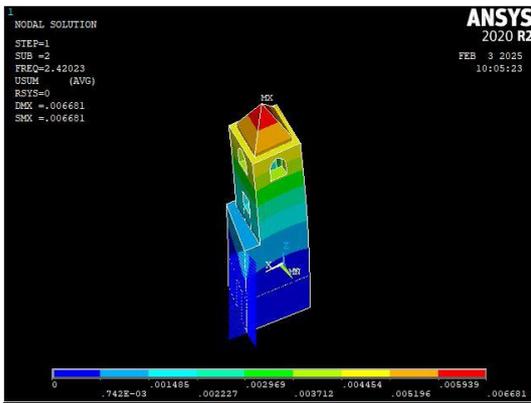


Figura 58: Forma modale 2 modello stato integro - vista assometrica

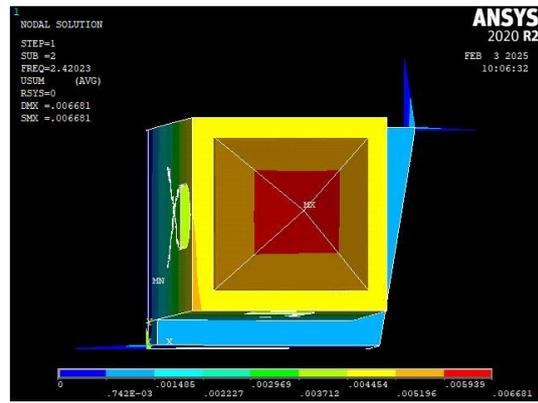


Figura 59: Forma modale 2 modello stato integro - vista in pianta

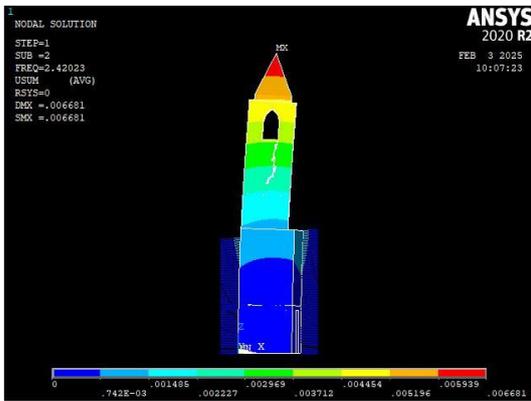


Figura 60: Forma modale 2 modello stato integro - vista lato W

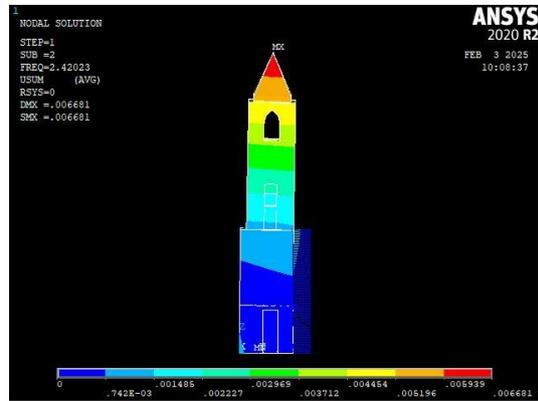


Figura 61: Forma modale 2 modello stato integro - vista lato S

3) Forma modale 3

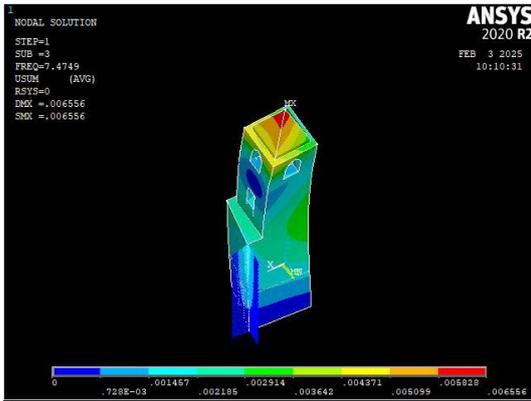


Figura 62: Forma modale 3 modello stato integro
- vista assometrica

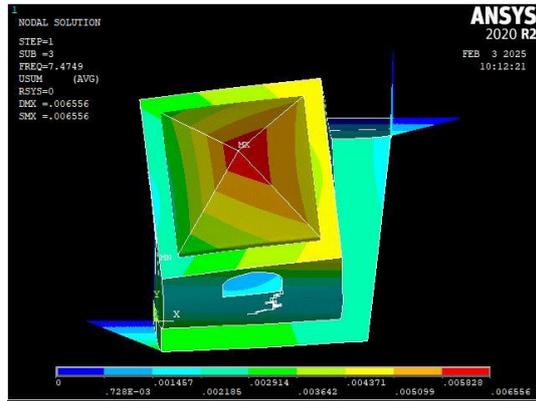


Figura 63: Forma modale 3 modello stato integro
- vista in pianta



Figura 64: Forma modale 3 modello stato integro
- vista lato W



Figura 65: Forma modale 3 modello stato integro
- vista lato S

- Forma modale 4

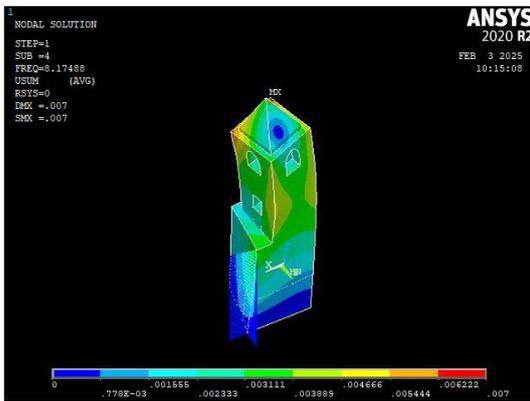


Figura 66: Forma modale 4 modello stato integro - vista assometrica

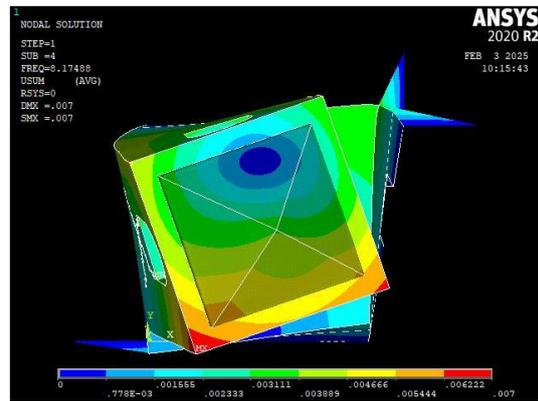


Figura 67: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta

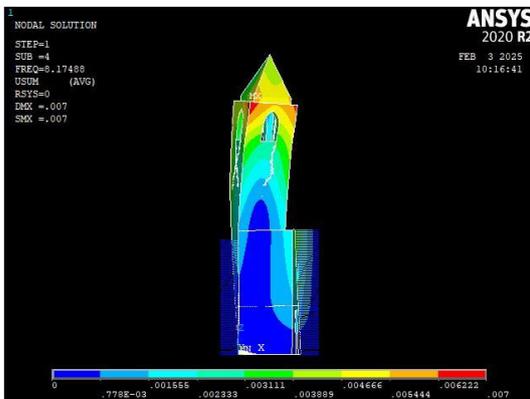


Figura 68: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta

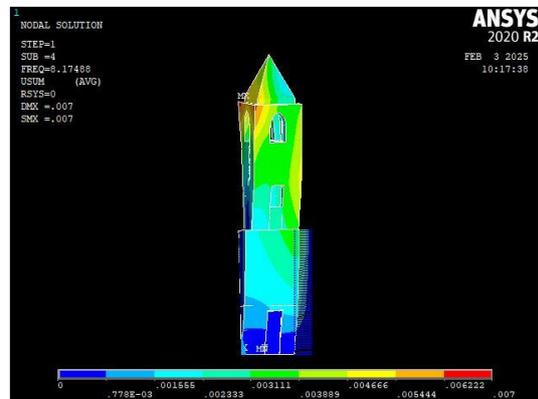


Figura 69: Forma modale 4 modello stato integro - vista in pianta

- *Forma modale 5*

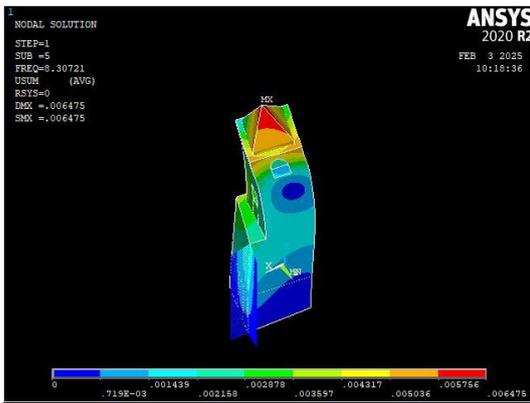


Figura 70: Forma modale 5 modello stato integro - vista assonometrica

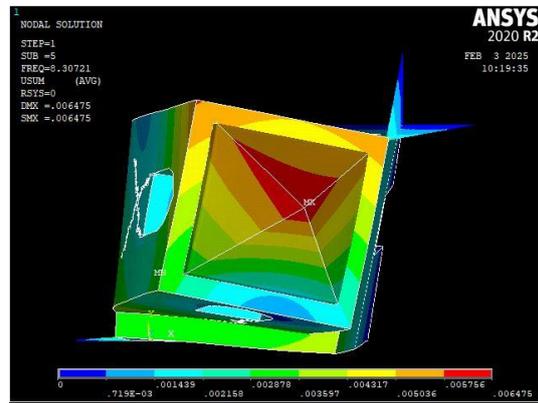


Figura 71: Forma modale 5 modello stato integro - vista in pianta

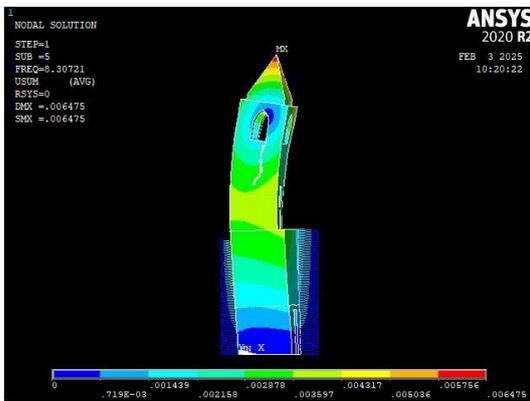


Figura 72: Forma modale 5 modello stato integro - vista lato W

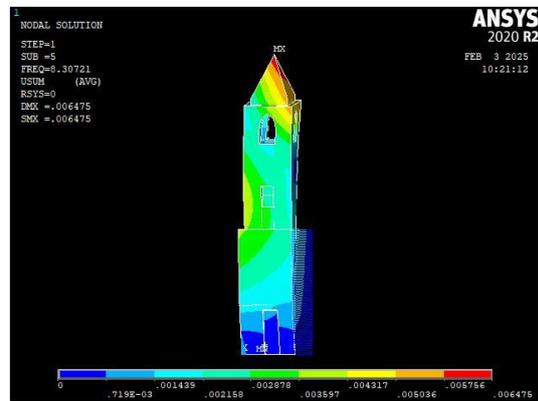


Figura 73: Forma modale 5 modello stato integro - vista lato S

5.2.4.2. Risultati modello dello stato danneggiato

- *Frequenze naturali modello dello stato danneggiato:*

Tabella 4: Frequenze naturali modello con danneggiamento

f₁ [Hz]	2,178
f₂ [Hz]	2,445
f₃ [Hz]	7,489
f₄ [Hz]	8,228
f₅ [Hz]	8,359
f₆ [Hz]	13,502
f₇ [Hz]	14,316
f₈ [Hz]	16,753
f₉ [Hz]	17,577
f₁₀ [Hz]	23,164
f₁₁ [Hz]	24,585
f₁₂ [Hz]	26,290
f₁₃ [Hz]	26,719
f₁₄ [Hz]	28,274
f₁₅ [Hz]	29,895

Di seguito sono riportate le forme modali relative alle frequenze naturali riportate in Tabella 4, con riferimento alle sole frequenze inferiori e/o nell'intorno dei 10 Hz. Per cui, a seguire, si riportano solo le prime cinque forme modali relative al modello dello stato danneggiato.

- *Forme modali modello dello stato danneggiato:*

1) *Forma modale 1*

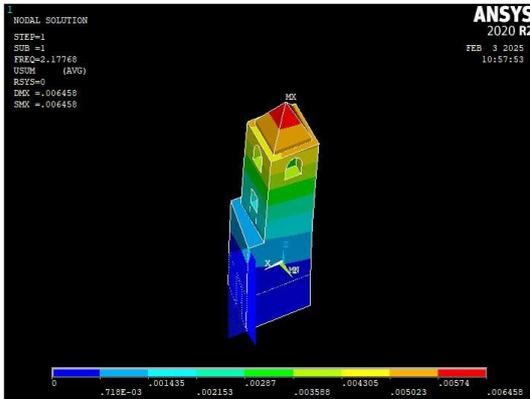


Figura 74: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista assometrica

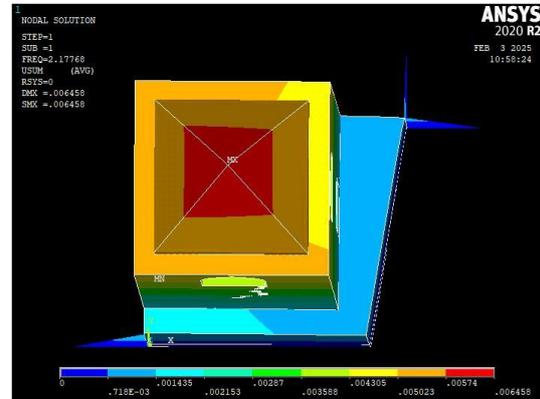


Figura 75: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista in pianta



Figura 76: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista lato W



Figura 77: Forma modale 1 modello con danneggiamento - vista lato W

2) Forma modale 2

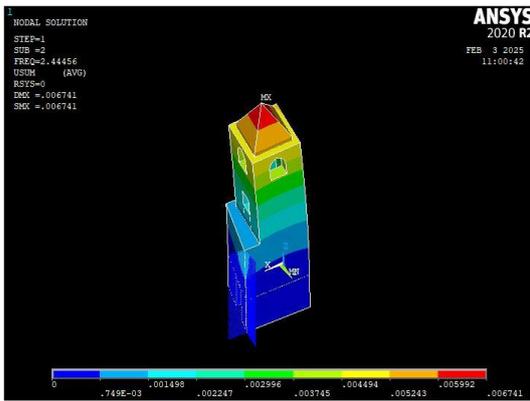


Figura 78: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista assometrica

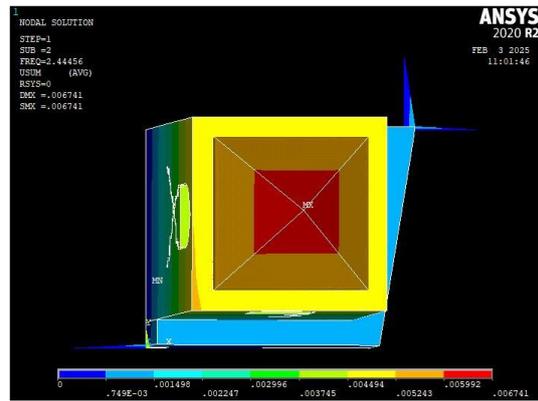


Figura 79: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista in pianta



Figura 80: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista lato W

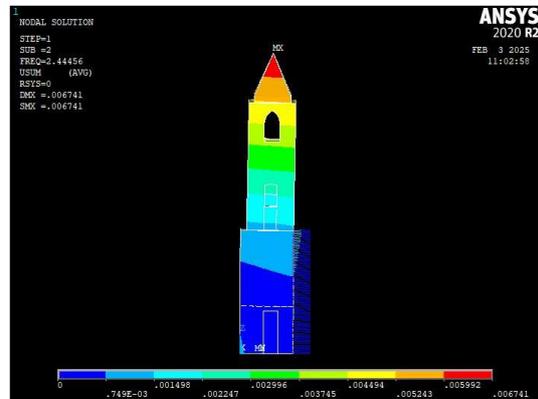


Figura 81: Forma modale 2 modello con danneggiamento - vista lato S

3) Forma modale 3

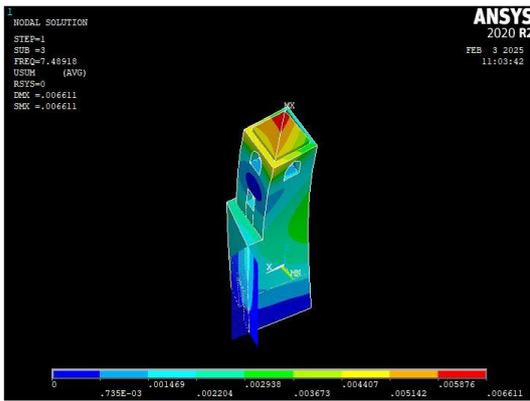


Figura 82: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista assometrica

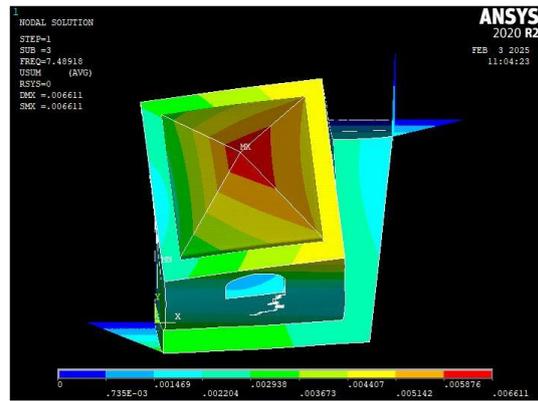


Figura 83: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista in pianta

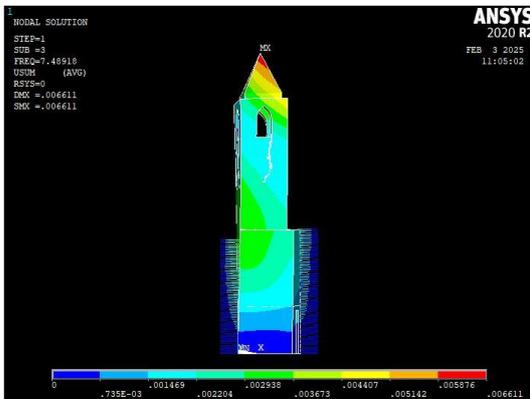


Figura 84: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista lato W

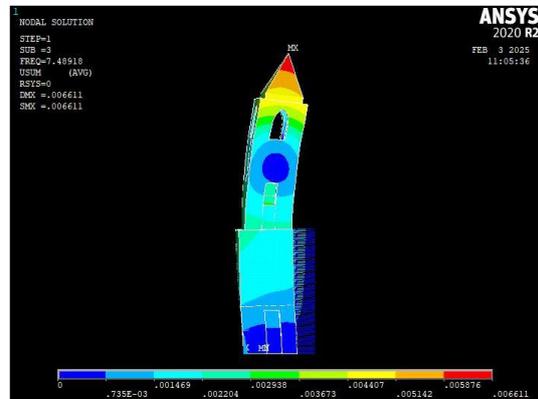


Figura 85: Forma modale 3 modello con danneggiamento - vista lato S

4) Forma modale 4

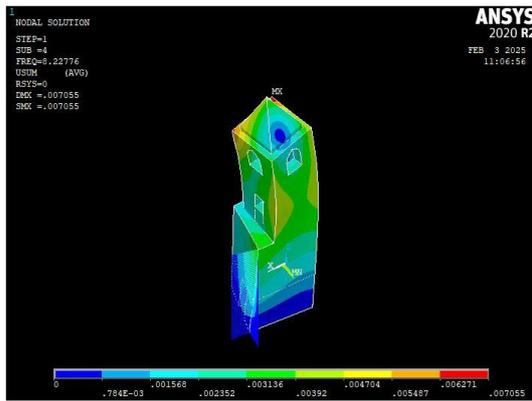


Figura 86: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista assonometrica

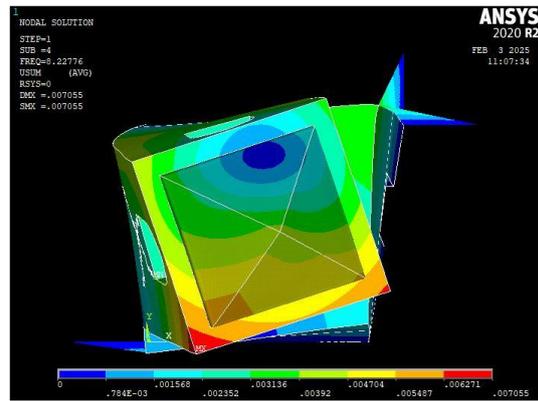


Figura 87: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista in pianta

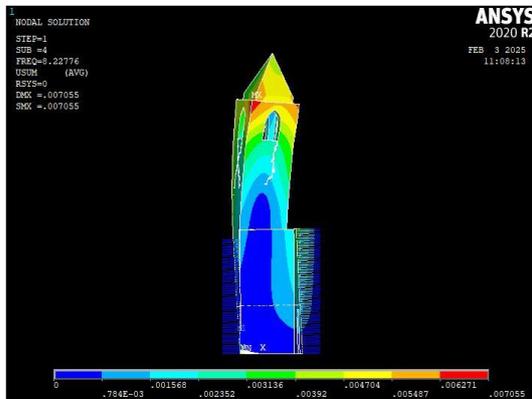


Figura 88: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista lato W

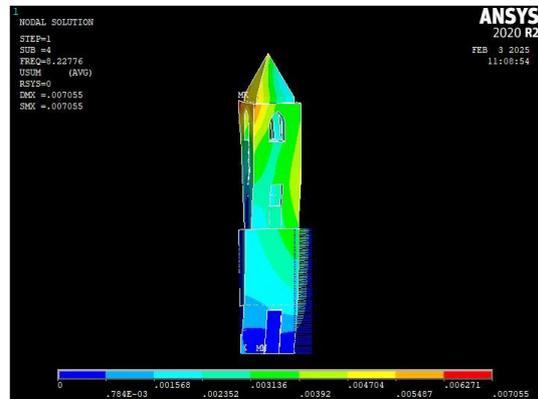


Figura 89: Forma modale 4 modello con danneggiamento - vista lato S

5) Forma modale 5

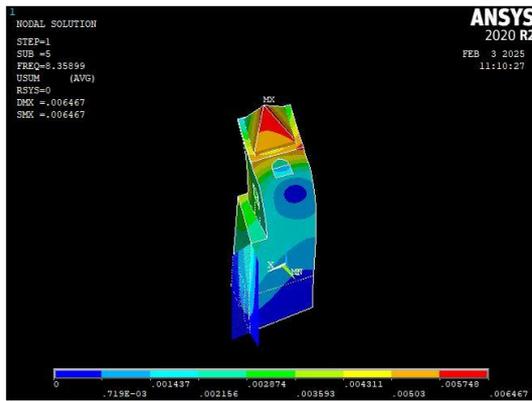


Figura 90: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista assometrica

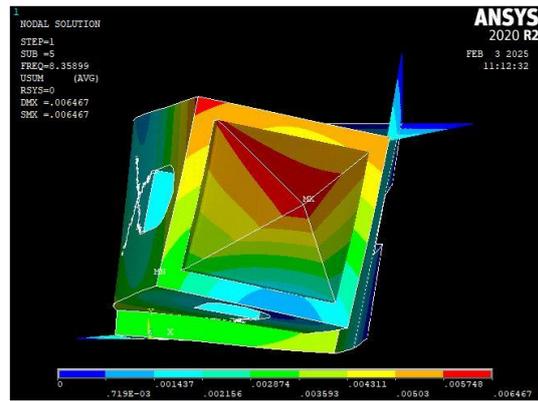


Figura 91: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista in pianta

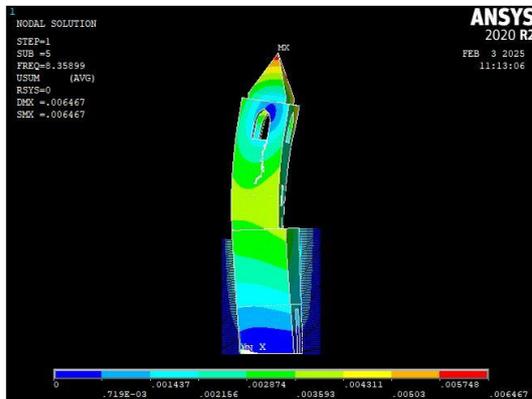


Figura 92: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista lato W

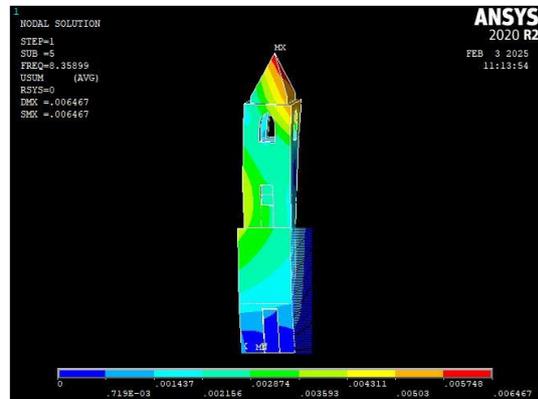


Figura 93: Forma modale 5 modello con danneggiamento - vista lato S

5.2.4.3. Risultati modello dello stato migliorato

- *Frequenze naturali modello dello stato migliorato:*

Tabella 5: Frequenze naturali modello con miglioramento

f₁ [Hz]	2,148
f₂ [Hz]	2,410
f₃ [Hz]	7,474
f₄ [Hz]	8,169
f₅ [Hz]	8,309
f₆ [Hz]	13,417
f₇ [Hz]	14,306
f₈ [Hz]	16,757
f₉ [Hz]	17,564
f₁₀ [Hz]	23,292
f₁₁ [Hz]	25,883
f₁₂ [Hz]	26,355
f₁₃ [Hz]	26,702
f₁₄ [Hz]	28,645
f₁₅ [Hz]	29,933

Di seguito sono riportate le forme modali relative alle frequenze naturali riportate in Tabella 5, con riferimento alle sole frequenze inferiori e/o nell'intorno dei 10 Hz. Per cui, a seguire, si riportano solo le prime cinque forme modali relative al modello dello stato danneggiato.

- *Forme modali modello dello stato migliorato:*

1) *Forma modale 1*

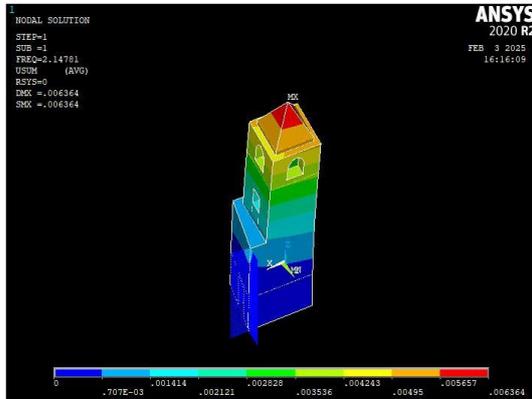


Figura 94: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista assonometrica

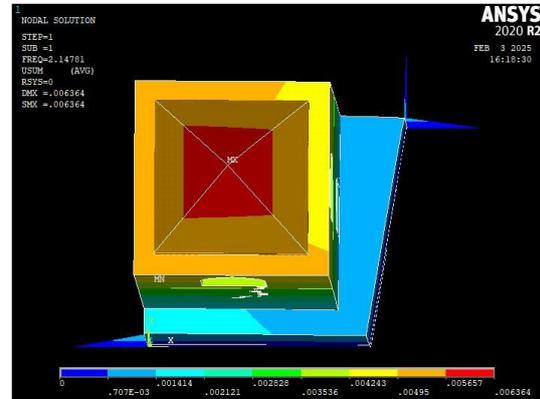


Figura 95: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista in pianta

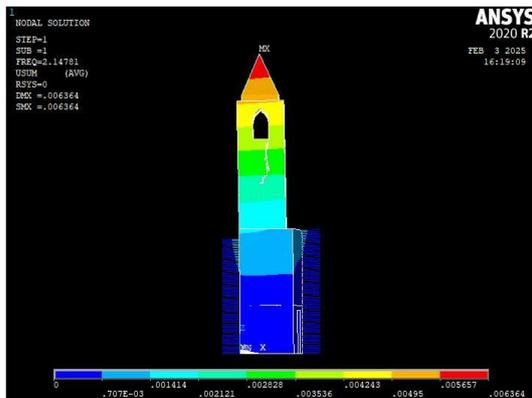


Figura 96: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista lato W

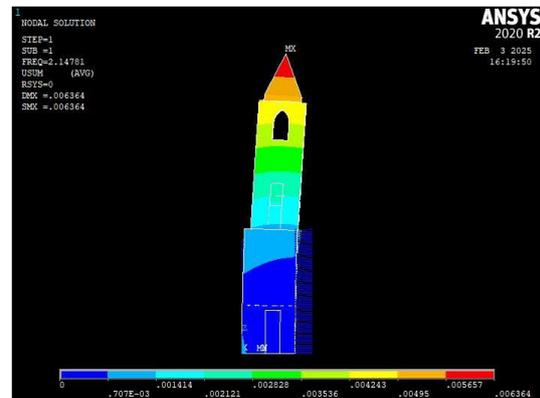


Figura 97: Forma modale 1 modello con miglioramento - vista lato S

2) Forma modale 2

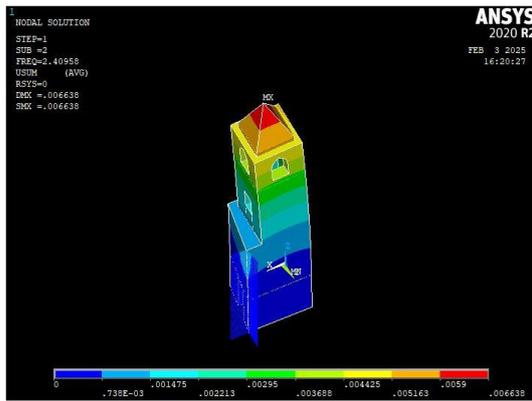


Figura 98: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista assonometrica

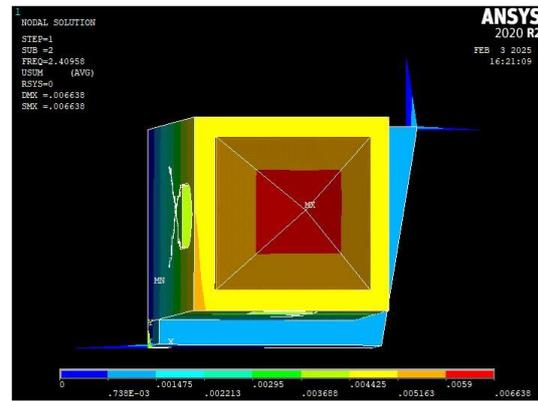


Figura 99: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista in pianta



Figura 100: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista lato W



Figura 101: Forma modale 2 modello con miglioramento - vista lato S

3) Forma modale 3

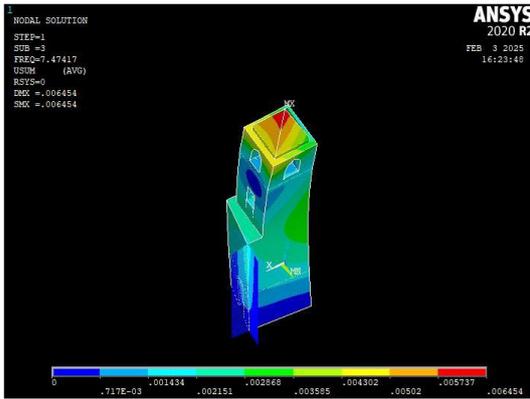


Figura 102: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista assonometrica

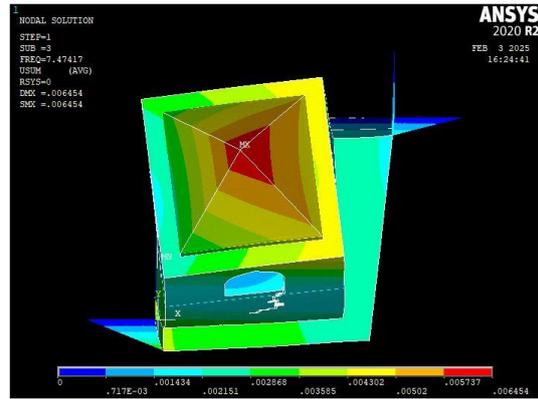


Figura 103: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista in pianta

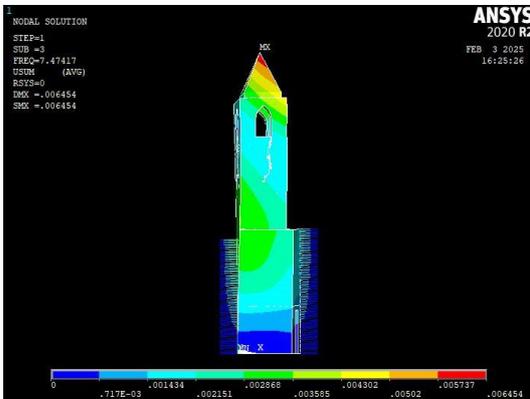


Figura 104: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista lato W

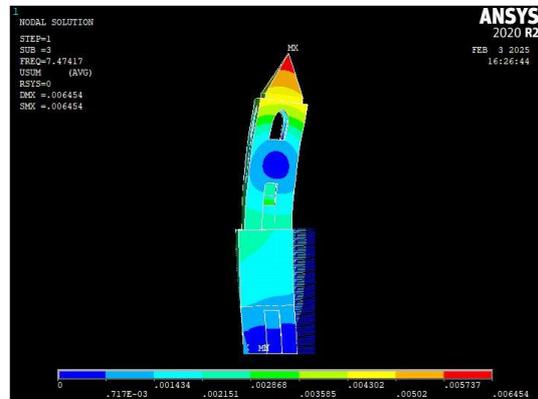


Figura 105: Forma modale 3 modello con miglioramento - vista lato S

4) Forma modale 4

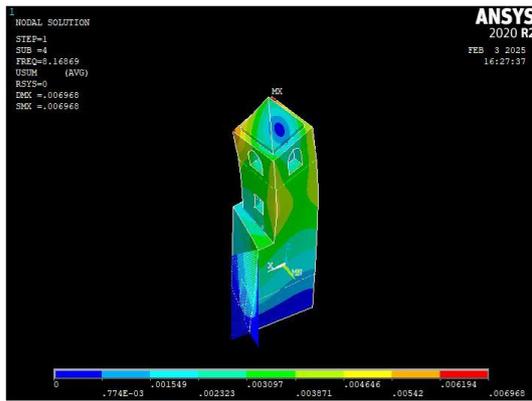


Figura 106: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista assometrica

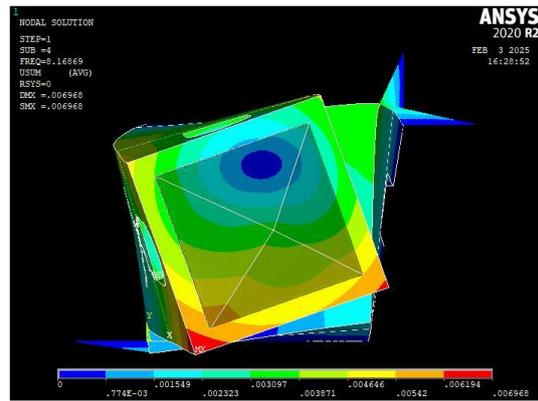


Figura 107: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta

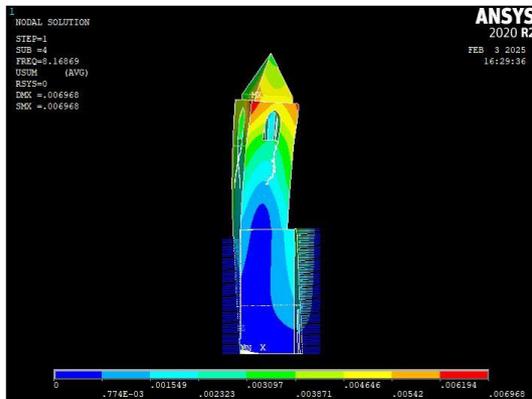


Figura 108: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta

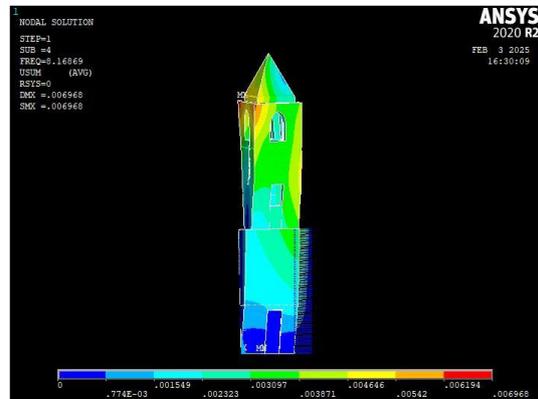


Figura 109: Forma modale 4 modello con miglioramento - vista in pianta

5) Forma modale 5

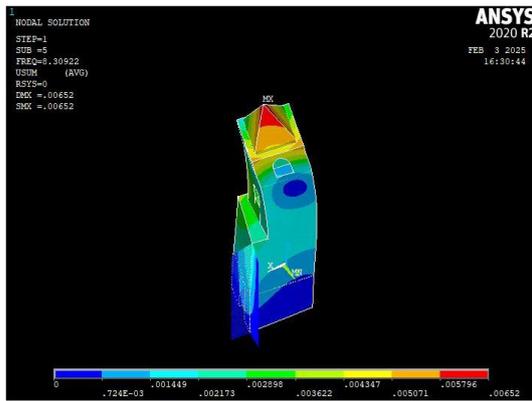


Figura 110: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista assometrica

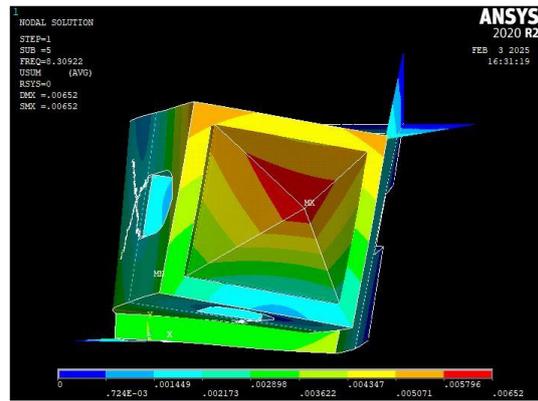


Figura 111: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta

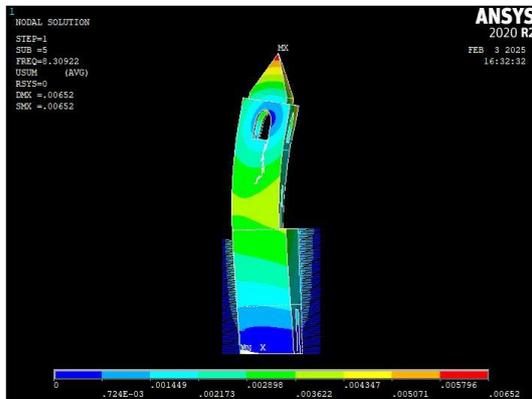


Figura 112: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta

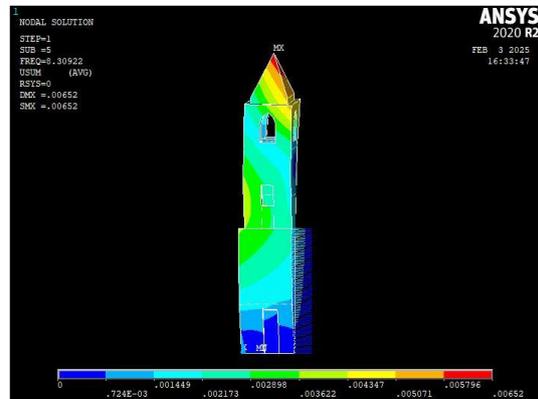


Figura 113: Forma modale 5 modello con miglioramento - vista in pianta

6. Model updating

Le torri campanarie, situate in zona sismica, sono vulnerabili e soggette a danni che ne compromettono la stabilità. La dispersione di dati relativi a proprietà meccaniche, geometria e condizioni al contorno determina una mancanza di conoscenza sul comportamento previsto dell'edificio. Pertanto risulta necessario valutare la capacità sismica della struttura. A tal fine, bisogna prima di tutto eseguire l'analisi modale operativa (OMA) per migliorare la conoscenza dell'edificio e, in secondo luogo, calibrare un raffinato modello agli elementi finiti sui risultati dell'analisi modale operativa in modo da cogliere la risposta dinamica effettiva [33]. È in questo contesto che si pone la presente tesi. Infatti, l'obiettivo di questa tesi è fare la calibrazione del modello numerico dello stato danneggiato relativo alla torre campanaria della vecchia parrocchiale di Sant'Antonio Abate, ubicata in Montà (CN), mediante dati ottenuti da campagne di caratterizzazione dinamica in-situ (Operational Modal Analysis - OMA), eseguite, appunto, sullo stato danneggiato. In particolare, si dovranno associare le frequenze e le forme modali sperimentali, risultanti dall'identificazione strutturale in-situ, alle frequenze e alle forme modali numeriche, derivanti dal modello numerico. Tale confronto ha come obiettivo quello di validare il modello numerico attraverso operazioni di model updating. A tal fine bisognerà aggiornare i parametri incerti (modulo elastico e densità di massa della muratura, rigidità dei vincoli strutturali) del modello numerico dello stato danneggiato per ridurre al minimo la discrepanza tra le caratteristiche dinamiche sperimentali e quelle numeriche [34]. Per raggiungere lo scopo prefissato, verrà utilizzato un codice di aggiornamento.

6.1. Codice di aggiornamento

Il codice di aggiornamento, ad ogni ciclo di ricorsione, confronta le frequenze naturali identificate con i sensori e le frequenze naturali risultanti dal modello FEM. I valori delle frequenze naturali date dal modello FEM cambiano se si cambiano i valori delle caratteristiche meccaniche. Tuttavia, si tratta di un processo step by step:

- 1) si definiscono i parametri meccanici;
- 2) si assegna un valore iniziale ai parametri meccanici;
- 3) viene eseguita in background l'analisi agli autovalori-autovettori;
- 4) vengono calcolate le differenze tra le frequenze naturali risultanti dall'analisi modale e le frequenze naturali stimate sperimentalmente;
- 5) viene calcolato l'errore e lo si immagazzina in memoria;
- 6) viene assegnato un altro valore ai parametri meccanici e si ricalcola un altro valore di errore (ripetendo gli step dal 3) al 5)):
 - a. se questo nuovo valore di errore è più basso del precedente, vengono presi in considerazione come *parametri meccanici ottimali* quelli corrispondenti all'ultimo valore assegnato;
 - b. se il valore corrente di errore è più alto del precedente, viene considerato il miglior valore dei parametri meccanici che si è avuto nella storia di aggiornamento, per cui il miglior valore dei parametri meccanici non viene aggiornato.

L'obiettivo di tale codice di aggiornamento è, appunto, aggiornare i parametri meccanici in modo da ottenere la corretta associazione tra forme modali numeriche e forme modali sperimentali.

Esso risulta essere composto da:

- un codice in linguaggio matlab;
- un codice in linguaggio Ansys;
- un modello FEM (di cui si vuole l'updating).

6.1.1. Codice in linguaggio matlab

Il codice in linguaggio matlab è il motore del codice di aggiornamento, fungendo da connettore tra esso stesso, il codice in linguaggio Ansys e il modello FEM di cui si vuole l'updating. In esso vengono definiti tutta una serie di comandi che permettono al codice di aggiornamento di lavorare, quali:

- convTruck: *“deviazione standard della funzione obiettivo negli ultimi x cicli”*. Regola gli “stopping criteria”. Trattandosi di un metodo ricorsivo, bisogna imporre al codice uno stop altrimenti andrebbe all'infinito. A tal fine, questo parametro serve per capire quando l'algoritmo sta continuando a cercare l'ottimo ma non si sta migliorando in quanto fornisce sempre lo stesso valore;
- itermax: *“criterio sulle iterazioni massime”*. Dopo un certo numero n di iterazioni, arbitrariamente imposte, che il codice in linguaggio matlab apre il codice in linguaggio Ansys e lancia l'analisi agli autovalori, si ferma;
- restartC: parametro che regola il numero di *“restart”*. Ogni n iterazioni si ha un'ottimizzazione conclusa per cui il codice di aggiornamento inizia di nuovo ed esegue altre n iterazioni;
- barC: *“funzione barriera”*. Crea una sorta di barriera in prossimità dei valori estremi). A ogni restart, in generale, la funzione di penalty si riduce pian piano. Per cui, questa funzione barriera va ad aumentare l'errore in prossimità dei valori estremi dei parametri meccanici, in modo da guidare l'ottimizzazione verso dei valori dei parametri meccanici più fisici. Si tratta di un qualcosa che aumenta l'errore per cui, quando si hanno dei valori estremi dei parametri meccanici, l'algoritmo pensa che l'errore sia alto.

In aggiunta vengono definiti:

- dei *“pesi”*, quali:
 - 1) ww2.
Regola quanto deve essere rigida la ricerca dei parametri. Il valore di ww2 può variare tra 0 e 1: in funzione del valore che assume si può avere una ricerca libera dei parametri (ogni parametro è svincolato dagli altri e può assumere il valore che è più ottimale) oppure una ricerca rigida dei parametri (definendo un certo valore iniziale dei parametri, tutti i parametri verranno cambiati della stessa % per cui il rapporto tra i parametri rimane invariato). Nel caso in esame si è scelta una “ricerca libera” dei parametri;
 - 2) weig.
Regola i contributi di frequenza naturale e forma modale nella funzione obiettivo (quale può essere l'errore). Il valore di weig può variare tra 0 e 1: in funzione del valore che assume si può dare il 100% di importanza alla

frequenza naturale oppure il 100% di importanza alla forma modale. Per il caso in esame è stato assunto $weig = 0,5$;

- i “*parametri di troncamento*” delle cifre decimali:
 - 1) approxFrequ;
 - 2) approxShape;
 - 3) approxParam;

Empiricamente, si è constatato che conviene lasciare tutte le cifre decimali;

- un “*criterio di prioritizzazione*”.

In genere, quando si fa la differenza tra modi numerici e modi sperimentali, non si ha lo stesso numero di modi. Perciò, bisogna fare un’operazione di “coupling” in quanto bisogna capire quale modo numerico vada accoppiato a ogni modo sperimentale. Per cui, prima di fare la differenza dei modi, bisogna trovare un metodo di accoppiamento che mi dica quale modo numerico va sottratto a un determinato modo sperimentale. Tale metodo di accoppiamento è fornito dal comando “prior” (l’algoritmo procede ad accoppiare dal modo sperimentale a frequenza più bassa al modo sperimentale a frequenza più alta).

Inoltre, bisogna:

- “*forzare l’accoppiamento dei modi*”.

Con i primi aggiornamenti non si conosce quale sarà l’accoppiamento dei modi (sperimentali e numerici). Per cui si deve esplorare il modello. Dopo una serie di aggiornamenti, se si è sicuri che un certo modo numerico rimane stabile ed è sempre e solo accoppiato a uno stesso modo sperimentale, si forzerà l’accoppiamento dei modi.

- definire un vettore delle *frequenze sperimentali* FreqID.
- definire una matrice contenente le *forme modali sperimentali* ModeShapeIDraw.
- definire i *valori iniziali dei parametri meccanici* che si vogliono aggiornare (in genere rigidezza, modulo di Young E e densità):
- definire un *set di parametri minimi*.

L’algoritmo non cerca valori dei parametri meccanici al di sotto di quelli definiti. A tal fine, in genere, tali valori sono assunti nulli in quanto l’algoritmo non cerca valori negativi (in quanto fisicamente inaccettabili).

- definire un *set di parametri massimi*.

L’algoritmo non cerca valori dei parametri meccanici al di sopra di quelli definiti. In genere si tratta di valori molto grandi, del tutto arbitrari.

6.1.2. Codice in linguaggio Ansys

Una volta lanciata l’analisi nel codice in linguaggio matlab, istantaneamente viene creata una variabile di output relativa ai parametri meccanici da provare. Successivamente viene lanciato un comando in windows che apre il codice in linguaggio Ansys. Una volta aperto tale codice, quest’ultimo richiama in batch un’analisi (analisi in background di Ansys). Per cui, prima di lanciare l’analisi in matlab, va settato questo codice in linguaggio Ansys.

In questo codice, preventivamente, si deve:

- 1) definire il *numero dei modi numerici* che si vogliono estrarre;
- 2) definire il *numero di parametri meccanici da aggiornare*;
- 3) definire le *coordinate della posizione dei sensori* nel SR del modello FEM, creato nel codice agli elementi finiti Ansys;
- 4) definire il *numero dei gradi di libertà*;

- 5) creare una *variabile interna di Ansys* nominata “parametri”;
- 6) prendere i valori dei parametri meccanici che Ansys deve provare e stamparli nella variabile interna “parametri”;
- 7) definire i *materiali*;
- 8) definire il tipo di analisi (*analisi modale*);
- 9) definire i *gdl che si vogliono stampare*;
- 10) definire le variabili di output;
- 11) riordinare le variabili di output.

A questo punto, Ansys stampa in output:

- forme modali “ModeShapeFEM.txt”;
- frequenze naturali “FreqFEM.txt”.

6.1.3. Processing e risultati

Matlab apre queste variabili di output che Ansys ha stampato (‘ModeShapeFEM.txt’, ‘FreqFEM.txt’), calcola la *funzione di costo* (definita in termini di errore relativo rispettivamente tra le frequenze naturali e le forme modali del modello numerico e le frequenze naturali e le forme modali sperimentali) e propone un nuovo valore dei parametri meccanici da far provare ad Ansys. Il tutto viene ripetuto ad ogni ciclo di ricorsione fino a quando la funzione obiettivo non rimane stabile per un certo numero di cicli, imposto arbitrariamente. Conclusosi l’aggiornamento, in matlab, si ottengono le seguenti *variabili di output*:

- parFIN: contiene i *parametri ottimali*;
- mesureFIN: contiene le *frequenze naturali predette dal modello FEM che hanno uno scostamento minimo rispetto alle frequenze naturali sperimentali e la diagonale della matrice dei MAC*;
- residualFIN: contiene l’*errore tra sperimentale e numerico*:

$$z = \frac{z_{ID} - z_j}{z_{ID}}$$

dove:

z_{ID} = frequenza naturale sperimentale;

z_j = frequenza naturale numerica;

- indCorrelFIN: contiene le *frequenze numeriche associate ai modi sperimentali*;
- ModeShapeFEMFIN: contiene le *forme modali associate ai parametri ottimali*;
- MACFIN: è la *matrice dei MAC*;
- Jminiter: è la *funzione obiettivo* (nello specifico si tratta dell’*errore minimo*) nei vari cicli di ottimizzazione;
- parOPT: è l’*ottimo di tutti i restart*.

6.2. Modello dello stato danneggiato

Lo scopo di questa tesi è quello di calibrare il modello numerico dello stato danneggiato. A tal fine verranno confrontati i risultati (frequenze naturali e forme modali) relativi al modello numerico dello stato danneggiato con i dati sperimentali acquisiti mediante identificazione strutturale in-situ. Tale confronto ha come obiettivo quello di validare il modello numerico attraverso operazioni di model updating.

6.2.1. Primo aggiornamento

Operativamente si è proceduto nel seguente modo:

- 1) Un sistema di monitoraggio temporaneo delle vibrazioni è stato messo in atto sulla struttura nello stato danneggiato, al fine di indagare il comportamento dinamico del campanile. Una campagna di test è stata condotta nel maggio 2024, a seguito della quale si sono registrate le risposte dinamiche al rumore ambientale. Gli accelerometri sono stati posizionati su due livelli ($h_1 = 12,04$ m, $h_2 = 14,67$ m) negli spigoli N-W e S-E della torre campanaria. Il layout di prova era costituito da sette accelerometri piezoelettrici uniassiali con una sensibilità nominale di 1 V/g. Tali accelerometri sono stati installati tramite nastro adesivo direttamente sulle pareti del campanile. Sono stati acquisiti otto canali in totale. La procedura di identificazione ha previsto una serie di operazioni di pre-elaborazione dei segnali (filtraggio) [35]. Ottenuto il layout di prova, in un secondo momento, si è scelto come setup dei sensori il *setup composto dai setup 1 e 2*. Tuttavia, una minuziosa analisi dei dati post-processati ha evidenziato che i dati acquisiti dal sensore appartenente al *setup2* in posizione P4 sono stati amplificati a causa della presenza del ponteggio in prossimità della posizione di rilevamento del sensore. Per cui, essendo che le acquisizioni del sensore in posizione P4 non sono affidabili in quanto affette da errore, i gradi di libertà e, quindi, gli autovettori relativi al sensore in tale posizione sono stati scartati.

Ai fini dell'identificazione dinamica si sono ritenute affidabili soltanto le acquisizioni dei sensori in posizione P1, P2 (*setup1*) e P3 (*setup2*).

In questo modo si sono riusciti a identificare cinque gradi di libertà su due livelli:

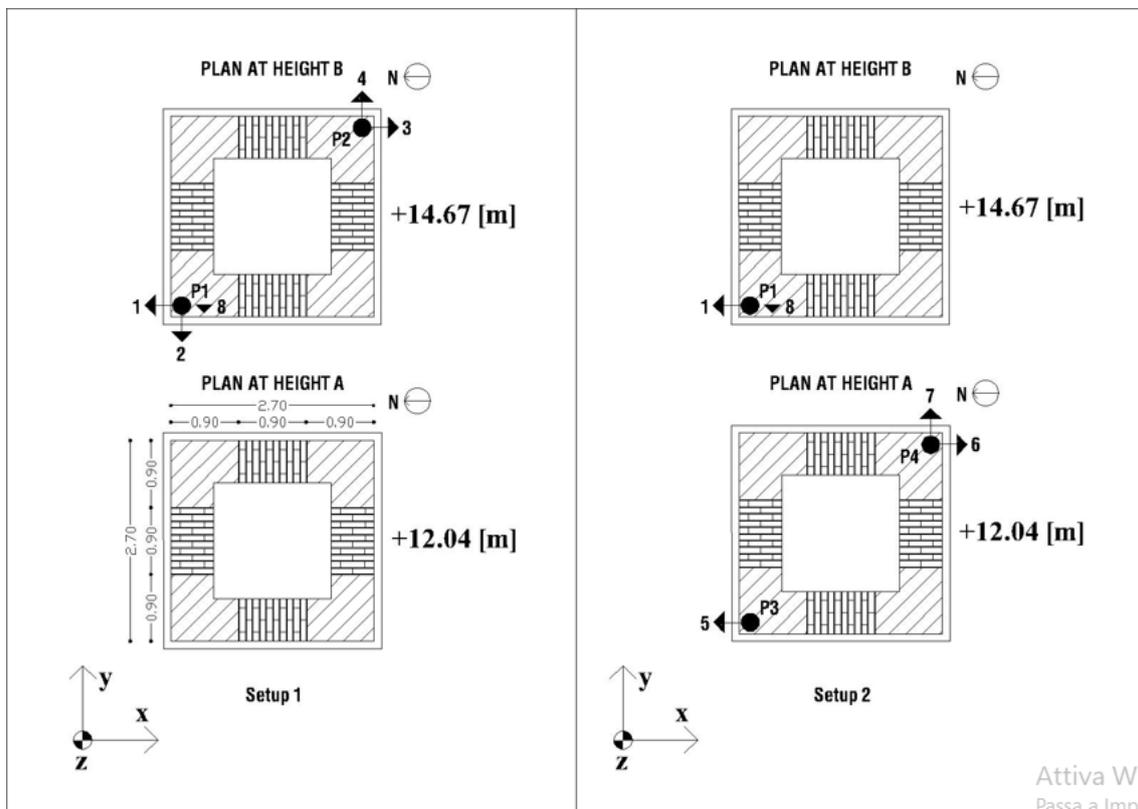


Figura 114: Setup composto dei sensori

2) Si sono considerate frequenze e forme modali relative all'identificazione del *setup composto*, tenendo conto, tuttavia, solo delle forme modali con frequenza naturale inferiore a 10 Hz:

- *Frequenze naturali sperimentali:*

Tabella 6: Frequenze naturali sperimentali setup 1

f_1 [Hz]	2,166
f_2 [Hz]	2,364
f_3 [Hz]	2,518
f_4 [Hz]	2,647
f_5 [Hz]	3,041
f_6 [Hz]	3,830
f_7 [Hz]	4,817
f_8 [Hz]	5,385
f_9 [Hz]	6,016
f_{10} [Hz]	7,045
f_{11} [Hz]	8,315

- *Forme modali sperimentali:*

a. *Forma modale sperimentale 1*

mode: 1 - freq.: 2.17 +-NaN [Hz]
damp.: 1.37 +-NaN [%]

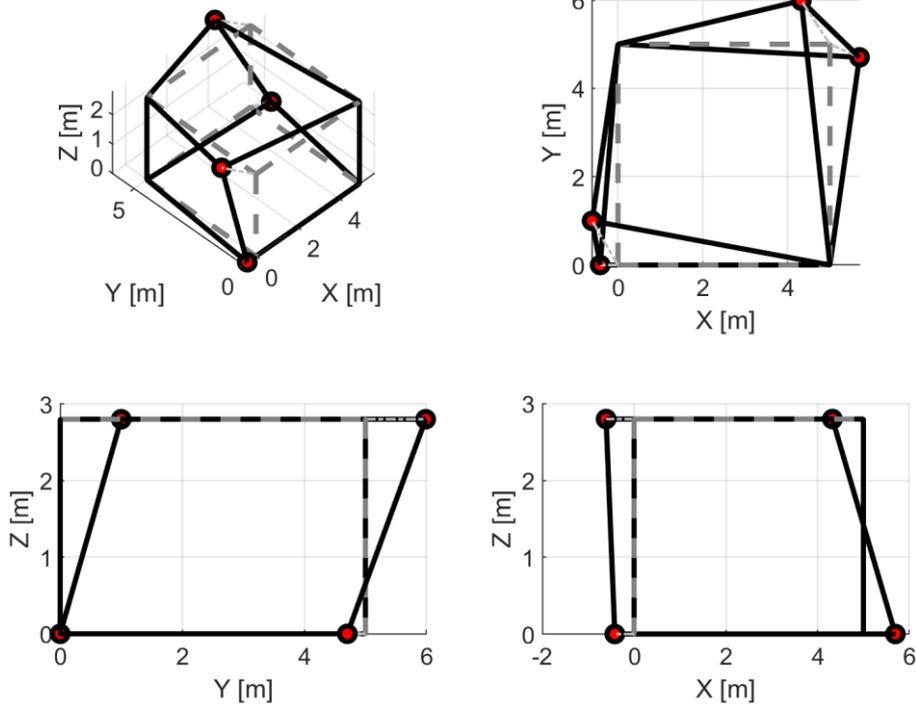


Figura 115: Forma modale sperimentale 1

b. Forma modale sperimentale 2

mode: 2 - freq.: 2.36 +-NaN [Hz]
damp.: 1.25 +-NaN [%]

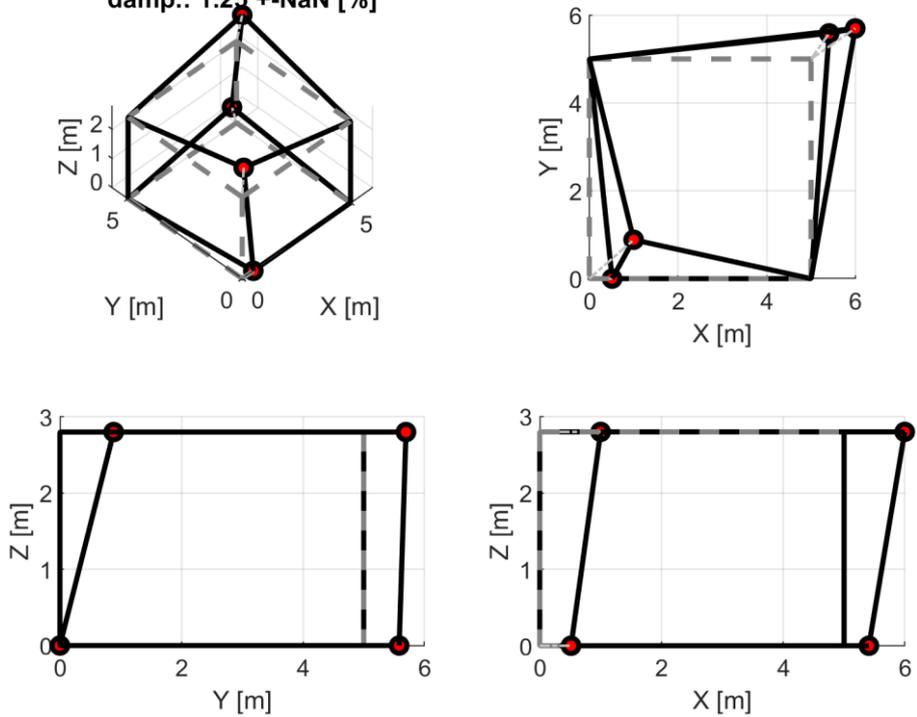


Figura 116: Forma modale sperimentale 2

c. Forma modale sperimentale 3

mode: 3 - freq.: 2.52 +-NaN [Hz]
damp.: 2.45 +-NaN [%]

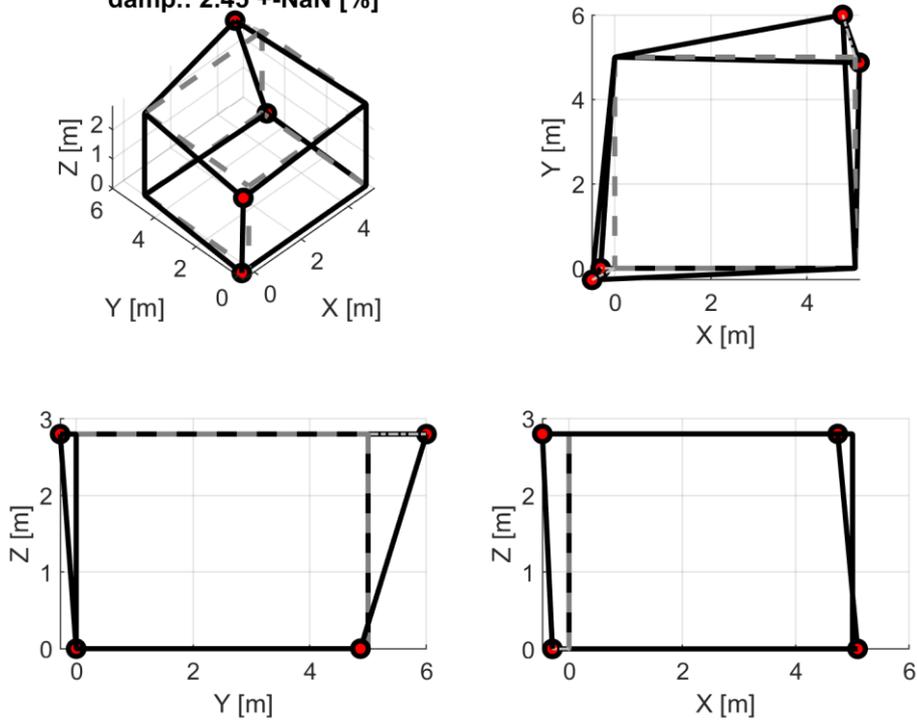


Figura 117: Forma modale sperimentale 3

d. Forma modale sperimentale 4

mode: 4 - freq.: 2.65 +-NaN [Hz]
damp.: 2.05 +-NaN [%]

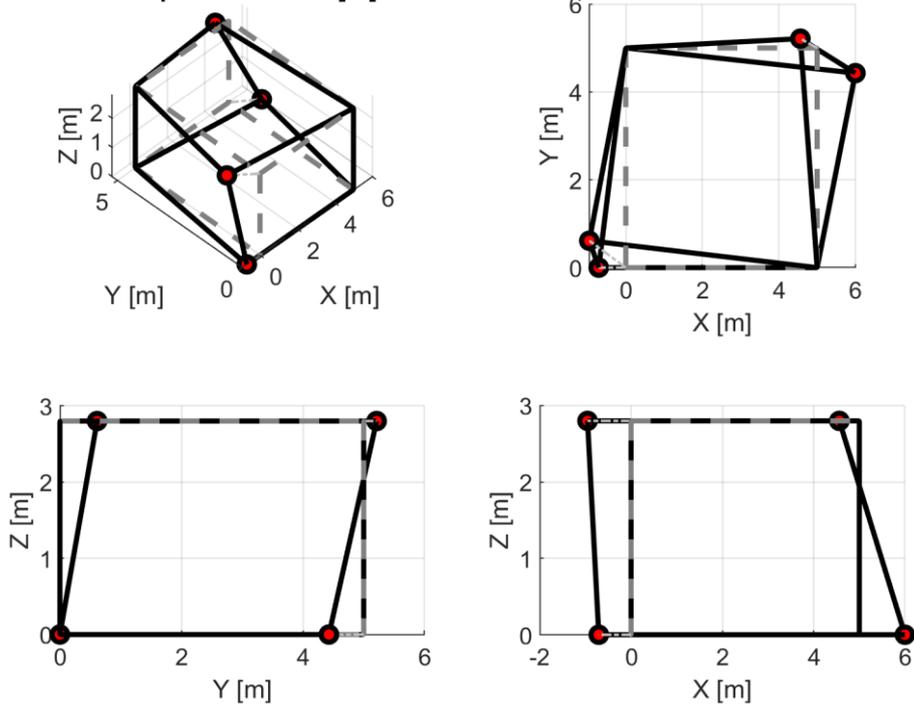


Figura 118: Forma modale sperimentale 4

e. Forma modale sperimentale 5

mode: 5 - freq.: 3.04 +-NaN [Hz]
damp.: 1.16 +-NaN [%]

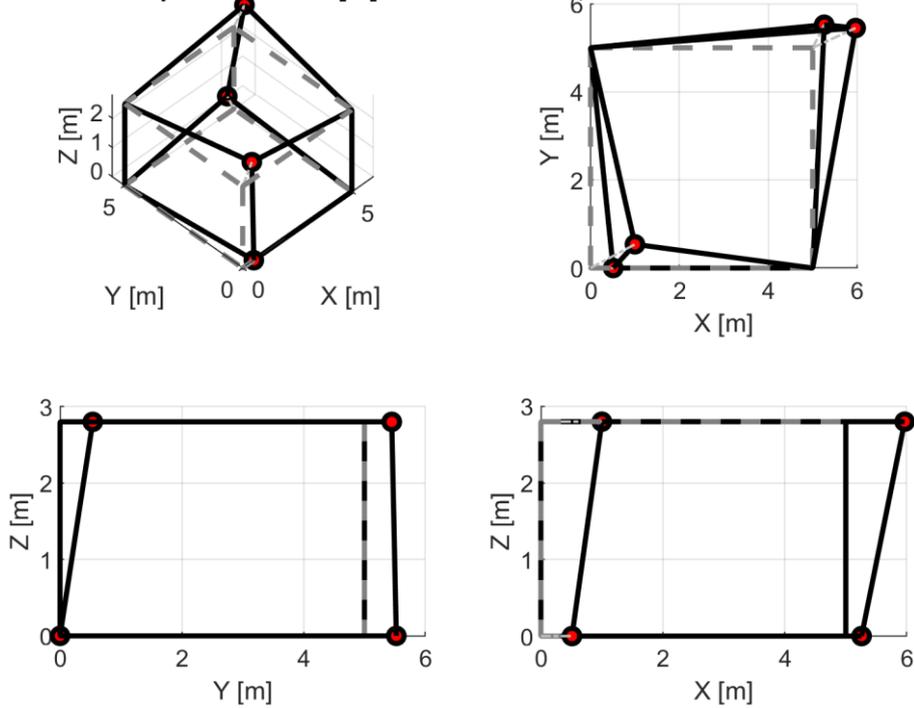


Figura 119: Forma modale sperimentale 5

f. *Forma modale sperimentale 6*

mode: 6 - freq.: 3.83 +-NaN [Hz]
damp.: 1.61 +-NaN [%]

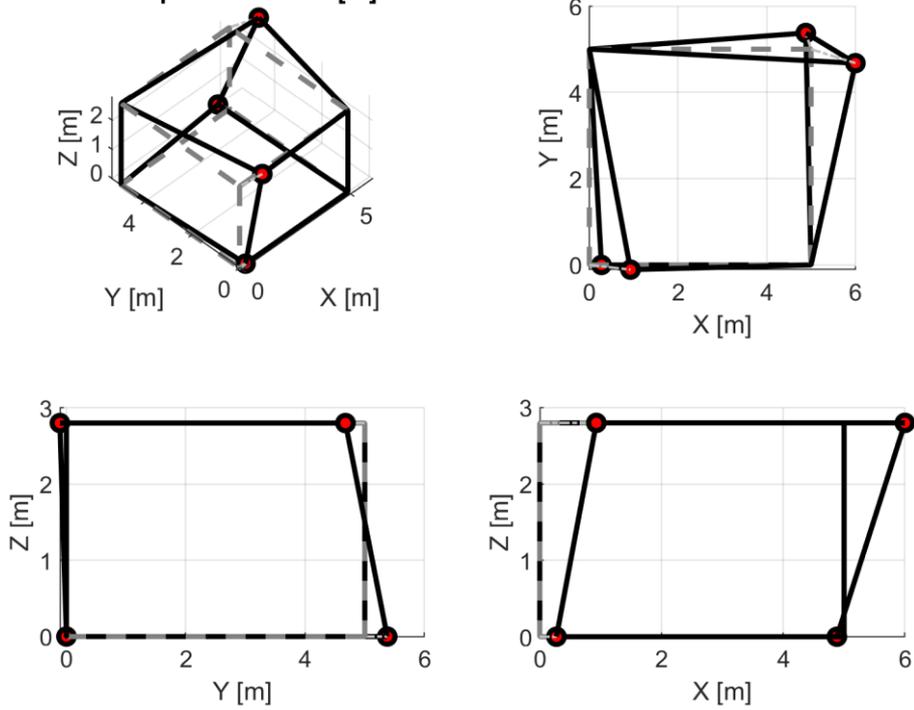


Figura 120: *Forma modale sperimentale 6*

g. *Forma modale sperimentale 7*

mode: 7 - freq.: 4.82 +-NaN [Hz]
damp.: 2.41 +-NaN [%]

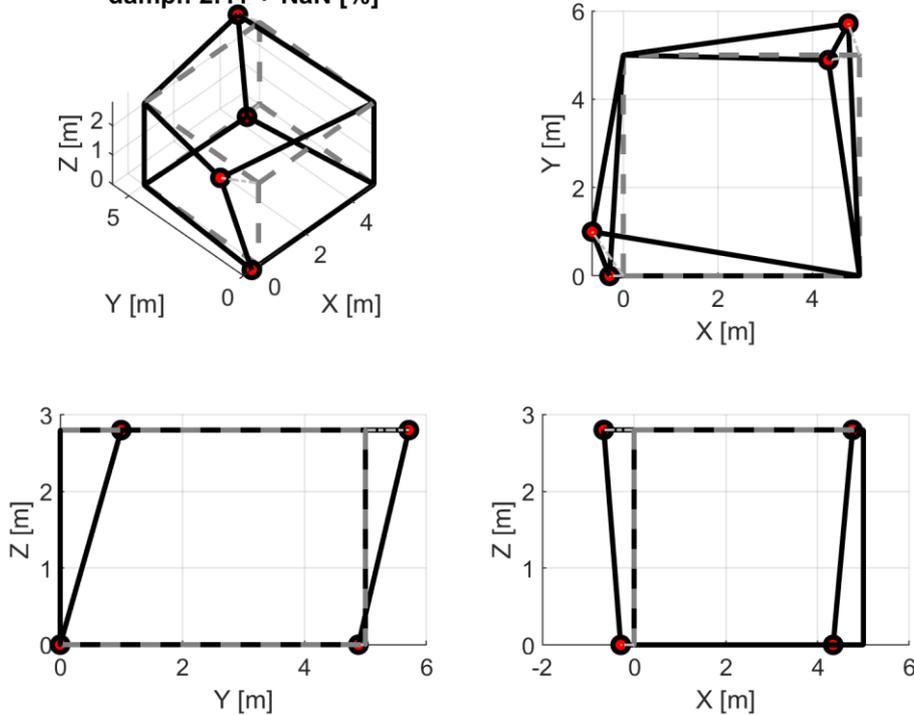


Figura 121: *Forma modale sperimentale 7*

h. Forma modale sperimentale 8

mode: 8 - freq.: 5.39 +-NaN [Hz]
damp.: 1.56 +-NaN [%]

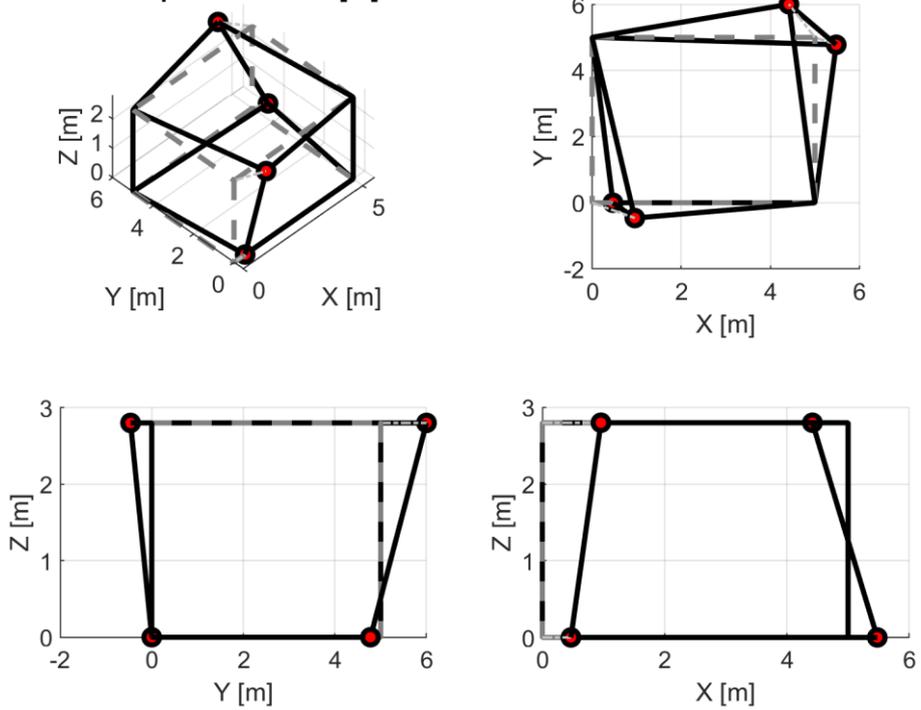


Figura 122: Forma modale sperimentale 8

i. Forma modale sperimentale 9

mode: 9 - freq.: 6.02 +-NaN [Hz]
damp.: 1.61 +-NaN [%]

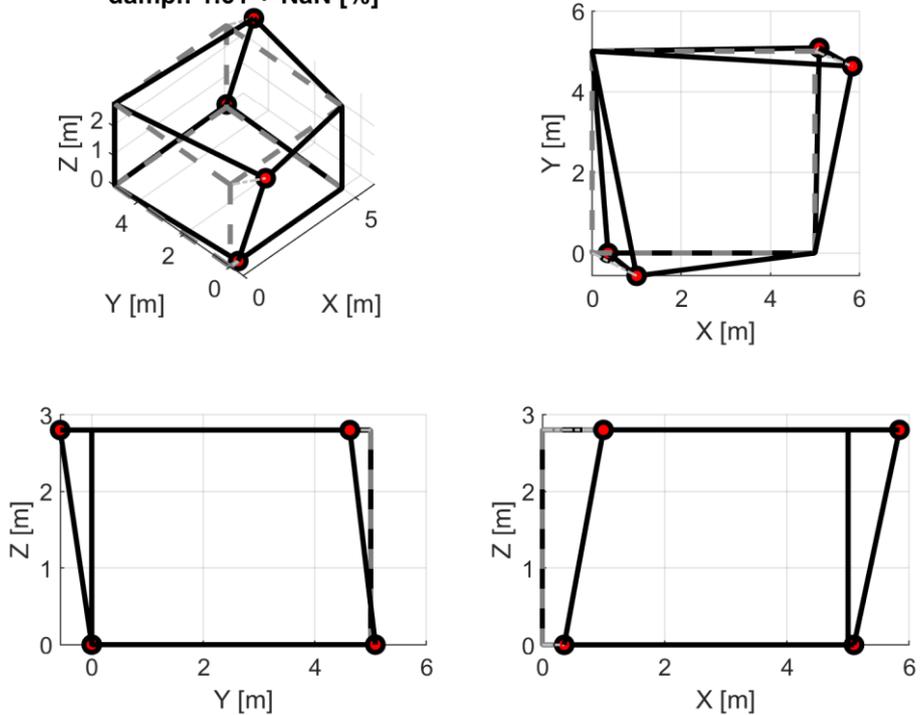


Figura 123: Forma modale sperimentale 9

j. Forma modale sperimentale 10

mode: 10 - freq.: 7.04 +-NaN [Hz]
damp.: 1.33 +-NaN [%]

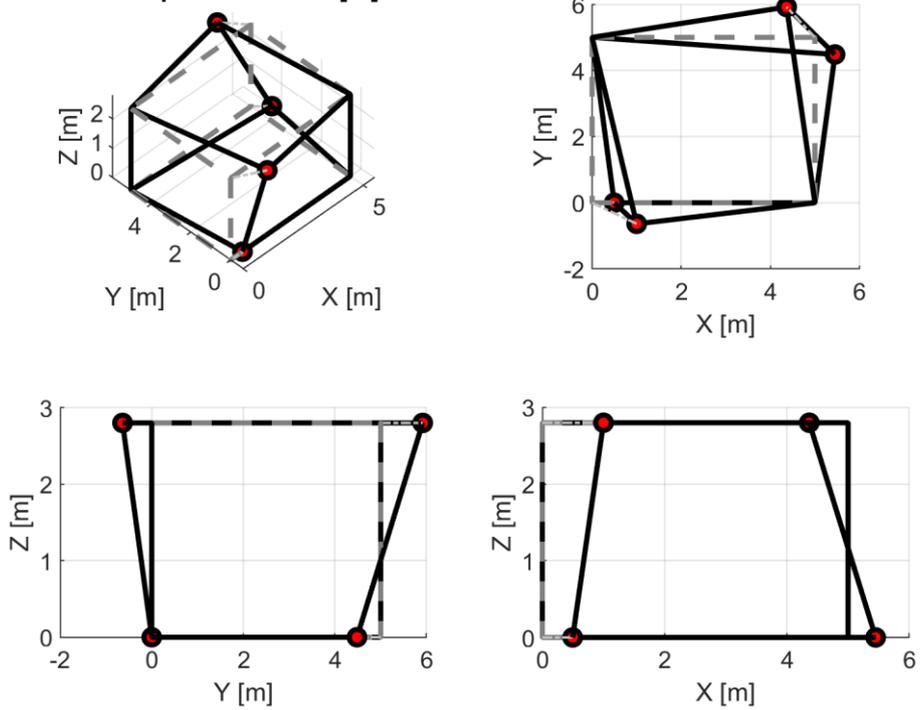


Figura 124: Forma modale sperimentale 10

k. Forma modale sperimentale 11

mode: 11 - freq.: 8.32 +-NaN [Hz]
damp.: 1.09 +-NaN [%]

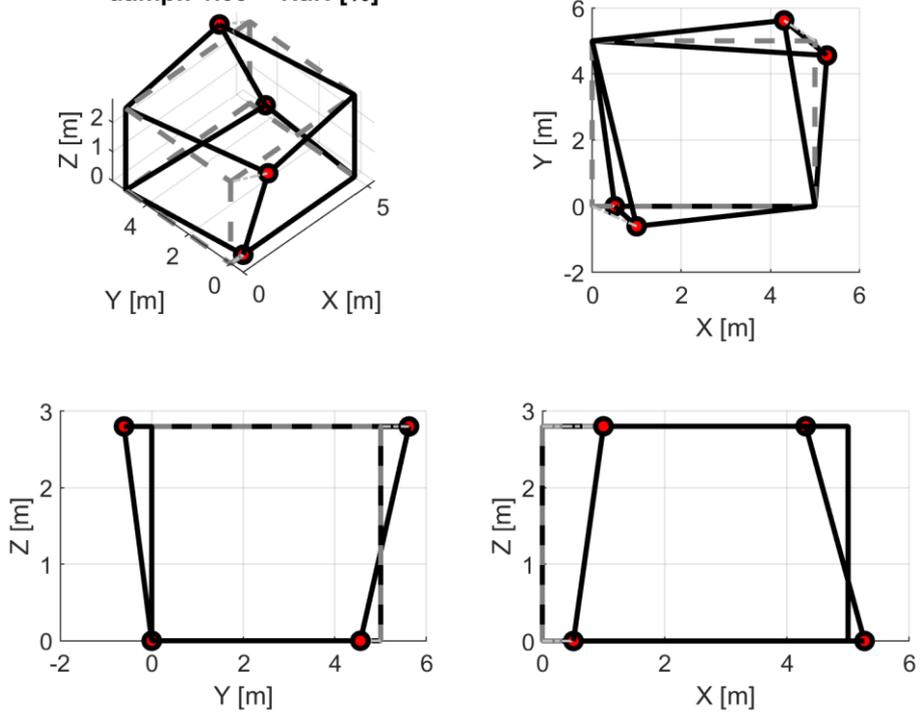


Figura 125: Forma modale sperimentale 11

3) Da un primo confronto grafico si è riscontrata una certa corrispondenza tra le forme modali numeriche 1,2,3 e le forme modali sperimentali 1,2,10 rispettivamente, con riferimento allo stato danneggiato:

1) Forma modale numerica 1 vs forma modale sperimentale 1

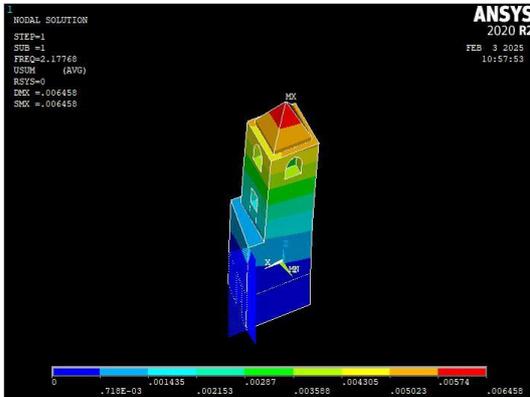


Figura 126: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista assonometrica

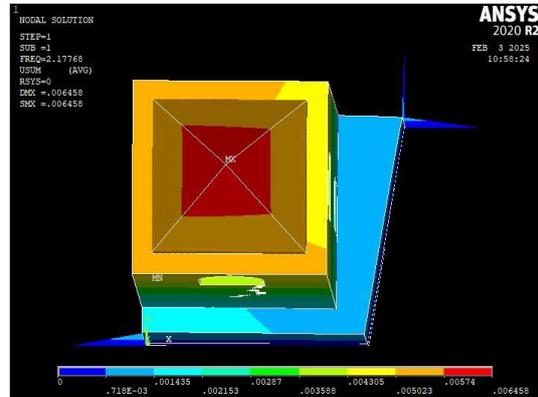


Figura 127: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista in pianta

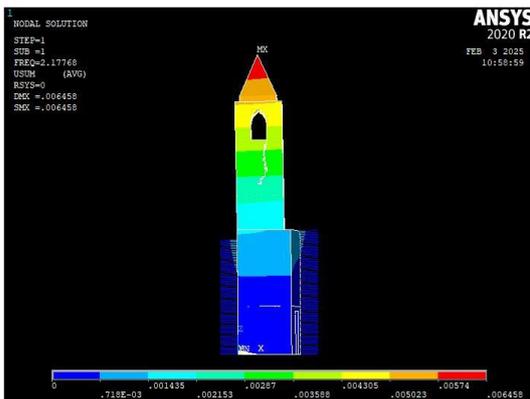


Figura 128: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista lato W

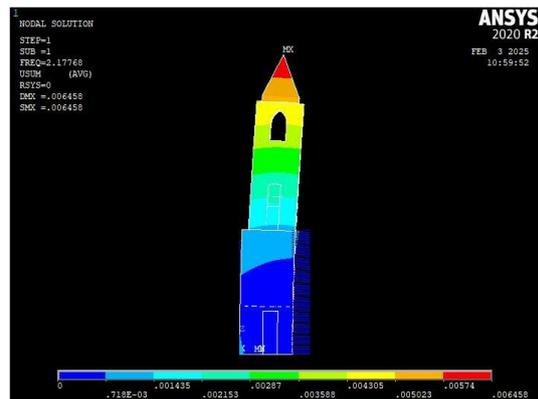


Figura 129: Forma modale numerica 1 modello con danneggiamento – vista lato S

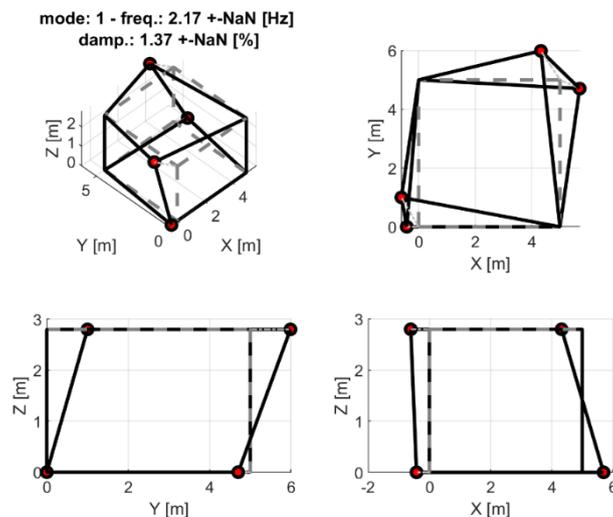


Figura 130: Forma modale sperimentale 1

2) Forma modale numerica 2 vs forma modale sperimentale 2

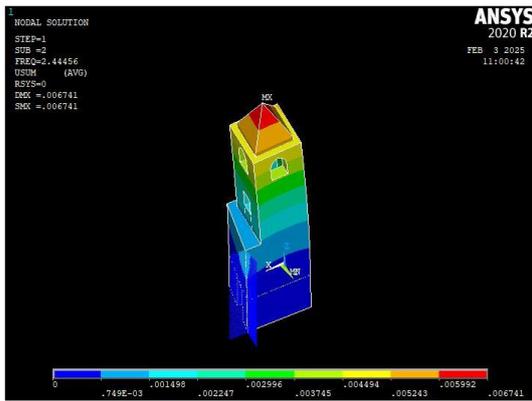


Figura 131: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista assometrica

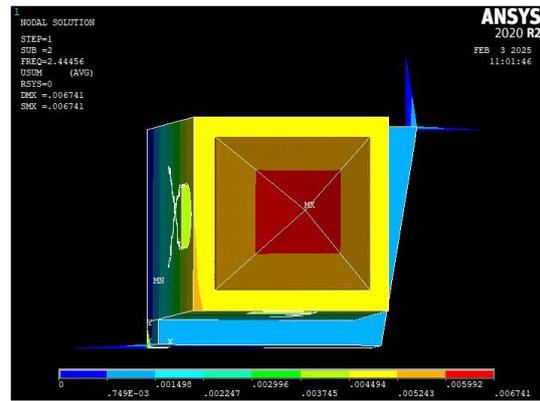


Figura 132: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista in pianta



Figura 133: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista lato W



Figura 134: Forma modale numerica 2 modello con danneggiamento – vista lato S

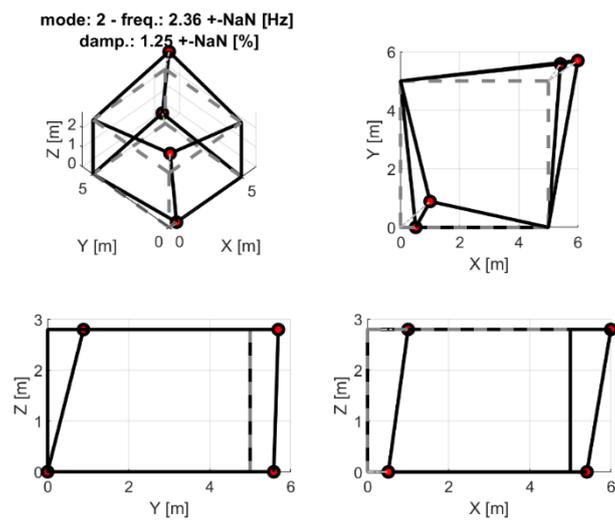


Figura 135: Forma modale sperimentale 2

3) Forma modale numerica 3 vs forma modale sperimentale 10

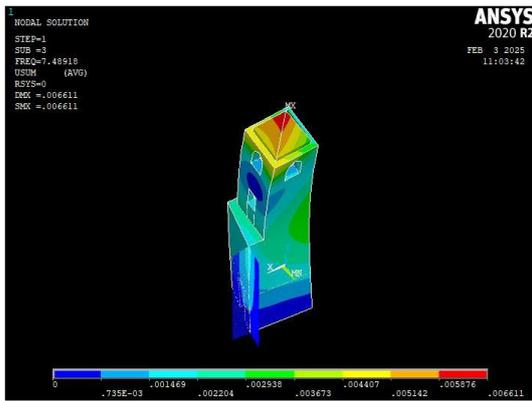


Figura 136: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista assometrica

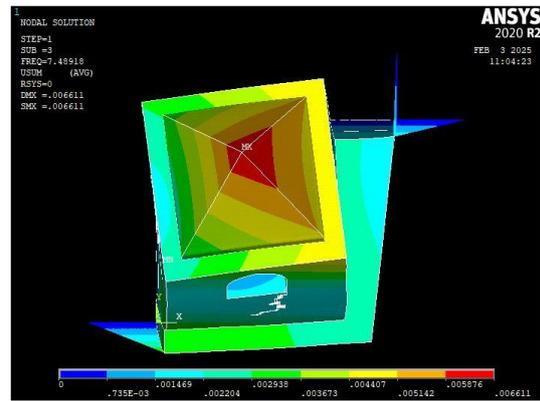


Figura 137: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista in pianta

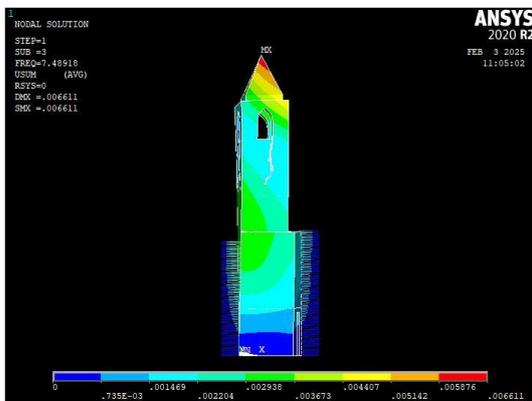


Figura 138: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista lato W

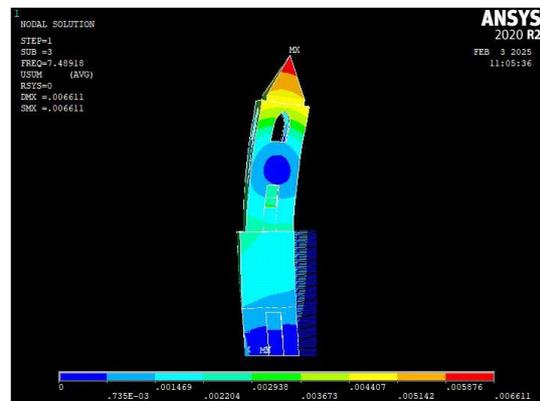


Figura 139: Forma modale numerica 3 modello con danneggiamento – vista lato S

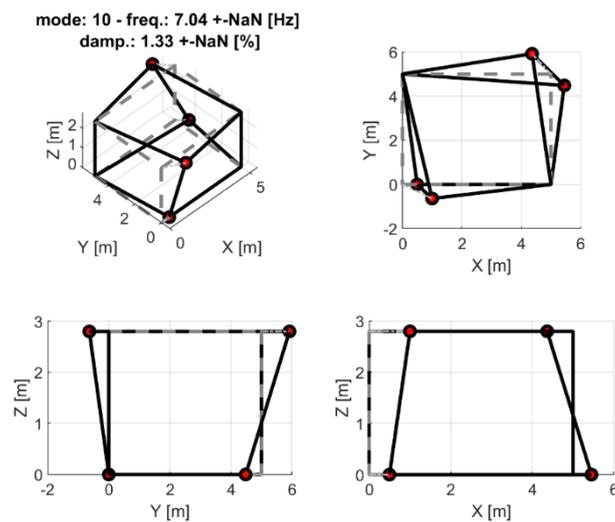


Figura 140: Forma modale sperimentale 10

Va messo in evidenza che:

- entrambe le forme modali 1, sia quella numerica che quella sperimentale, si presentano come *flessionali in y con piccolo sbandamento in x*;
- entrambe le forme modali 2, sia quella numerica che quella sperimentale, si presentano come *flessionali in x con piccolo sbandamento in y*;
- entrambe le forme modali, sia la 3 numerica che la 10 sperimentale, si presentano come *torsionali antiorarie*;

Inoltre:

- come si può constatare da Figura 126, Figura 127, Figura 128, Figura 129, Figura 130, vi è un certo grado di fedeltà anche in termini di frequenza:
 - a. $f_{1,numerica} = 2,178$ Hz;
 - b. $f_{1,sperimentale} = 2,166$ Hz.
- come si può constatare da Figura 131, Figura 132, Figura 133, Figura 134, Figura 135, vi è un certo grado di fedeltà anche in termini di frequenza:
 - a. $f_{2,numerica} = 2,445$ Hz;
 - b. $f_{2,sperimentale} = 2,364$ Hz.
- come si può constatare da Figura 136, Figura 137, Figura 138, Figura 139, Figura 140, vi è un certo grado di fedeltà anche in termini di frequenza:
 - a. $f_{3,numerica} = 7,489$ Hz;
 - b. $f_{10,sperimentale} = 7,045$ Hz.

4) Si è settato il codice matlab:

- vincolando le forme modali sperimentali 1, 2, 10 alle forme modali numeriche 1, 2, 3 rispettivamente;
- definendo il vettore delle frequenze sperimentali:

Tabella 7: Frequenze sperimentali 1° aggiornamento

$f_{1,exp}$ [Hz]	$f_{2,exp}$ [Hz]	$f_{10,exp}$ [Hz]
2,166	2,364	7,045

- definendo la matrice delle forme modali sperimentali:

Tabella 8: Forme modali sperimentali 1° aggiornamento

	ModeShape_{1,exp}	ModeShape_{2,exp}	ModeShape_{10,exp}
UX,POS1	- 0,609717071	1	1
UY,POS1	1	0,885006842	- 0,638023851
UX,POS2	- 0,67505698	0,996369207	- 0,635017226
UY,POS2	0,986566366	0,69538735	0,916969348
UX,POS3	- 0,41978407	0,514050068	0,496287327

- scegliendo i parametri da aggiornare:

Tabella 9: Parametri da aggiornare 1° aggiornamento

K_{2x} [N/m]	1×10^6
K_{2y} [N/m]	1×10^6
K_{1x} [N/m]	1×10^6

dove:

i valori riportati in Tabella 9 rappresentano rispettivamente i valori iniziali delle rigidità K_{2x} , K_{2y} , K_{1x} delle molle elastico-lineari che si sono utilizzate per definire i setti negli spigoli S-E (in direzione x, y) e N-W (in direzione x);

- definendo rispettivamente i limiti inferiore e superiore entro cui si vuol far variare suddetti parametri durante il 1° aggiornamento:

Tabella 10: Limiti inferiori parametri 1° aggiornamento

$K_{2x,min}$ [N/m]	0
$K_{2y,min}$ [N/m]	0
$K_{1x,min}$ [N/m]	0

Tabella 11: Limiti superiori parametri 1° aggiornamento

$K_{2x,max}$ [N/m]	5×10^6
$K_{2y,max}$ [N/m]	5×10^6
$K_{1x,max}$ [N/m]	5×10^6

- 5) Si è settato il codice in linguaggio Ansys:
- definendo il numero di parametri da aggiornare pari a 3;
 - definendo i materiali per i tre parametri da aggiornare.

6.2.2. Analisi dei risultati 1° aggiornamento

Una volta settati il codice in linguaggio matlab e il codice in linguaggio Ansys, nel codice matlab viene lanciato il 1° aggiornamento dei parametri. Conclusa l'analisi, in matlab si ottengono delle variabili di output, quali:

- *Parametri ottimali:*

Tabella 12: Parametri ottimali 1° aggiornamento

	1° minimo di J	2° minimo di J	3° minimo di J
K_{2x} [N/m]	$6,40 \times 10^5$	$9,42 \times 10^5$	$1,34 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$2,51 \times 10^6$	$3,88 \times 10^6$	$3,79 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$4,84 \times 10^5$	$2,66 \times 10^6$	$1,93 \times 10^6$

dove J è una funzione di costo definita in termini di errore relativo tra le frequenze naturali e le forme modali del modello numerico e quelle sperimentali rispettivamente.

- *Frequenze naturali:*

Tabella 13: Frequenze naturali 1° aggiornamento

f₁ [Hz]	2,333
f₂ [Hz]	2,378
f₃ [Hz]	7,582

- *MAC:*

Tabella 14: MAC 1° aggiornamento

MAC 1° modo	0,965
MAC 2° modo	0,989
MAC 3° modo	0,810

- *Errori:*

Tabella 15: Errori 1° aggiornamento

Errore 1° modo	- 7,68 %
Errore 2° modo	- 0,59 %
Errore 3° modo	- 7,63 %

Per cui si passa ad analizzare i risultati, attuando una valutazione critica. Infatti, va eseguita tutta una serie di controlli, quali:

- 1) Controllo sui parametri ottimi.
I valori dei parametri ottimali devono essere compresi tra i valori dei limiti inferiore e superiore rispettivamente.
In questo caso tale controllo è soddisfatto.
- 2) Controllo sui MAC.
Si cercano dei valori dei MAC prossimi all'unità, tuttavia, l'importante è che tali valori siano superiori a 0,75.
In questo caso tale controllo è soddisfatto.
- 3) Controllo sugli Errori.
Si cercano dei valori degli errori inferiori al 5%.
Tale controllo non è soddisfatto per il 1° e 3° modo. Ciò è confermato anche dai valori delle frequenze naturali relative al 1° e 3° modo in quanto, questi, si discostano troppo dai valori delle 1° e 3° frequenze naturali sperimentali.
Per cui, per ovviare a tale mancanza, serve implementare un successivo aggiornamento.

6.2.3. Secondo aggiornamento

Sulla falsa riga del 1° aggiornamento, si è implementato un 2° aggiornamento, apportando, tuttavia, delle modifiche ai codici in linguaggio matlab e in linguaggio Ansys, quali:

- 1) Codice in linguaggio matlab:

- Si esegue la media tra i valori dei parametri ottimali (corrispondenti ai tre minimi della funzione di costo J) risultanti dal 1° aggiornamento e si considerano i valori che scaturiscono da tale media come nuovi valori di partenza dei parametri da aggiornare. Inoltre, ai nuovi K_{2x} , K_{2y} , K_{1x} (mediati), vengono aggiunti anche E (modulo di Young della muratura) e ρ (densità della muratura) come nuovi parametri da aggiornare:

Tabella 16: Parametri da aggiornare 2° aggiornamento

K_{2x} [N/m]	$5,72 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$3,39 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$1,69 \times 10^5$
E [N/m ²]	$1,2 \times 10^9$
$1/\rho$ [m ³ /kg]	$4,55 \times 10^{-4}$

- Si modificano rispettivamente i limiti inferiore e superiore entro cui si vuol far variare suddetti nuovi parametri durante il 2° aggiornamento:

Tabella 17: : Limiti inferiori parametri 2° aggiornamento

$K_{2x,min}$ [N/m]	0
$K_{2y,min}$ [N/m]	0
$K_{1x,min}$ [N/m]	0
E_{min} [N/m ²]	$0,75 \times 10^9$
$(1/\rho)_{min}$ [m ³ /kg]	$4,17 \times 10^{-4}$

Tabella 18: Limiti superiori parametri 2° aggiornamento

$K_{2x,max}$ [N/m]	5×10^6
$K_{2y,max}$ [N/m]	5×10^6
$K_{1x,max}$ [N/m]	5×10^6
E_{max} [N/m ²]	$1,5 \times 10^9$
$(1/\rho)_{max}$ [m ³ /kg]	5×10^{-4}

2) Codice in linguaggio Ansys:

- Si definisce il numero di parametri da aggiornare pari a 5;
- Si definiscono i materiali per i cinque parametri da aggiornare.

6.2.4. Analisi dei risultati 2° aggiornamento

Settati nuovamente il codice in linguaggio matlab e il codice in linguaggio Ansys, nel codice matlab viene lanciato il 2° aggiornamento dei parametri. Conclusa la nuova analisi, in matlab si ottengono le nuove variabili di output:

- Parametri ottimali:

Tabella 19: Parametri ottimali 2° aggiornamento

	1° minimo di J	2° minimo di J	3° minimo di J
K_{2x} [N/m]	$1,79 \times 10^6$	$5,11 \times 10^5$	$5,11 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$4,76 \times 10^6$	$3,77 \times 10^6$	$3,77 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$2,10 \times 10^6$	$2,41 \times 10^6$	$2,41 \times 10^6$
E [N/m²]	$1,01 \times 10^9$	$1,02 \times 10^9$	$1,02 \times 10^9$
1/ρ [m³/kg]	$4,47 \times 10^{-4}$	$4,47 \times 10^{-4}$	$4,70 \times 10^{-4}$

- Frequenze naturali:

Tabella 20: Frequenze naturali 2° aggiornamento

f₁ [Hz]	2,222
f₂ [Hz]	2,334
f₃ [Hz]	7,202

- MAC:

Tabella 21: MAC 2° aggiornamento

MAC 1° modo	0,937
MAC 2° modo	0,877
MAC 3° modo	0,811

- Errori:

Tabella 22: Errori 2° aggiornamento

Errore 1° modo	- 2,55 %
Errore 2° modo	1,27 %
Errore 3° modo	- 2,23 %

A questo punto, si passa ad analizzare i nuovi risultati, attuando una serie di controlli, quali:

- 1) Controllo sui parametri ottimi:
i valori dei parametri ottimali devono essere compresi tra i valori dei limiti inferiore e superiore rispettivamente.
In questo caso tale controllo è soddisfatto.
- 2) Controllo sui MAC:
si cercano dei valori dei MAC prossimi all'unità, tuttavia, l'importante è che tali valori siano superiori a 0,75.
In questo caso tale controllo è soddisfatto.
- 3) Controllo sugli Errori:
si cercano dei valori degli errori inferiori al 5%.
In questo caso tale controllo è soddisfatto.

Va posta attenzione al fatto che, anche se con questo 2° aggiornamento si è andato a migliorare di molto gli errori, rendendoli inferiori del 5%, tuttavia, tutto ciò è andato a discapito dei valori dei MAC, che si sono abbassati sensibilmente.

Perciò, con lo scopo di ottenere dei valori dei MAC prossimi all'unità, è stato necessario implementare un 3° aggiornamento.

6.2.5. Terzo aggiornamento

Come anticipato nel paragrafo precedente, è necessario un 3° aggiornamento. Tale aggiornamento si pone come obiettivo quello di rendere prossimi all'unità i valori dei Mac, tenendo conto, tuttavia, delle incertezze che affliggono la determinazione dei parametri ottimali da aggiornare. A tale scopo ci si affida alla statistica:

considerando che il valore dei parametri ottimali possa essere rappresentato per mezzo di una curva gaussiana (curva a campana), si deve tener conto della deviazione standard per la determinazione dei limiti inferiori e superiori dei parametri ottimali.

Per cui, sulla falsa riga del 2° aggiornamento, si è implementato un 3° aggiornamento, apportando, tuttavia, delle modifiche ai codici in linguaggio matlab e in linguaggio Ansys, quali:

1) Codice in linguaggio matlab:

- Si esegue la media tra i parametri ottimali (corrispondenti ai tre minimi della funzione di costo J) risultanti dal 2° aggiornamento e si considerano i valori che scaturiscono da tale media come nuovi valori di partenza dei parametri da aggiornare.

Tabella 23: Parametri da aggiornare 3° aggiornamento

K_{2x} [N/m]	$9,39 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$4,10 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$2,31 \times 10^6$
E [N/m²]	$1,01 \times 10^9$
1/ρ [m³/kg]	$4,62 \times 10^{-4}$

- Si modificano i limiti inferiori e superiori di tali parametri ottimali secondo le seguenti relazioni:

a. $LIMITE\ INFERIORE\ PARAMETRI = -3 \times DEV.STD. + MEDIA$

Tuttavia, va puntualizzato che eventuali valori negativi perdono di significato fisico in quanto le caratteristiche meccaniche dei materiali non possono avere valore negativo per cui verrà assunto 0 come valore.

Tabella 24: Limiti inferiori parametri 3° aggiornamento

K_{2x,min} [N/m]	0
K_{2y,min} [N/m]	$2,37 \times 10^6$
K_{1x,min} [N/m]	$1,77 \times 10^6$
E_{min} [N/m²]	$9,91 \times 10^8$
(1/ρ)_{min} [m³/kg]	$4,22 \times 10^{-4}$

b. *LIMITE SUPERIORE PARAMETRI = 3 × DEV.STD. + MEDIA*

Tabella 25: Limiti superiori parametri 3° aggiornamento

K_{2x,max} [N/m]	$3,16 \times 10^6$
K_{2y,max} [N/m]	$5,83 \times 10^6$
K_{1x,max} [N/m]	$2,84 \times 10^6$
E_{max} [N/m²]	$1,04 \times 10^9$
(1/ρ)_{max} [m³/kg]	$5,02 \times 10^{-4}$

6.2.6. Analisi dei risultati terzo aggiornamento

Lanciato il 3° aggiornamento dei parametri e conclusa la nuova analisi, in matlab si ottengono le nuove variabili di output relative al 3° aggiornamento, quali:

- *Parametri ottimali:*

Tabella 26: Parametri ottimali 3° aggiornamento

K_{2x} [N/m]	$5,26 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$5,65 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$1,91 \times 10^6$
E [N/m²]	$1,03 \times 10^9$
1/ρ [m³/kg]	$4,46 \times 10^{-4}$

- *Frequenze naturali:*

Tabella 27: Frequenze naturali 3° aggiornamento

f₁ [Hz]	2,201
f₂ [Hz]	2,280
f₃ [Hz]	7,065

- *MAC:*

Tabella 28: MAC 3° aggiornamento

MAC 1° modo	0,991
MAC 2° modo	0,990
MAC 3° modo	0,833

- Errori:

Tabella 29: Errori 3° aggiornamento

Errore 1° modo	-1,59 %
Errore 2° modo	3,55 %
Errore 3° modo	- 0,28 %

In quest'ultimo aggiornamento sono verificati tutti i controlli, già citati in precedenza, e, inoltre, si ha che il valore dei MAC è aumentato, avvicinandosi all'unità per i primi due modi e superando di molto la soglia di 0,75 per quanto riguarda il 3° modo.

6.3. Modello numerico calibrato

6.3.1. Modello numerico calibrato dello stato danneggiato

A conferma di quanto constatato dal 3° aggiornamento, si inseriscono i valori dei parametri ottimali finali risultanti dal 3° aggiornamento nel modello FEM di cui si è fatta la calibrazione, si lancia l'analisi modale e si riportano, qui di seguito, i risultati ottenuti in termini di frequenza naturale:

Tabella 30: Frequenze naturali modello numerico calibrato con danneggiamento

f₁ [Hz]	2,201
f₂ [Hz]	2,280
f₃ [Hz]	7,067
f₄ [Hz]	7,745
f₅ [Hz]	9,042
f₆ [Hz]	12,418
f₇ [Hz]	14,221
f₈ [Hz]	15,636
f₉ [Hz]	17,212
f₁₀ [Hz]	21,779
f₁₁ [Hz]	22,599
f₁₂ [Hz]	24,224
f₁₃ [Hz]	24,961
f₁₄ [Hz]	26,015
f₁₅ [Hz]	27,666

6.3.2. Risultati modello numerico calibrato dello stato danneggiato vs dati sperimentali dello stato danneggiato

Al fine di controllare l'esito della calibrazione relativa al modello numerico nello stato di danneggiamento, si vanno a confrontare le frequenze naturali e le forme modali dei modi 1, 2, 3 di tale modello numerico calibrato, rispettivamente, con le frequenze naturali e le forme modali dei modi 1,2,10 sperimentali, anch'esse relative allo stato danneggiato.

1) Forma modale numerica calibrata 1 vs forma modale sperimentale 1

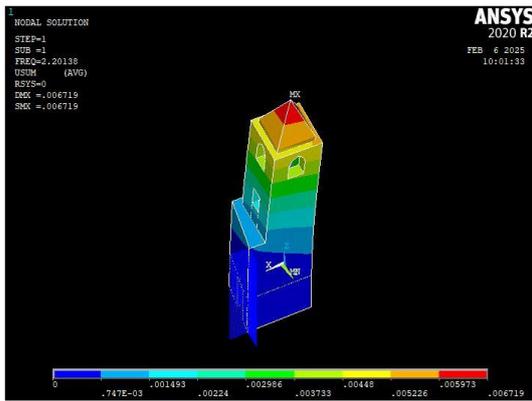


Figura 141: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista assonometrica

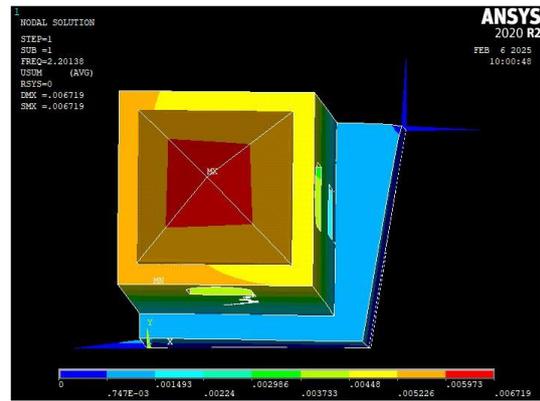


Figura 142: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista in pianta



Figura 143: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista lato W



Figura 144: Forma modale numerica calibrata 1 modello con danneggiamento – vista lato S

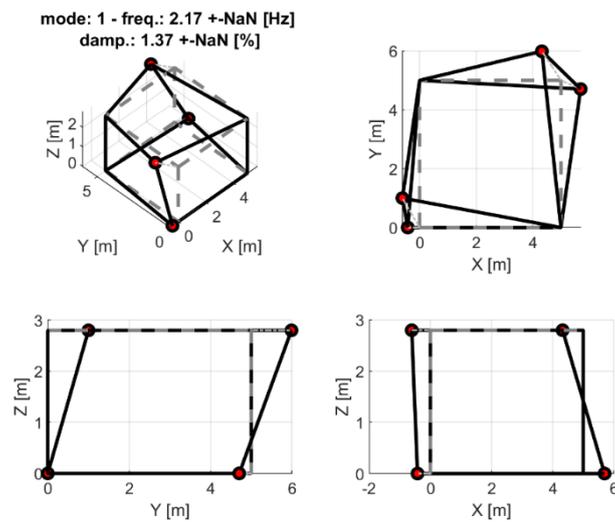


Figura 145: Forma modale sperimentale 1

2) Forma modale numerica calibrata 2 vs forma modale sperimentale 2

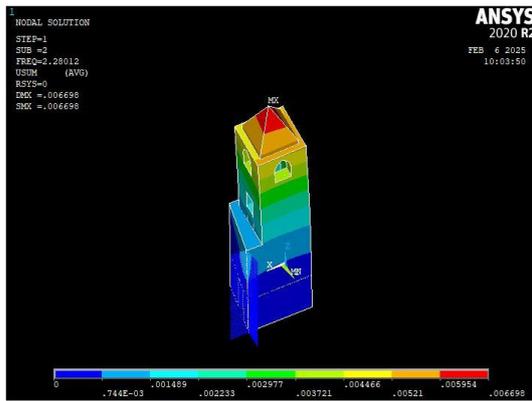


Figura 146: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista assonometrica

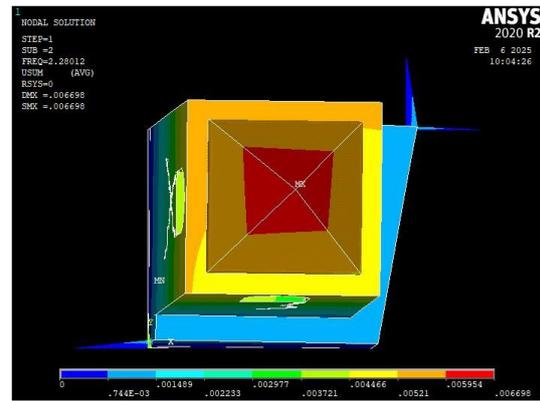


Figura 147: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista in pianta



Figura 148: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista lato W



Figura 149: Forma modale numerica calibrata 2 modello con danneggiamento – vista lato S

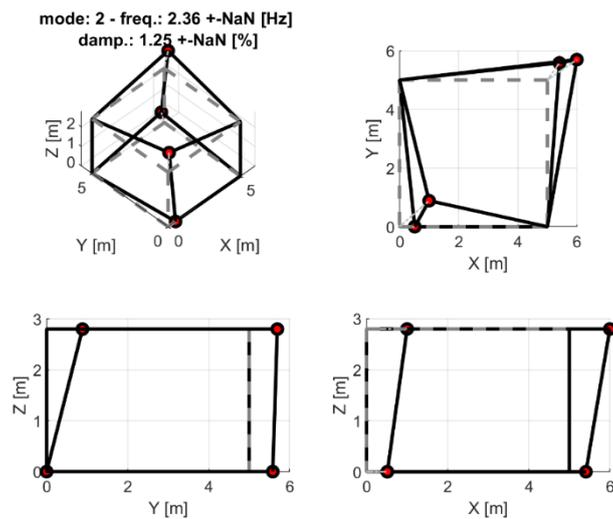


Figura 150: Forma modale sperimentale 2

3) Forma modale numerica calibrata 3 vs forma modale sperimentale 10

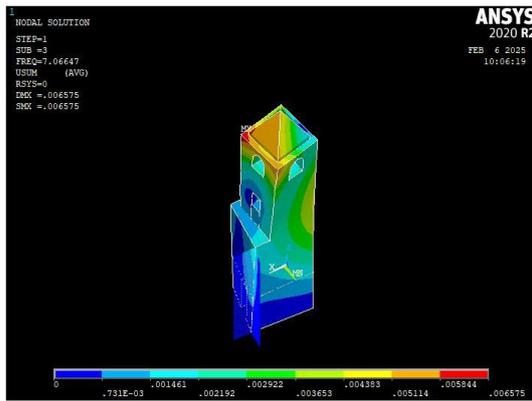


Figura 151: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista assonometrica

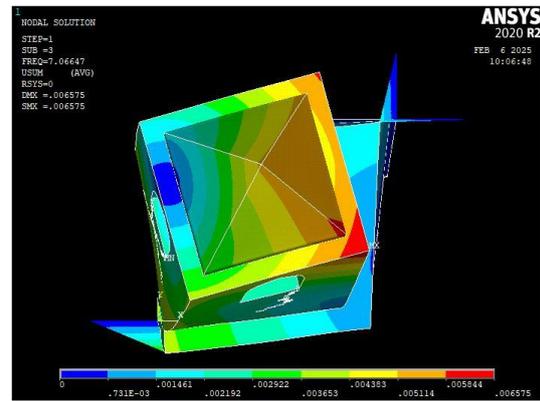


Figura 152: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista in pianta

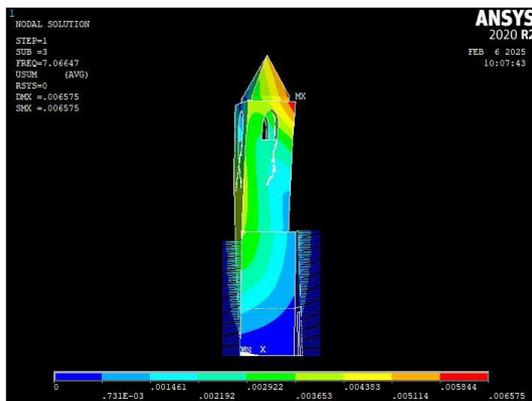


Figura 153: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista lato W

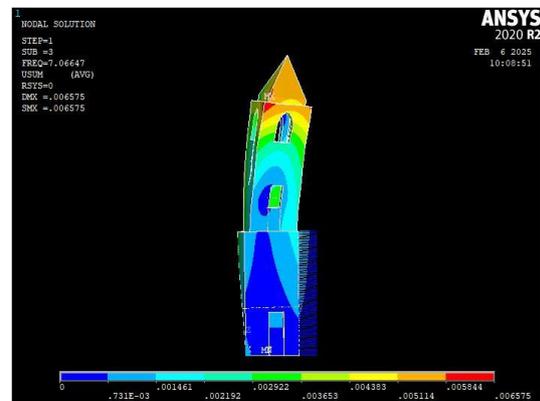


Figura 154: Forma modale numerica calibrata 3 modello con danneggiamento – vista lato S

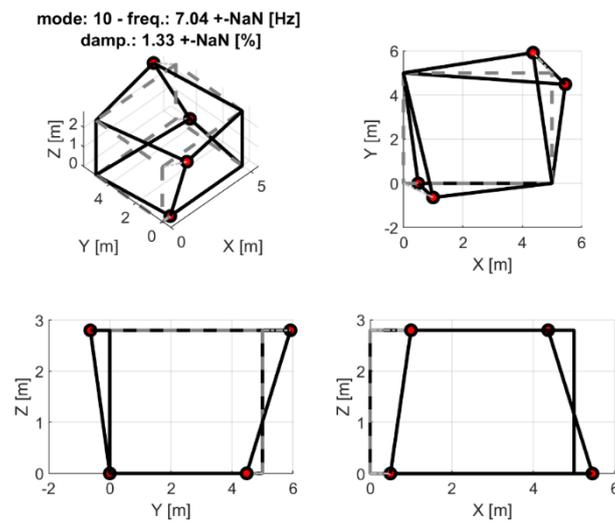


Figura 155: Forma modale sperimentale 10

Come si evince:

- da Figura 141, Figura 142, Figura 143, Figura 144, Figura 145, la frequenza naturale 1 e la forma modale 1 del modello numerico calibrato, relativo allo stato di danneggiamento, sono pressoché identiche, rispettivamente, alla frequenza naturale 1 e alla forma modale 1 sperimentali.
- da Figura 146, Figura 147, Figura 148, Figura 149, Figura 150, la frequenza naturale 2 e la forma modale 2 del modello numerico calibrato, relativo allo stato di danneggiamento, sono pressoché identiche, rispettivamente, alla frequenza naturale 2 e alla forma modale 2 sperimentali.
- da Figura 151, Figura 152, Figura 153, Figura 154, Figura 155, la frequenza naturale 3 e la forma modale 3 del modello numerico calibrato, relativo allo stato di danneggiamento, sono pressoché identiche, rispettivamente, alla frequenza naturale 10 e alla forma modale 10 sperimentali.

Quanto appena constatato dal confronto tra frequenze naturali e forme modali numeriche calibrate e frequenze naturali e forme modali sperimentali conferma il successo della calibrazione del modello numerico dello stato danneggiato.

6.4 Validazione del modello calibrato

Nel capitolo precedente sono stati trovati tre modi (due flessionali e uno torsionale) del modello numerico calibrato nello stato di danneggiamento per cui le frequenze e le forme modali numeriche coincidessero rispettivamente con le frequenze e le forme modali ottenute sperimentalmente. Qui, adesso, si andrà a validare il modello numerico calibrato. Per validarlo serve trovare almeno un ulteriore modo numerico, oltre ai tre già trovati in precedenza, per il quale:

- la forma modale coincida con la forma modale sperimentale;
- sia verificato il controllo riguardante il MAC (valore minimo del MAC pari a 0.75);

6.4.1. Validazione del modello: quarto aggiornamento

Considerando il modello FEM calibrato, si vanno a cercare le ulteriori forme modali (oltre alle 1, 2, 3) che coincidano con le forme modali sperimentali, a meno di un fattore pari a -1. Da una scrupolosa indagine si è trovato che la forma modale numerica 5 del modello FEM calibrato coincide con la forma modale sperimentale 11. Si tratta di due modi torsionali, i quali, però, differiscono per verso di rotazione.

- *Forma modale numerica calibrata 5 vs forma modale sperimentale 11*

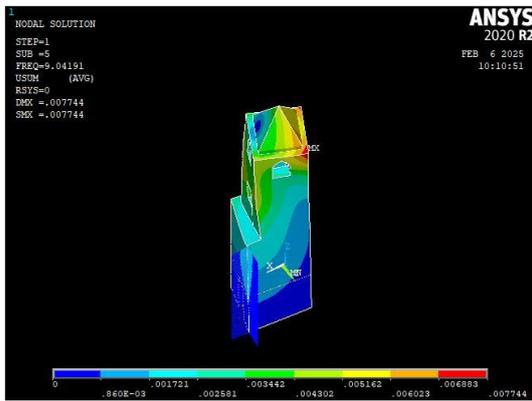


Figura 156: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista assonometrica

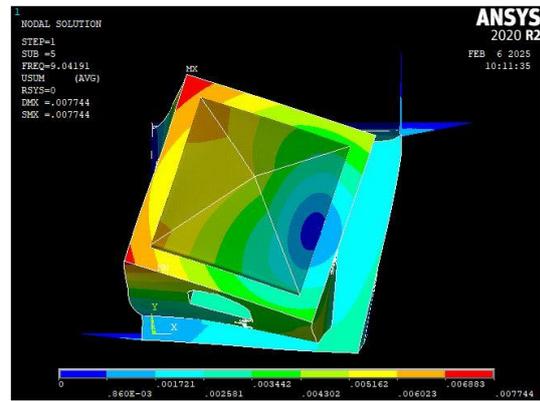


Figura 157: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista in pianta

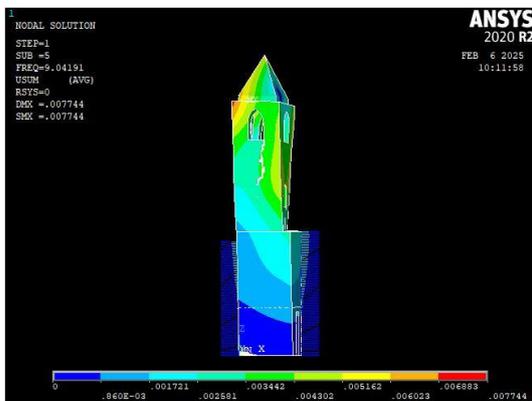


Figura 158: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista lato W

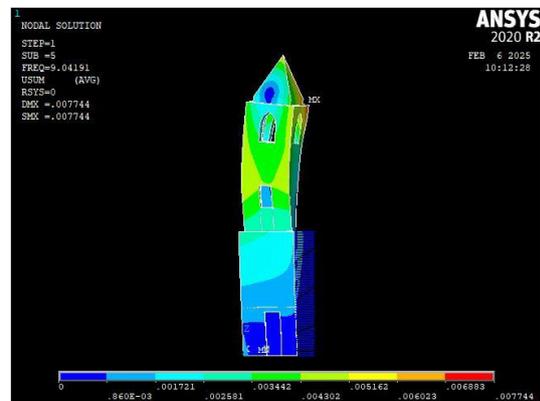


Figura 159: Forma modale numerica calibrata 5 modello con danneggiamento – vista lato S

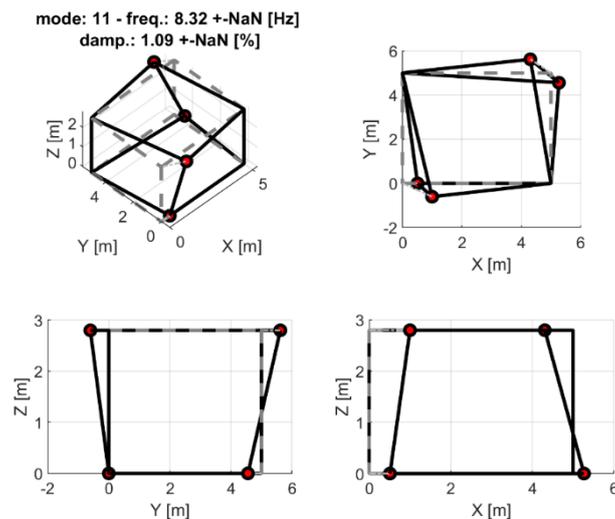


Figura 160: Forma modale sperimentale 11

Constatato ciò, al fine di implementare il 4° aggiornamento, si vanno ad apportare le seguenti modifiche al codice matlab del 3° aggiornamento:

- Si vincolano le forme modali sperimentali 1, 2, 10, 11 alle forme modali numeriche 1, 2, 3, 5 rispettivamente;
- Si definisce il vettore delle frequenze sperimentali:

Tabella 31: Frequenze sperimentali validazione del modello numerico calibrato

$f_{1,exp}$ [Hz]	$f_{2,exp}$ [Hz]	$f_{10,exp}$ [Hz]	$f_{11,exp}$ [Hz]
2,166	2,364	7,045	8,315

- Si definisce la matrice delle forme modali sperimentali:

Tabella 32: Forme modali sperimentali validazione del modello numerico calibrato

	ModeShape _{1,exp}	ModeShape _{2,exp}	ModeShape _{10,exp}	ModeShape _{11,exp}
U _{X,POS1}	- 0,609717071	1	1	1
U _{Y,POS1}	1	0,885006842	- 0,638023851	- 0,60519997
U _{X,POS2}	- 0,67505698	0,996369207	- 0,635017226	- 0,692536085
U _{Y,POS2}	0,986566366	0,69538735	0,916969348	0,617920953
U _{X,POS3}	- 0,41978407	0,514050068	0,496287327	0,509197735

- Si definiscono i nuovi parametri da aggiornare:

Tabella 33: Parametri da aggiornare validazione del modello numerico calibrato

K_{2x} [N/m]	$5,26 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$5,65 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$1,91 \times 10^6$
E [N/m ²]	$1,03 \times 10^9$
$1/\rho$ [m ³ /kg]	$4,46 \times 10^{-4}$

- Si definiscono rispettivamente i limiti inferiore e superiore dei valori dei parametri da aggiornare, imponendo ai valori in Tabella 33 una perturbazione pari a:

$$\mp 10^{-11}.$$

6.4.2. Analisi dei risultati quarto aggiornamento

In matlab si ottengono le nuove variabili di output:

- *Parametri ottimali:*

Tabella 34: Parametri ottimali validazione

K_{2x} [N/m]	$5,26 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$5,65 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$1,91 \times 10^6$
E [N/m²]	$1,03 \times 10^9$
1/ρ [m³/kg]	$4,46 \times 10^{-4}$

- *Frequenze naturali:*

Tabella 35: Frequenze naturali validazione

f₁ [Hz]	2,201
f₂ [Hz]	2,280
f₃ [Hz]	7,067
f₅ [Hz]	9,042

- *MAC:*

Tabella 36: MAC validazione

MAC 1° modo	0,991
MAC 2° modo	0,990
MAC 3° modo	0,833
MAC 5° modo	0,808

- *Errori:*

Tabella 37: Errori validazione

Errore 1° modo	- 1,59 %
Errore 2° modo	3,55 %
Errore 3° modo	- 0,28 %
Errore 5° modo	- 8,71 %

Come si evince da Tabella 36, il controllo sul MAC relativo al 5° modo numerico del modello FEM calibrato relativo allo stato danneggiato è verificato in quanto il valore del MAC è superiore a 0.75.

Ciò convalida il successo della validazione del modello numerico FEM calibrato.

7. Confronto modelli preliminari

7.1. Confronto modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato danneggiato non calibrato

- Parametri:

Tabella 38: Parametri modello con danneggiamento non calibrato

Modello con danneggiamento non calibrato	
K_{2x} [N/m]	1×10^6
K_{2y} [N/m]	1×10^6
K_{1x} [N/m]	1×10^6
$E_{muratura}$ [N/m ²]	$1,2 \times 10^9$
$E_{fessure}$ [N/m ²]	$1,2 \times 10^5$
ρ [kg/m ³]	2200

Tabella 39: Parametri modello con danneggiamento calibrato

Modello con danneggiamento calibrato	
K_{2x} [N/m]	$5,3 \times 10^5$
K_{2y} [N/m]	$5,65 \times 10^6$
K_{1x} [N/m]	$1,91 \times 10^6$
$E_{muratura}$ [N/m ²]	$1,03 \times 10^9$
$E_{fessure}$ [N/m ²]	$1,03 \times 10^5$
ρ [kg/m ³]	2241

Va messo in evidenza che, in riferimento alla CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7, per il modello dello stato danneggiato non calibrato, in partenza, si sono fatte le seguenti assunzioni per quanto riguarda i valori dei parametri:

- 1) $E_{muratura}$: si è assunto il valore minimo del range di valori fornito dalla tabella C8.5.I della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7;
- 2) ρ : si è assunto un valore superiore rispetto a quello riportato dalla tabella C8.5.I della CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7, secondo cui $\rho = 1800$ kg/m³. Questo perché, dall'indagine storica inerente al manufatto storico, è scaturito che nell'area di interesse, all'epoca della costruzione, venisse utilizzata una tecnologia costruttiva che contemplasse l'inserimento di ferro all'interno dei mattoni del campanile.

Con riferimento ai parametri dei due modelli si giunge alle seguenti conclusioni:

- 1) Globalmente, dal confronto tra i moduli elastici E e tra le densità ρ dei due modelli, sembrerebbe che il modello calibrato risulti irrigidito rispetto al modello non calibrato in quanto, a seguito dell'updating, il valore dei moduli elastici E diminuisce mentre il valore della densità ρ aumenta;
- 2) Tuttavia, considerando anche gli elementi molla, modellati per conferire rigidità alla struttura, non si sa a priori quale sia il reale comportamento della struttura in termini di rigidità a seguito dell'updating.

Per chiarire quest'incertezza in merito alla rigidezza si farà riferimento alle prime due forme modali e frequenze naturali dei due modelli.

- *Forme modali:*

1) *Forma modale 1 modello dello stato danneggiato non calibrato vs forma modale 1 modello dello stato danneggiato calibrato*

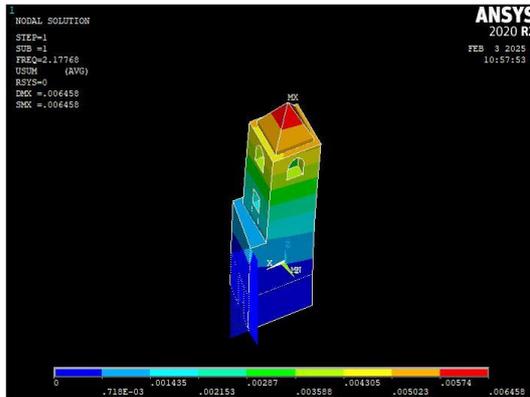


Figura 161: Forma modale 1 modello con danneggiamento non calibrato – vista assometrica

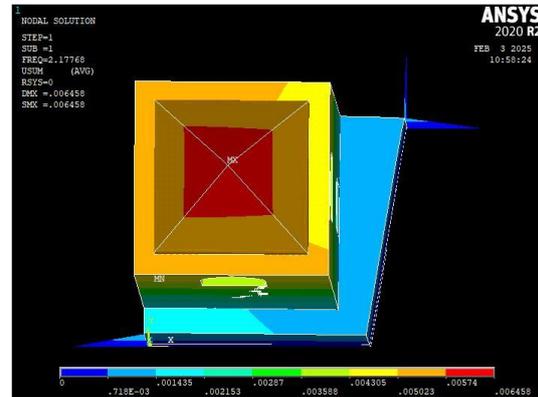


Figura 162: Forma modale 1 modello con danneggiamento non calibrato – vista in pianta

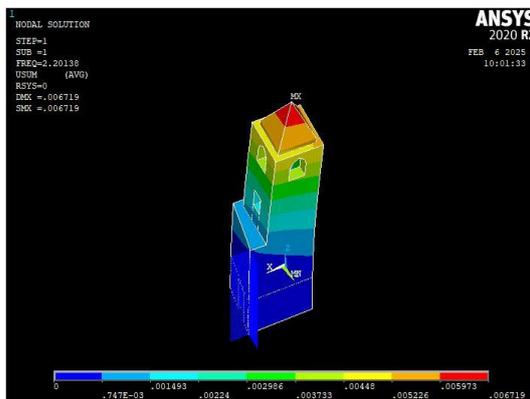


Figura 163: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

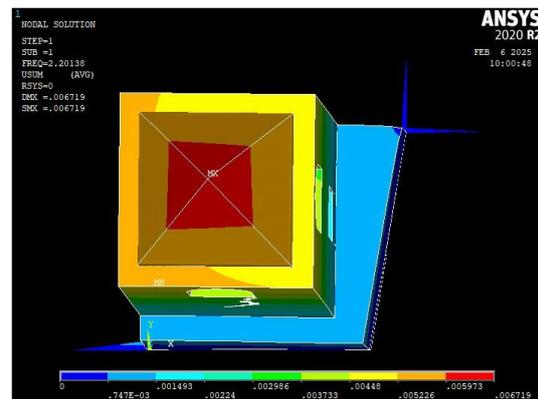


Figura 164: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

Da Figura 161, Figura 162, Figura 163, Figura 164 si può constatare che entrambe le forme modali 1, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato non calibrato che quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato, si presentano come *flessionali in y* con *piccolo sbandamento in x*;

2) Forma modale 2 modello dello stato danneggiato non calibrato vs forma modale 2 modello dello stato danneggiato calibrato

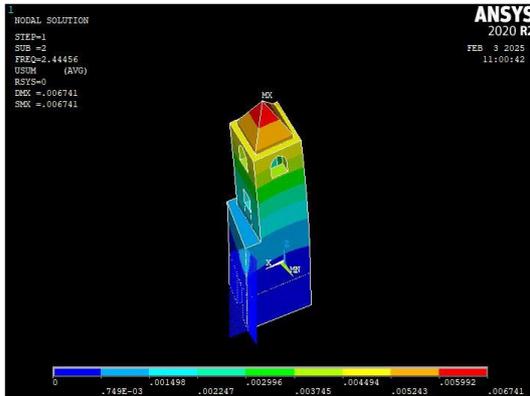


Figura 165: Forma modale 2 modello con danneggiamento non calibrato – vista assometrica

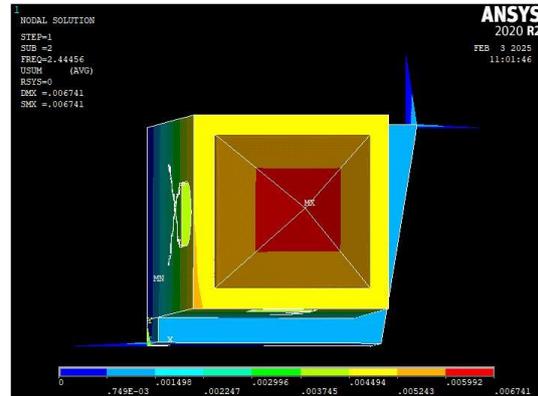


Figura 166: Forma modale 2 modello con danneggiamento non calibrato – vista in pianta

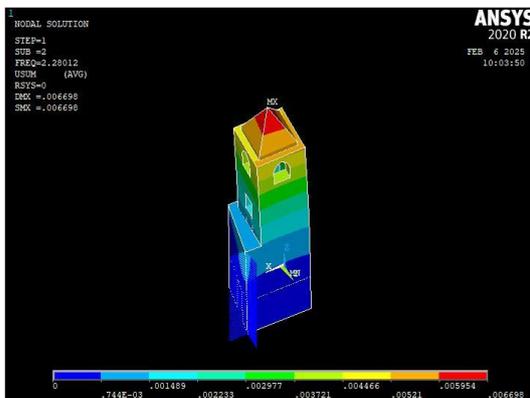


Figura 167: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

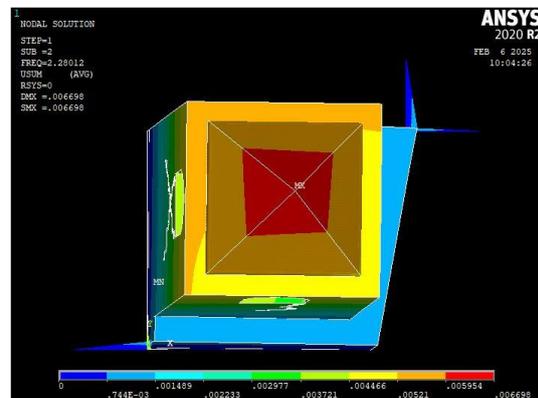


Figura 168: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

Da Figura 165, Figura 166, Figura 167, Figura 168 si può constatare che entrambe le forme modali 2, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato non calibrato che quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato, si presentano come *flessionali in x con piccolo sbandamento in y*;

- *Frequenze naturali:*

Tabella 40: *Frequenze naturali modello con danneggiamento non calibrato*

Modello con danneggiamento non calibrato	
f₁ [Hz]	2,178
f₂ [Hz]	2,445

Tabella 41: *Frequenze naturali modello con danneggiamento calibrato*

Modello con danneggiamento calibrato	
f₁ [Hz]	2,201
f₂ [Hz]	2,280

Considerando le forme modali e le frequenze naturali relative ai modelli dello stato danneggiato non calibrato e danneggiato calibrato si giunge alle seguenti conclusioni:

- 1) Lungo la direzione x: entrambe le forme modali 2, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato non calibrato che quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato, si presentano come *flessionali in x con piccolo sbandamento in y*;
il valore della frequenza naturale 2 diminuisce a seguito dell'updating per cui la struttura si presenterà meno rigida lungo la direzione x a seguito dell'updating.
- 2) Lungo la direzione y: entrambe le forme modali 1, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato non calibrato che quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato, si presentano come *flessionali in y con piccolo sbandamento in x*;
il valore della frequenza naturale 1 aumenta a seguito dell'updating per cui si avrà un irrigidimento della struttura lungo la direzione y a seguito dell'updating.

7.2. Confronto modello dello stato danneggiato calibrato vs modello dello stato integro calibrato

7.2.1. Analisi agli autovalori-autovettori

Dai dati sperimentali acquisiti in-situ si sono ottenute forme modali sperimentali aventi frequenze naturali sperimentali inferiori a 10 Hz, per cui, di particolare interesse sono le prime cinque forme modali numeriche di entrambi i modelli (modello dello stato danneggiato calibrato e modello dello stato integro calibrato), con annesse frequenze naturali numeriche, risultanti dall'analisi agli autovalori-autovettori.

- *Forme modali:*

1) *Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato vs forma modale 1 modello dello stato integro calibrato*

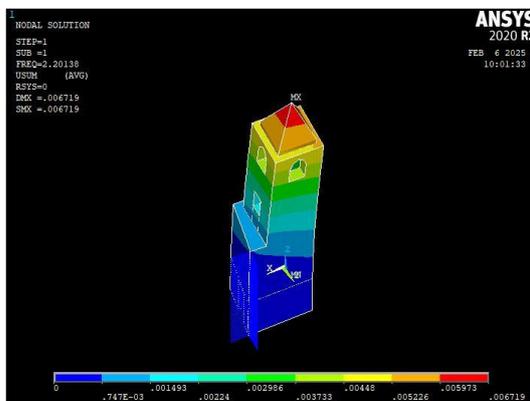


Figura 169: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

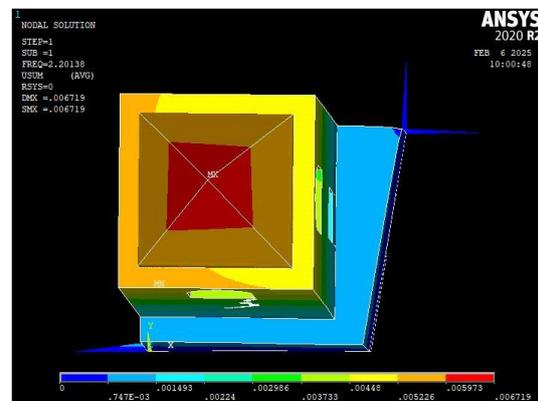


Figura 170: Forma modale 1 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

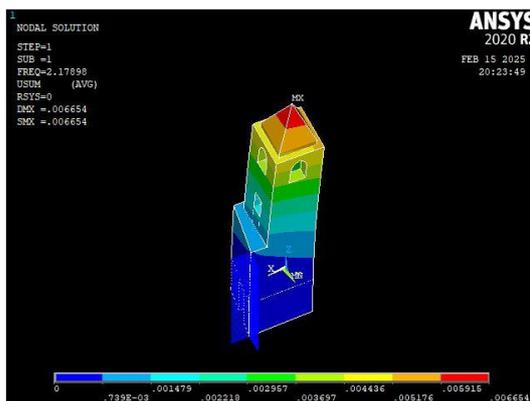


Figura 171: Forma modale 1 modello stato integro calibrato – vista assometrica

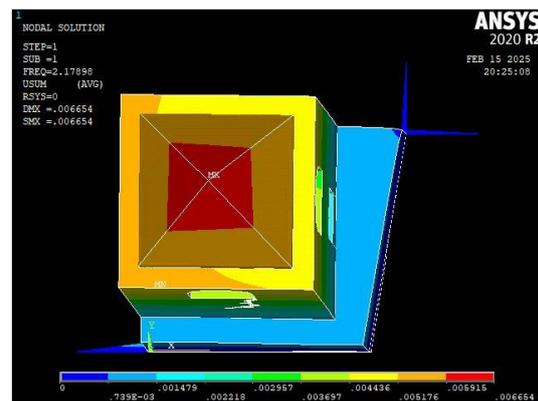


Figura 172: Forma modale 1 modello stato integro calibrato – vista in pianta

Da Figura 169, Figura 170, Figura 171, Figura 172 si può constatare che entrambe le forme modali 1, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato che quella relativa al modello dello stato integro calibrato, si presentano come *flessionali in y con piccolo sbandamento in x*;

2) Forma modale 2 modello dello stato danneggiato calibrato vs forma modale 2 modello dello stato integro calibrato

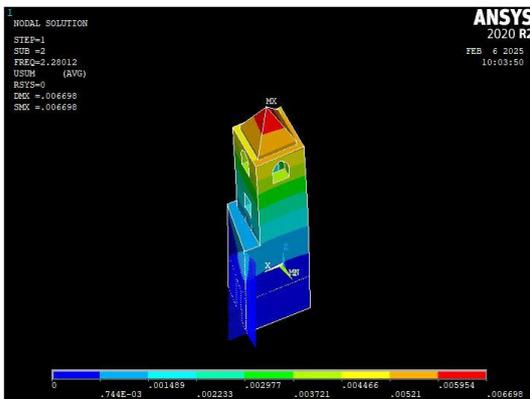


Figura 173: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

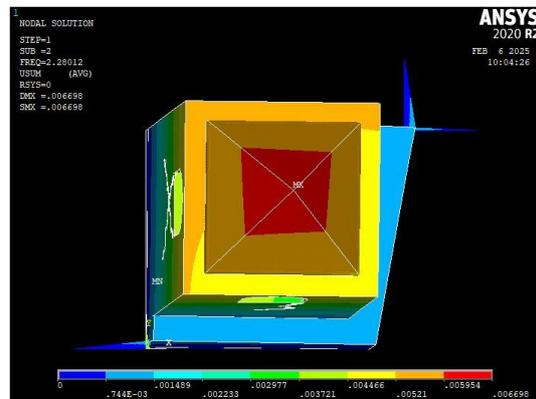


Figura 174: Forma modale 2 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

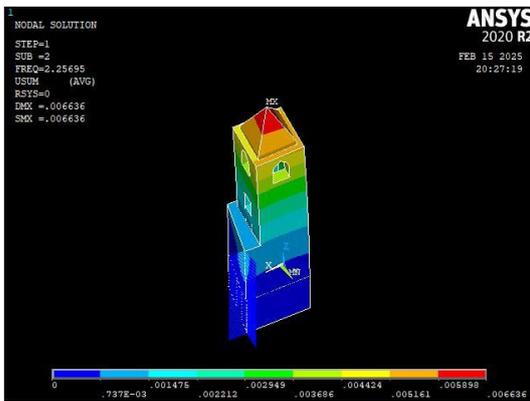


Figura 175: Forma modale 2 modello stato integro calibrato – vista assometrica

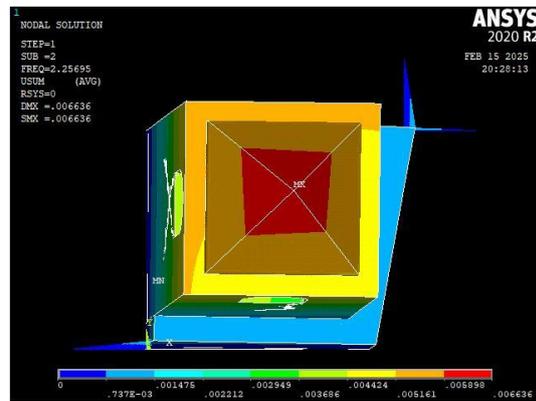


Figura 176: Forma modale 2 modello stato integro calibrato – vista in pianta

Da Figura 173, Figura 174, Figura 175, Figura 176 si può constatare che entrambe le forme modali 2, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato che quella relativa al modello dello stato integro calibrato, si presentano come *flessionali in x con piccolo sbandamento in y*;

3) Forma modale 3 modello dello stato danneggiato calibrato vs forma modale 3 modello dello stato integro calibrato

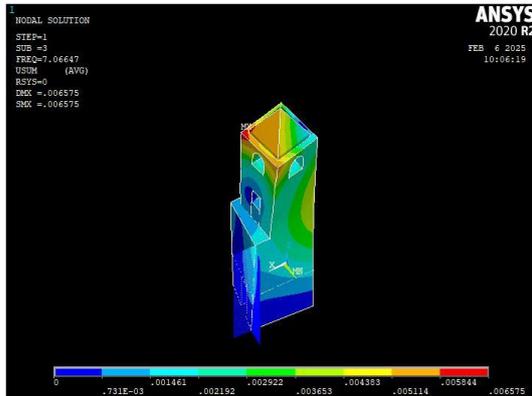


Figura 177: Forma modale 3 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

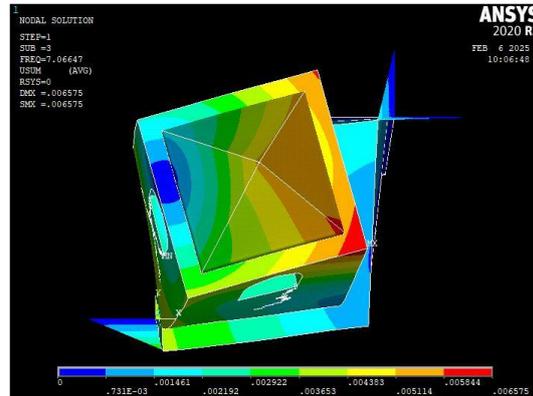


Figura 178: Forma modale 3 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

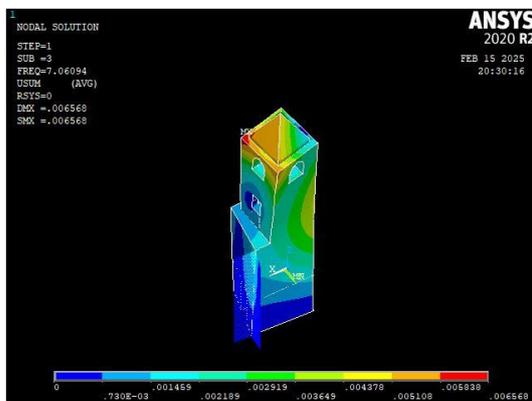


Figura 179: Forma modale 3 modello stato integro calibrato – vista assometrica

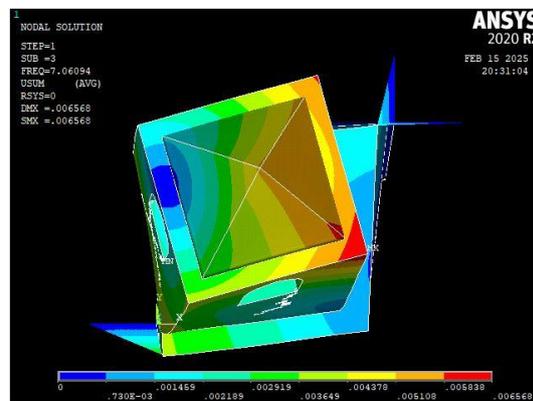


Figura 180: Forma modale 3 modello stato integro calibrato – vista in pianta

Da Figura 177, Figura 178, Figura 179, Figura 180 si può constatare che entrambe le forme modali 3, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato che quella relativa al modello dello stato integro calibrato, si presentano come *torsionali antiorarie*;

4) Forma modale 4 modello dello stato danneggiato calibrato vs forma modale 4 modello dello stato integro calibrato

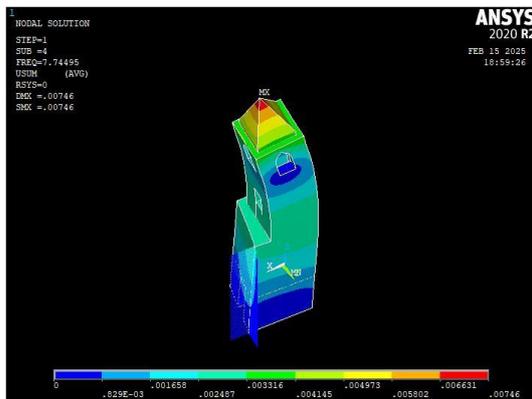


Figura 181: Forma modale 4 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

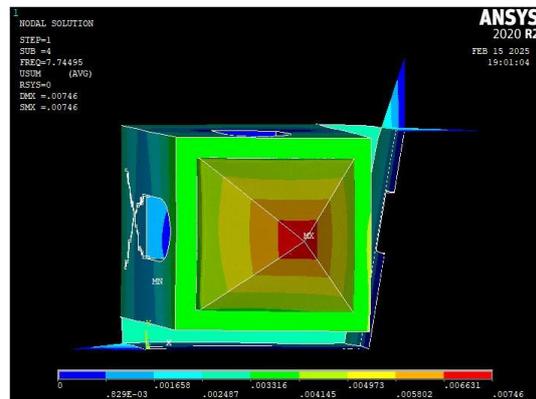


Figura 182: Forma modale 4 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

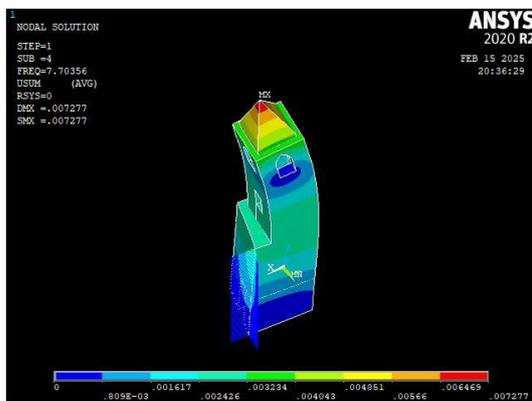


Figura 183: Forma modale 4 modello stato integro calibrato – vista assometrica

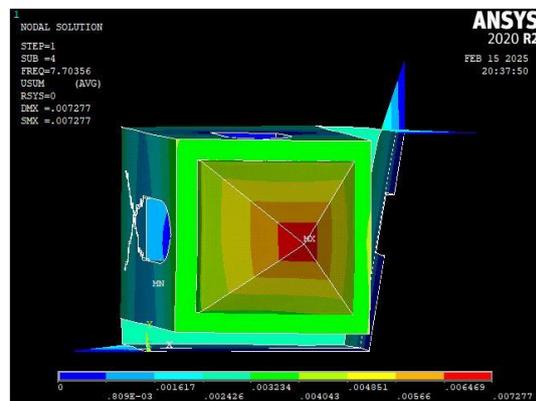


Figura 184: Forma modale 4 modello stato integro calibrato – vista in pianta

Da Figura 181, Figura 182, Figura 183, Figura 184 si può constatare che entrambe le forme modali 4, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato che quella relativa al modello dello stato integro calibrato, si presentano come *flessionali in x con lieve sbandamento in y*;

5) Forma modale 5 modello dello stato danneggiato calibrato vs forma modale 5 modello dello stato integro calibrato

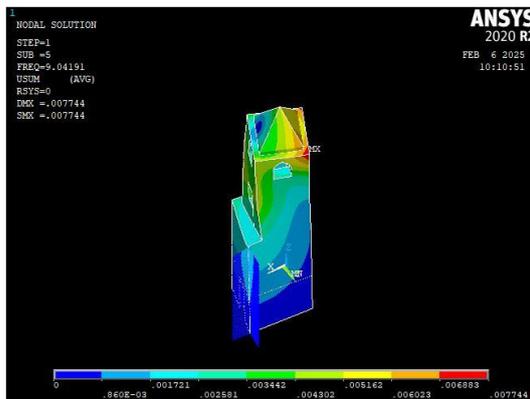


Figura 185: Forma modale 5 modello con danneggiamento calibrato – vista assometrica

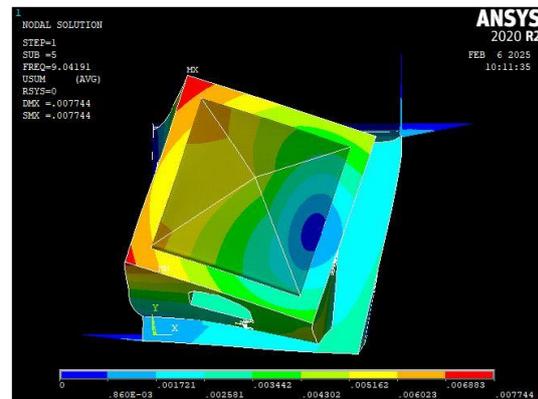


Figura 186: Forma modale 5 modello con danneggiamento calibrato – vista in pianta

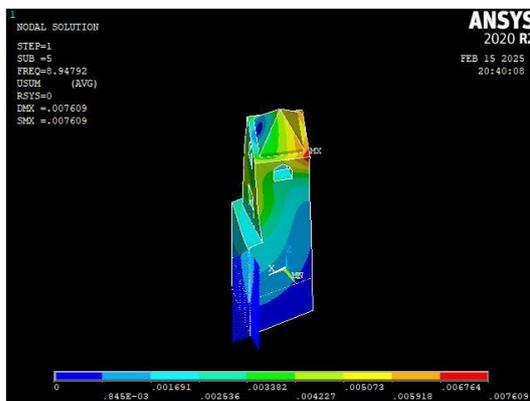


Figura 187: Forma modale 5 modello stato integro calibrato – vista assometrica

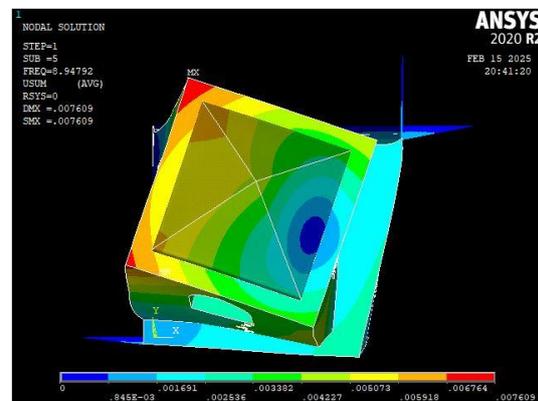


Figura 188: Forma modale 5 modello stato integro calibrato – vista in pianta

Da Figura 185, Figura 186, Figura 187, Figura 188 si può constatare che entrambe le forme modali 5, sia quella relativa al modello dello stato danneggiato calibrato che quella relativa al modello dello stato integro calibrato, si presentano come *torsionali orarie*;

In conclusione si può affermare che vi è una certa corrispondenza per quanto riguarda le forme modali numeriche dei due modelli dello stato danneggiato calibrato e dello stato integro calibrato.

- *Frequenze naturali:*

Tabella 42: Frequenze naturali modello con danneggiamento calibrato

Modello con danneggiamento calibrato	
f₁ [Hz]	2,201
f₂ [Hz]	2,280
f₃ [Hz]	7,067
f₄ [Hz]	7,745
f₅ [Hz]	9,042

Tabella 43: Frequenze naturali modello stato integro calibrato

Modello stato integro calibrato	
f₁ [Hz]	2,179
f₂ [Hz]	2,257
f₃ [Hz]	7,061
f₄ [Hz]	7,704
f₅ [Hz]	8,948

Da un primo confronto tra le frequenze naturali dei due modelli, si denota un incremento delle stesse nel caso del modello dello stato danneggiato calibrato rispetto al modello dello stato integro calibrato. Questo trend sembrerebbe contro tendenza in quanto, nel caso di presenza di fessure, le frequenze naturali dovrebbero diminuire rispetto alla struttura nello stato integro, senza fessure. Questo comportamento va attribuito al fatto che nel modello dello stato danneggiato calibrato sono presenti non solo le fessure sui lati N e W del campanile, aventi spessore pari a 0.03 m e profondità pari a 0.04 m, bensì è presente anche un danneggiamento notevole nella regione sommitale della cella campanaria lato N:

qui lo spessore della parete è pari a 0.13 m rispetto ai 0.57 m del modello dello stato integro calibrato. Quest'assottigliamento comporta una notevole riduzione in termini di massa, per cui le frequenze naturali tendono a salire nel modello dello stato danneggiato calibrato rispetto al modello dello stato integro calibrato.

A conferma di quanto appena affermato, si riportano i seguenti risultati:

Tabella 44: Modello con danneggiamento calibrato vs Modello stato integro calibrato – presenza delle sole fessure lati N e W

	Modello con danneggiamento calibrato (solo fessure)	Modello stato integro calibrato
f₁ [Hz]	2,179	2,179
f₂ [Hz]	2,257	2,257
f₃ [Hz]	7,060	7,061
f₄ [Hz]	7,702	7,704
f₅ [Hz]	8,943	8,948

Tabella 45: Modello con danneggiamento calibrato vs Modello stato integro calibrato – presenza delle fessure lati N e W e del danneggiamento nella regione sommitale della cella campanaria lato N

	Modello con danneggiamento calibrato (fessure + danno in sommità)	Modello stato integro calibrato
f₁ [Hz]	2,201	2,179
f₂ [Hz]	2,280	2,257
f₃ [Hz]	7,067	7,061
f₄ [Hz]	7,745	7,704
f₅ [Hz]	9,042	8,948

Da Tabella 44, Tabella 45 si evince che:

- 1) Conducendo l'analisi agli autovalori per il modello dello stato danneggiato calibrato in presenza delle sole fessure lati N e W, le frequenze naturali risultanti assumono valori inferiori rispetto a quelle risultanti dall'analisi agli autovalori per il modello dello stato integro calibrato;
- 2) Conducendo l'analisi agli autovalori per il modello dello stato danneggiato calibrato in presenza delle fessure lati N e W e del danneggiamento nella regione sommitale della cella campanaria lato N, le frequenze naturali risultanti assumono valori superiori rispetto a quelle risultanti dall'analisi agli autovalori per il modello dello stato integro calibrato. Ciò è dovuto alla notevole riduzione di massa che si ha per effetto dell'assottigliamento del muro della regione sommitale della cella campanaria lato N.

In sintesi, si può concludere dicendo che, nel modello dello stato danneggiato calibrato, l'effetto dell'assottigliamento del muro della regione sommitale della cella campanaria lato N è preponderante rispetto all'effetto delle fessure lati N e W, in quanto l'analisi agli autovalori relativa al modello dello stato danneggiato calibrato fornisce valori di frequenze naturali più elevati rispetto a quelli che si ottengono dall'analisi agli autovalori relativa al modello dello stato integro calibrato.

8. Conclusioni

Lo scopo di questa tesi è stato quello di sviluppare un modello numerico accurato per simulare il comportamento strutturale della torre campanaria della Vecchia Chiesa Parrocchiale di Sant'Antonio Abate, ubicata a Montà d'Alba (CN). Per prima cosa, sono state condotte indagini storiche di letteratura per indagare il comportamento degli edifici del patrimonio culturale nei confronti di azioni sismiche, con particolare attenzione ai danneggiamenti subiti campanili in muratura. Sono stati inoltre indagati i principali metodi di valutazione della salute strutturale per effettuare un'efficace e compatibile strategia di conservazione dei beni. A questo punto, avendo raccolto informazioni storiche e importanti caratteristiche geometriche a seguito di rilievi in situ, sono state effettuate modellazioni numeriche del campanile in tre diversi stati, considerando per la muratura una stima iniziale delle caratteristiche meccaniche fornite da normativa:

- Modello dello stato integro;
- Modello dello stato danneggiato;
- Modello dello stato migliorato.

Per avere dei modelli predittivi accurati è stato necessario effettuare la calibrazione dei modelli numerici mediante dati ottenuti da campagne di caratterizzazione dinamica in-situ (Operational Modal Analysis - OMA), grazie alle quali sono stati identificati parametri modali quali frequenze naturali e modi di vibrare dello stato danneggiato del campanile. I danneggiamenti associati a questo stato sono di carattere (i) fessurativo e (ii) di riduzione di spessore di parete muraria a ridosso della cella campanaria, con conseguente perdita di massa. L'aggiornamento dei modelli è stato effettuato ottenendo i parametri ottimali del modello dello stato danneggiato quali rigidezza dei setti di collegamento alla chiesa adiacente, modulo elastico e densità della muratura. Questo è stato effettuato operativamente minimizzando una funzione di costo, definita in termini di errore relativo tra le frequenze naturali e le forme modali del modello numerico e quelle sperimentali. In particolare il modello è stato calibrato sui primi tre modi numerici (prime flessionali e prima torsionale) con errori inferiori al 3,55%, e validato sul quinto modo numerico con un errore del 8,71% e un MAC ottenuto pari a 0,81. I valori dei risultati ottenuti relativi ai parametri ottimali mostrano come il valore del modulo di elasticità diminuisca leggermente (1,03 GPa) rispetto al valore assunto in partenza (1,2 GPa), indicando un possibile deterioramento generale della muratura o una qualità del materiale relativamente bassa in termini di rigidezza.

In definitiva si può affermare che:

- Il lavoro svolto è un caso raro in quanto è stato possibile misurare le caratteristiche dinamiche prima e dopo gli interventi di miglioramento, calibrare il modello dello stato danneggiato e fare un confronto tra i diversi modelli;
- La perdita di massa è il fattore che più influenza il comportamento dinamico della struttura in seguito ai danneggiamenti;
- Esiste una significativa interazione tra il campanile e la chiesa, in quanto è stato necessario effettuare una calibrazione dei setti. Senza tale intervento, i valori ottenuti per il modulo di Young e per la densità non avrebbero avuto un valido significato fisico.

Futuri lavori riguarderanno la successiva calibrazione del sistema nello stato migliorato e un confronto comparativo in termini meccanici e modali. Integrando al modello dello stato danneggiato la riproduzione del crack-pattern osservato in situ, il modello calibrato dello stato integro è stato ottenuto: questo costituirà il riferimento assoluto per valutare lo stato strutturale della torre campanaria nelle condizioni strutturali di danneggiamento e migliorato.

Bibliografia

- [1] D.P.C.M. del 9 febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.
- [2] D.M. del 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- [3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [4] P. Zimmaro e E. Ausilio, «Geotechnical and structural investigation and monitoring techniques to determine the origin of ongoing damage processes in historical buildings: The Saint Francis of Paola Church in Rome case history», in *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III*, 1^a ed., London: CRC Press, 2022, pp. 643–654. doi: 10.1201/9781003308867-47.
- [5] A. Formisano e G. Milani, «Seismic Vulnerability Analysis and Retrofitting of the SS. Rosario Church Bell Tower in Finale Emilia (Modena, Italy)», *Front. Built Environ.*, vol. 5, p. 70, mag. 2019, doi: 10.3389/fbuil.2019.00070.
- [6] F. Ceroni, C. Casapulla, E. Cescatti, V. Follador, A. Prota, e F. Da Porto, «Damage assessment in single-nave churches and analysis of the most recurring mechanisms after the 2016–2017 central Italy earthquakes», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 20, fasc. 15, pp. 8031–8059, dic. 2022, doi: 10.1007/s10518-022-01507-8.
- [7] C. Chisari, M. Zizi, A. Lavino, S. Freda, e G. De Matteis, «Operational Modal Analysis and Safety Assessment of a Historical Masonry Bell Tower», *Appl. Sci.*, vol. 14, fasc. 22, p. 10604, nov. 2024, doi: 10.3390/app142210604.
- [8] M. Diaferio e D. Foti, «Seismic risk assessment of Trani's Cathedral bell tower in Apulia, Italy», *Int. J. Adv. Struct. Eng.*, vol. 9, fasc. 3, pp. 259–267, set. 2017, doi: 10.1007/s40091-017-0162-0.
- [9] A. Di Tommaso, S. Casacci, «Sopravvivenza di torri e campanili in ambiente sismico».
- [10] F. Doglioni, A. Moretti, V. Petrini, *Le chiese ed il terremoto*, LINT, Trieste 1994.
- [11] M. Tuti, R. Ongaro, L. Saccomanno, S. Zanin «da un campanile all'altro», Vol. curato da Parr. SS Pietro e Paolo Ap., Majano 2012.
- [12] A. Di Tommaso, «Consolidamento contemporaneo C-1-6», in *Trattato del consolidamento*, a cura di Rocchi, Mancosu Editore, Roma, 2003.
- [13] N. R. Dehkordi, «Vulnerability of Masonry slender buildings in seismic area», Tesi laurea M. Civil Eng., Bologna, 2012.
- [14] Foti V., «Identificazione di meccanismi di collasso e valutazione di interventi di miglioramento sismico su torri campanarie: il caso del Campanile di Fossano», 2023. [Online]. Disponibile su: <http://webthesis.biblio.polito.it/id/eprint/27075>
- [15] ICOMOS CHARTER- PRINCIPLES FOR THE ANALYSIS, CONSERVATION AND STRUCTURAL RESTORATION OF ARCHITECTURAL HERITAGE (2003). Ratified by the ICOMOS 14th General Assembly in Victoria Falls, Zimbabwe, 2003.
- [16] L. C. M. Dafico, E. Barreira, R. M. S. F. Almeida, e H. Carasek, «Comparison of Infrared Thermography and Other Traditional Techniques to Assess Moisture Content of Wall Specimens», *Sensors*, vol. 22, fasc. 9, p. 3182, apr. 2022, doi: 10.3390/s22093182.

- [17] N. Proietti et al., «Moisture Damage in Ancient Masonry: A Multidisciplinary Approach for In Situ Diagnostics», *Minerals*, vol. 11, fasc. 4, p. 406, apr. 2021, doi: 10.3390/min11040406.
- [18] L. Nuzzo, A. Calia, D. Liberatore, N. Masini, e E. Rizzo, «Integration of ground-penetrating radar, ultrasonic tests and infrared thermography for the analysis of a precious medieval rose window», *Adv. Geosci.*, vol. 24, pp. 69–82, apr. 2010, doi: 10.5194/adgeo-24-69-2010.
- [19] S. Calandra, I. Centauro, S. Laureti, M. Ricci, T. Salvatici, e S. Sfarra, «Application of Sonic, Hygrometric Tests and Infrared Thermography for Diagnostic Investigations of Wall Paintings in St. Panfilo's Church».
- [20] G. Cadelano et al., «Method for Quantitative Assessment of Moisture Content of Porous Building Materials Based on Measurement of Thermal Inertia with Active Infrared Thermography», in *AITA 2023*, MDPI, ott. 2023, p. 19. doi: 10.3390/engproc2023051019.
- [21] J. Marazzani, N. Cavalagli, e V. Gusella, «Elastic Properties Estimation of Masonry Walls through the Propagation of Elastic Waves: An Experimental Investigation», *Appl. Sci.*, vol. 11, fasc. 19, p. 9091, set. 2021, doi: 10.3390/app11199091.
- [22] A. Dormany e Z. Orban, «Experimental investigation of the sonic velocity in historical masonry walls», *Pollack Period.*, vol. 19, fasc. 2, pp. 61–67, giu. 2024, doi: 10.1556/606.2023.00945.
- [23] J. Ortega, M. F. L. Meersman, S. Aparicio, J. C. Liébana, J. J. Anaya, e M. González, «Influence of stress level and damage on sonic tomography imaging and on the estimation of deformability properties of historic stone masonry», *Constr. Build. Mater.*, vol. 417, p. 135285, feb. 2024, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2024.135285.
- [24] S. Parnow et al., «Roman stone masonry walls: The application of Ground Penetrating Radar to ancient structures», *E3S Web Conf.*, vol. 579, p. 01003, 2024, doi: 10.1051/e3sconf/202457901003.
- [25] O. Blaschke, F. Brand, e K. S. Drese, «Quantification of Humidity and Salt Detection in Historical Building Materials via Broadband Radar Measurement», *Sensors*, vol. 23, fasc. 10, p. 4616, mag. 2023, doi: 10.3390/s23104616.
- [26] Forestieri G., Tedesco A., e Ponte M., «The stone in a monumental masonry building of the Tyrrhenian coast (Italy): New data on the relationship between stone properties and structural analysis», 2017.
- [27] A. Kumar e K. Pallav, «Old masonry tower analysis visual inspection, NDT, and macro-modeling», *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 25, fasc. 1, pp. 167–181, gen. 2024, doi: 10.1007/s42107-023-00766-3.
- [28] D. O. Nduka, E. T. Akanbi, D. O. Ojo, T. E. Babayemi, e K. J. Jolayemi, «Investigation of the Mechanical and Microstructural Properties of Masonry Mortar Made with Seashell Particles», *Materials*, vol. 16, fasc. 6, p. 2471, mar. 2023, doi: 10.3390/ma16062471.
- [29] N. Mendes et al., «Preservation and Protection of Cultural Heritage: Vibration Monitoring and Seismic Vulnerability of the Ruins of Carmo Convent (Lisbon)», *Sensors*, vol. 24, fasc. 18, p. 6095, set. 2024, doi: 10.3390/s24186095.
- [30] E. M. Tronci, R. Betti, e M. De Angelis, «Damage detection in a RC-masonry tower equipped with a non-conventional TMD using temperature-independent damage sensitive features», *Dev. Built Environ.*, vol. 15, p. 100170, ott. 2023, doi: 10.1016/j.dibe.2023.100170.
- [31] Baldassare Molino, *Storia di Montà*. 2013.

- [32] A. De Angelis, A. Ambrosino, S. Sica, e P. B. Lourenco, «Soil contribution on the structural identification of a historical masonry bell-tower: Simplified vs advanced numerical models», in *Geotechnical Engineering for the Preservation of Monuments and Historic Sites III*, 1^a ed., London: CRC Press, 2022, pp. 904–916. doi: 10.1201/9781003308867-70.
- [33] I. Capanna, R. Cirella, A. Aloisio, R. Alaggio, F. Di Fabio, e M. Fragiaco, «Operational Modal Analysis, Model Update and Fragility Curves Estimation, through Truncated Incremental Dynamic Analysis, of a Masonry Belfry», *Buildings*, vol. 11, fasc. 3, p. 120, mar. 2021, doi: 10.3390/buildings11030120.
- [34] G. P. Salachoris, G. Standoli, M. Betti, G. Milani, e F. Clementi, «Evolutionary numerical model for cultural heritage structures via genetic algorithms: a case study in central Italy», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 22, fasc. 7, pp. 3591–3625, mag. 2024, doi: 10.1007/s10518-023-01615-z.
- [35] L. Zanotti Fragonara et al., «Dynamic investigation on the Mirandola bell tower in post-earthquake scenarios», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 15, fasc. 1, pp. 313–337, gen. 2017, doi: 10.1007/s10518-016-9970-z.