

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

LAUREA MAGISTRALE

In ingegneria civile

ANALISI DINAMICA MODALE OPERATIVA DI EDIFICI ADIACENTI

CON GIUNTI SISMICI: IL CASO STUDIO DELLA TORRE DELLA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA AD ANCONA

*OPERATIONAL MODAL DYNAMIC ANALYSIS OF ADJACENT
BUILDINGS WITH SEISMIC JOINT: THE CASE STUDY OF THE TOWER
OF THE ENGINEERING FACULTY IN ANCONA*

Candidato:

Relatore:

Correlatore:

Alessio Della Valle

Prof Fabrizio Gara

Ing. Davide Arezzo

Matricola n. 1086132

Anno Accademico 2020/2021

Indice

Indice	4
1 Introduzione.....	8
2 Ricerca in letteratura.....	12
2.1 Ile Vert Towers	13
2.1.1 Cenni storici e descrizione sinottica	13
2.1.2 Descrizione del sistema di monitoraggio dinamico.....	14
2.1.3 Conclusioni.....	16
2.2 City Hall Building.....	17
2.2.1 Cenni storici e descrizione sinottica	17
2.2.2 Descrizione del sistema di monitoraggio	18
2.2.3 Conclusioni.....	19
2.3 Ophite Tower	20
2.3.1 Cenni storici e analisi sinottica.....	20
2.3.2 Descrizione del sistema di monitoraggio	20
2.3.3 Conclusioni.....	23
2.3.4 Confronto tra i risultati della City Hall Building e la Ophite Tower.....	23
2.4 Millikan Library.....	24
2.4.1 Cenni storici e analisi sinottica.....	24
2.4.2 Descrizione del sistema di monitoraggio	25

2.5	Broad Center	27
2.5.1	Cenni storici e analisi sinottica.....	27
2.5.2	Descrizione del sistema di monitoraggio	28
2.6	East Asia Hall	30
2.6.1	Cenni storici e analisi sinottica.....	30
2.6.2	Descrizione del sistema di monitoraggio	31
2.7	Regressioni lineari dei casi studio presi in esame.....	33
2.7.1	Ile Vert Towers.....	33
2.7.2	City Hall Building	34
2.7.3	Ophite Tower.....	35
2.7.4	East Asia Hall	36
2.7.5	Conclusione	37
3	Caso studio della torre di ingegneria	39
3.1.1	Descrizione dell'edificio.....	39
3.1.2	Pilastri.....	40
3.1.3	Travi	41
3.1.4	Solai.....	42
3.2	Prove sui materiali	43
3.2.1	Caratteristiche dei materiali sulla base di prove di Pull-Out e di prove di compressione di provini cilindrici	43
3.2.2	Caratteristiche dei materiali sulla base di prove ultrasoniche	47

3.2.3	Distribuzione normale del modulo elastico calcolato tramite prove ultrasoniche.....	51
3.3	Analisi dei carichi	53
3.3.1	Solaio intermedio ribassato di tipo B	53
3.3.2	Solaio intermedio normale di tipo B.....	55
3.3.3	Solaio di copertura.....	57
3.3.4	Tamponatura esterna dei piani intermedi e del piano di copertura.....	59
3.3.5	Carichi di piano	61
3.4	Modello dell'edificio	75
4	Operational Modal Analysis e identificazione dinamica.....	77
4.1	Modalità di prova e strumentazione.....	80
4.2	Risultati dell'analisi dinamica sperimentale	87
5	Modal Assurance Criterion (M.A.C.).....	89
5.1	Auto – M.A.C.	91
5.1.1	Definizione della matrice “Auto – M.A.C.”	91
5.2	Analisi di sensitività.....	92
5.2.1	Scelta dei moduli elastici e delle rigidezze iniziali dei materiali	93
5.2.2	Analisi di sensitività del link 1	97
5.2.3	Analisi di sensitività del link 2	99
5.2.4	Analisi di sensitività del link 3	101
5.2.5	Analisi di sensitività del link 4	103

5.2.6	Analisi di sensitività delle travi	104
5.2.7	Analisi di sensitività dei pilastri	106
5.2.8	Analisi di sensitività delle tamponature esterne	107
5.2.9	Analisi di sensitività delle tamponature esterne in direzione y	109
5.2.10	Analisi di sensitività della muratura	110
5.3	Model Updating	112
6	Dipendenza delle forme modali e delle frequenze proprie dalla rigidità del giunto sismico tra torre e corpo scala	119
7	What-if Analysis o Analisi per Scenari Futuri	122
7.1	Risultati per giunto sismico con rigidità nulla	124
7.2	Risultati per giunto sismico con rigidità tendente all'infinito	125
8	Conclusioni.....	127
9	Bibliografia.....	130

1 Introduzione

Il seguente lavoro riguarda lo studio della dinamica in condizioni operative della torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche ad Ancona. In particolare, si è approfondito l'interazione tra la torre stessa ed un corpo adiacente adibito a vano scala e vano ascensore a partire dai risultati delle prove di vibrazioni ambientali e dalla successiva calibrazione di un modello agli elementi finiti (FEM).

L'identificazione dinamica della struttura ha permesso di determinare il comportamento dinamico reale per vibrazioni ambientali andando a determinare le frequenze, le forme modali e i rapporti di smorzamento dei primi tre modi di vibrare dell'edificio. Per l'identificazione dinamica della struttura è stato necessario realizzare una prova dinamica sperimentale sulla struttura stessa, in particolare per lo studio della torre di ingegneria è stata realizzata una prova dinamica output-only, cioè utilizzando come input l'eccitazione ambientale non misurabile, vista l'impossibilità di fornire energia ad una struttura con una massa così elevata e con dimensioni così importanti tramite gli ordinari metodi previsti dalle prove con input noto. Per forzante ambientale non misurabile si intendono il vento, i micro-tremori naturali del terreno e le vibrazioni dovute ai movimenti del traffico e delle attività antropiche nelle zone limitrofe alla struttura.

Nel contesto di questo lavoro di tesi, l'identificazione dinamica è stata realizzata con lo scopo di confrontare i risultati sperimentali (in termini di frequenze proprie, forme modali e rapporti di smorzamento) con i risultati teorici ottenuti numericamente con il modello F.E.M. (Finite Element Method) realizzato tramite l'ausilio del programma di calcolo strutturale SAP2000.

Il confronto tra risultati dinamici e sperimentali viene utilizzato per validare un modello relativo ad una struttura appena realizzata (collaudo) oppure per calibrare i parametri di un modello relativo a strutture esistenti.

Inoltre, le prove dinamiche possono essere utilizzate per il cosiddetto S.H.M. (Structural Health Monitoring), cioè il monitoraggio dello stato di salute della struttura attraverso la misura di caratteristiche sensibili al danno. L'identificazione del danno passa attraverso la comprensione della natura del danno e la sua collocazione; per monitoraggio si intende la registrazione dei parametri essenziali della struttura nel tempo. La variazione dei parametri fondamentali potrebbe non essere solo causata da un danno strutturale, ma anche dall'effetto dovuto alla variazione delle condizioni ambientali, dall'interazione tra elementi strutturali e non strutturali, nonché dall'ordinario degrado dei materiali strutturali.

Il tema dell'analisi dinamica operativa e del monitoraggio della salute strutturale è diventato sempre più importante negli ultimi anni relativamente a strutture di importanza strategica come ponti e importanti strutture pubbliche e, per questo scopo, l'impiego di un input ambientale permette di risparmiare tempo e risorse visto che non è necessario compromettere l'operatività della struttura.

L'argomento della modellazione di un giunto sismico è poco trattato in letteratura perché in caso di sisma con livelli di accelerazione elevati si segue l'ipotesi che il giunto sismico non interferisca sulla risposta delle due strutture che vengono studiate come separate; è interessante conoscere il reale comportamento del giunto per poter avere informazioni con lo scopo di modellare al meglio tale dispositivo in un modello strutturale globale delle

strutture separate sia a livelli di vibrazione bassi come le vibrazioni ambientali sia a livelli di vibrazione elevati come le vibrazioni relative a sismi di elevata intensità.

Dopo l'introduzione, il secondo capitolo tratta, sulla base di una ricerca bibliografica, la descrizione delle prove di identificazione dinamica e di sistemi di monitoraggio dinamico continuo svolti su strutture in cemento armato simili alla torre di ingegneria in altre parti del mondo, così da comprendere meglio l'utilizzo dell'Operational Modal Analysis ai fini della realizzazione di sistemi di monitoraggio della salute strutturale.

Nel terzo capitolo si introduce il caso studio della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche, con una dettagliata descrizione della geometria, delle prove realizzate sui materiali, dell'analisi dei carichi e del modello agli elementi finiti realizzato tramite l'ausilio di SAP2000.

Il quarto capitolo parla delle prove di vibrazioni ambientali portate a termine sulla Torre, della descrizione degli strumenti utilizzati e dei risultati ottenuti in termini di parametri modali.

Il quinto capitolo, dopo una breve introduzione sul Modal Assurance Criterion, tratta di come è stato utilizzato per definire una funzione di errore utile per correlare i risultati analitici ottenuti dal modello al variare dei parametri. Questa funzione di errore è stata utilizzata per effettuare analisi di sensitività sulle rigidezze dei vari componenti strutturali e non strutturali e nel processo di Model Updating.

Il sesto capitolo parla della dipendenza dei parametri modali della struttura dalla rigidezza del giunto sismico.

Il settimo capitolo tratta delle analisi in cui si analizzano dei plausibili scenari in cui la rigidità del giunto sismico di uno specifico piano viene variata simulando un danneggiamento e come questo influisca nei valori dei parametri modali.

Infine, nella conclusione si riassume il percorso logico utilizzato e si analizzano i risultati ottenuti.

2 Ricerca in letteratura

Con lo scopo di raccogliere una conoscenza adeguata ed esaustiva per svolgere un O.M.A. (Operational Modal Analysis) per la Torre di Ingegneria è stata svolta una ricerca in letteratura che riguarda degli studi analoghi su delle strutture in cemento armato simili alla torre di ingegneria dell'UNIV.P.M. tramite la consultazione di articoli scientifici.

Le strutture trattate sono:

- Ile Vert Towers
- City Hall Building
- Ophite Tower
- Millikan Library
- Broad Center
- East Asia Hall

2.1 Ile Vert Towers

Stato	Francia
Città	Grenoble
Anno di costruzione	1963 - 1967



2.1.1 Cenni storici e descrizione sinottica

Le tre torri di Grenoble sono state costruite all'interno del distretto di Ile Vert tra il 1963 ed il 1967. Come riportato da Ali Mikael, Philippe Gueguen, Pierre-Yves Bard, Philippe Roux e Mickael Langlais in [1], le tre torri sono alte 98 metri e contano un totale di 504 appartamenti. Le tre torri si chiamano: Belledonne, Vercors, e Mont Blanc. Ogni singola torre è composta da 30 piani in calcestruzzo armato e presenta una pianta di forma romboidale. Il sistema strutturale è costituito da due pareti (setti) che si sviluppano lungo tutta l'altezza delle torri (100m) e da alcuni muri più piccoli in calcestruzzo armato posti

in orizzontale. Le strutture non sono state progettate per essere resistenti alle azioni sismiche.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO
Sistema di acquisizione analog / digital a 24 bit CITY SHARK
Velocimetro Lennartz 3C

2.1.2 Descrizione del sistema di monitoraggio dinamico

Le vibrazioni ambientali sono state registrate contemporaneamente in cima a due torri per un mese. L'acquisizione è stata divisa in finestre di un ora campionate a 50 Hz. I sistemi di acquisizione delle due torri sono indipendenti tra loro. Sono state individuate le frequenze del modo longitudinale (grafico superiore) e del modo trasversale (grafico inferiore) e sono state relazionate alla temperatura, all'altezza di pioggia caduta (mm) e alla velocità del vento. Un discorso analogo è stato realizzato anche per gli smorzamenti.

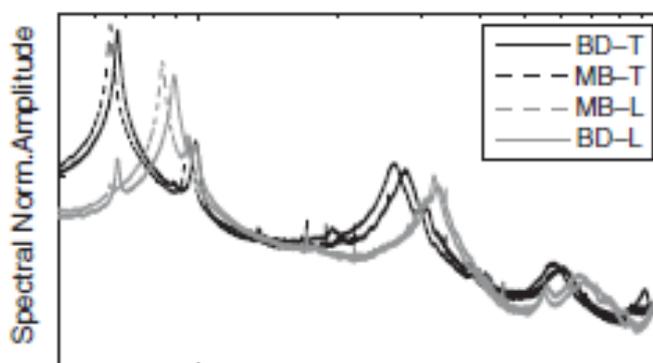


Figura 1 Analisi spettrale relativa agli edifici Belledonne (BD) e Mont Blanc (MB).

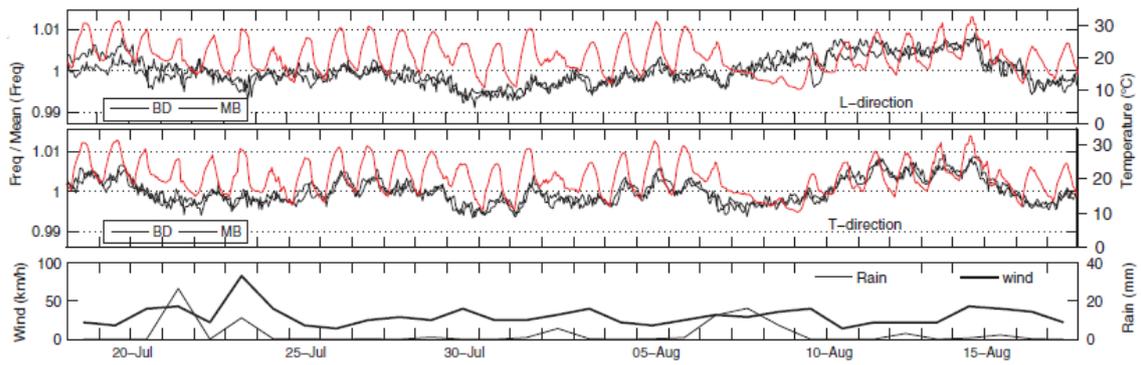


Figura 2 Variazioni di frequenza degli edifici Belledonne (BD) e Mont Blanc (MB) rispetto alla temperatura in direzione longitudinale (sopra) e in direzione trasversale (sotto), all'altezza di pioggia e alla velocità del vento.

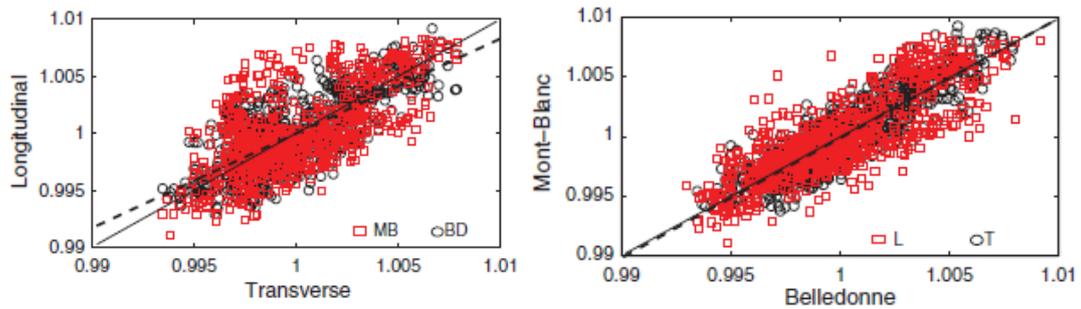


Figura 3 Correlazione tra le frequenze in direzione longitudinale e trasversale (sinistra) e correlazione tra le frequenze degli edifici Mont Blanc e Belledonne (destra).

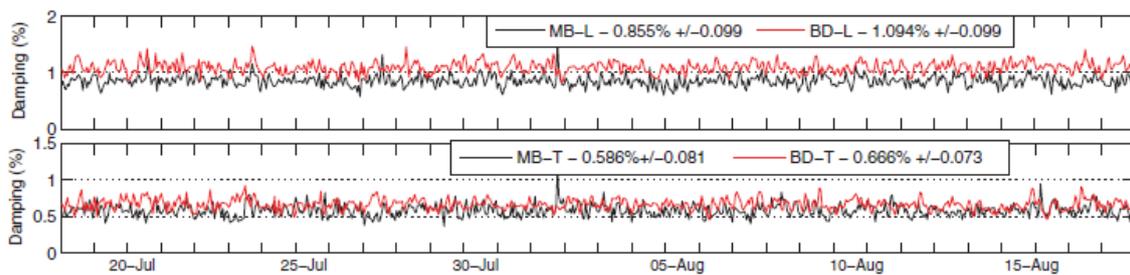


Figura 4 Andamento del valore dei rapporti di smorzamento per i due edifici in direzione longitudinale (sopra) e in direzione trasversale (sotto).

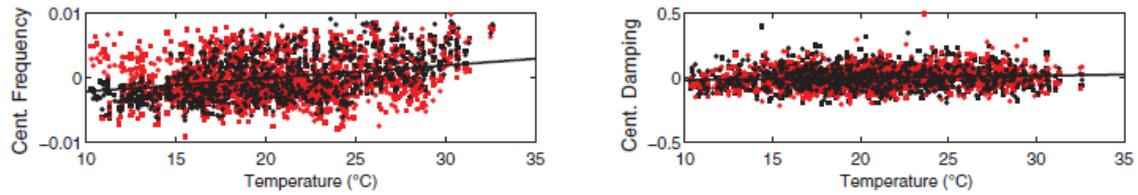


Figura 5 Correlazione tra temperatura e frequenza (sinistra) e temperatura e rapporti di smorzamento (destra).

2.1.3 Conclusioni

Le variazioni delle frequenze modali e dei rapporti di smorzamento sono molto piccole. Queste piccole variazioni sono correlate all'ordinaria e naturale variazione di rigidità della struttura. Lo scopo dello S.H.M. (Structural Health Monitoring) può essere raggiunto distinguendo la naturale fluttuazione delle variazioni di frequenza di origine ambientale, dall'invecchiamento e dal danneggiamento della struttura.

2.2 City Hall Building

Stato	Francia
Città	Grenoble
Anno di costruzione	1967



2.2.1 Cenni storici e descrizione sinottica

Come riportato da Ali Mikael, Philippe Gueguen, Pierre-Yves Bard, Philippe Roux e Mickael Langlais in [1], il City Hall Building è una costruzione di 13 piani in calcestruzzo, l'altezza di interpiano è costante tra il terzo e il tredicesimo piano ed è pari a 3,2 m, l'altezza del primo piano è pari a 4,68 m e del secondo piano è pari a 8 m, sopra al quale c'è un solaio precompresso con una luce di 23 m. Il solaio è portato da due nuclei interni costituiti da setti. Questa struttura non è stata progettata per resistere alle sollecitazioni sismiche.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
Stazioni accelerometriche permanenti per un continuo monitoraggio
Sensori accelerometrici (EST-FBA)

2.2.2 Descrizione del sistema di monitoraggio

Questa costruzione è costantemente monitorata da stazioni accelerometriche perché è parte del “National Building Array Program” del French Accelerometric Network. I sensori accelerometrici (EST-FBA) che si trovano in cima all’edificio effettuano un’acquisizione continua a 125 Hz e trasmettono i risultati in tempo reale al RAP National Data Center locato all’ISTerre (Grenoble). Le frequenze modali ed i rapporti di smorzamento del primo modo longitudinale e trasversale sono stati riportati in funzione del momento in cui sono stati registrati ed in funzione della temperatura registrata in quell’istante.

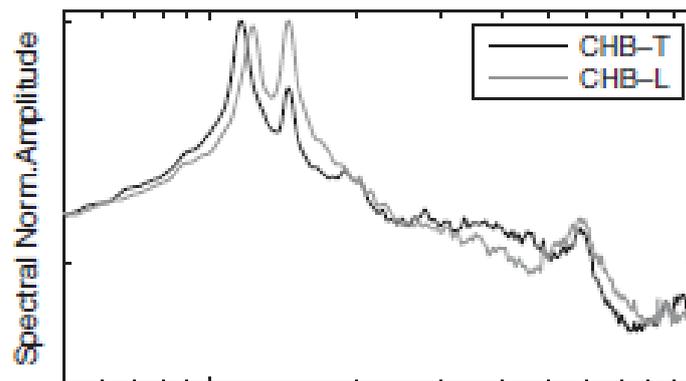


Figura 6 Analisi spettrale del City Hall Building.

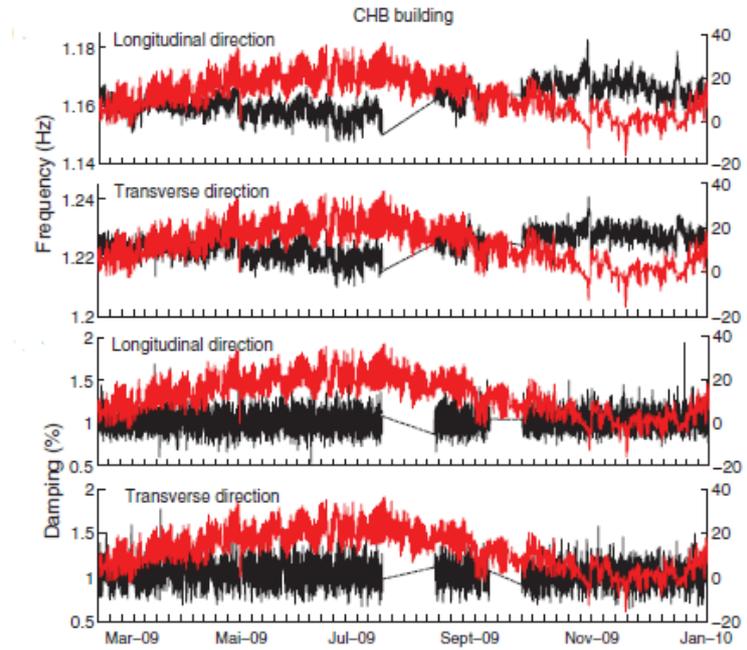


Figura 7 Variazione delle frequenze e dei rapporti di smorzamento in direzione longitudinale e trasversale del City Hall Building in funzione del tempo.

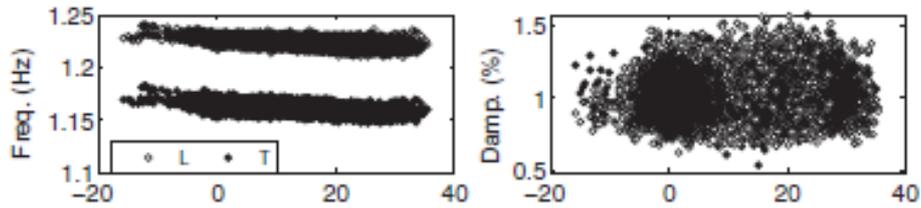


Figura 8 Correlazione tra la temperatura dell'aria e le frequenze dei primi due modi di vibrare (sinistra) e il rapporto di smorzamento (destra).

2.2.3 Conclusioni

Le variazioni di frequenza, anche se molto limitate, sono correlate alla temperatura. Durante l'inverno le frequenze aumentano con la diminuzione delle temperature durante l'arco giornaliero. Le direzioni longitudinale e trasversale hanno una variazione simile di frequenze durante l'anno. Non ci sono chiare correlazioni per i rapporti di smorzamento.

2.3 Ophite Tower

Stato	Francia
Città	Lourdes
Anno di costruzione	1972



2.3.1 Cenni storici e analisi sinottica

Come riportato da Ali Mikael, Philippe Gueguen, Pierre-Yves Bard, Philippe Roux e Mickael Langlais in [1], la Ophite Tower è un edificio residenziale di 18 piani. L'altezza di interpiano è costante (3,3 m) lungo tutta l'altezza dell'edificio. Il sistema di resistenza ai carichi orizzontali è costituito da pareti di taglio (setti). Questa struttura non è stata progettata per resistere alle sollecitazioni sismiche.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
Stazioni accelerometriche permanenti per un continuo monitoraggio.
Sensori accelerometrici (EST-FBA)

2.3.2 Descrizione del sistema di monitoraggio

Questa costruzione è costantemente monitorata da stazioni accelerometriche perché è parte del "National Building Array Program" del French Accelerometric Network. I

sensori accelerometrici (EST-FBA) che si trovano in cima all'edificio effettuano un'acquisizione continua a 125 Hz e trasmettono i risultati in tempo reale al RAP National Data Center locato all'ISTerre (Grenoble). Le frequenze modali ed i rapporti di smorzamento del primo modo longitudinale e trasversale sono stati riportati in funzione del momento in cui sono stati registrati ed in funzione della temperatura registrata in quell'istante.

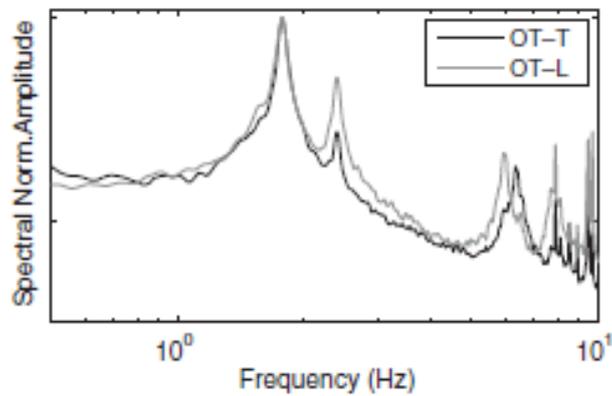


Figura 9 Analisi spettrale dell' Ophite Tower.

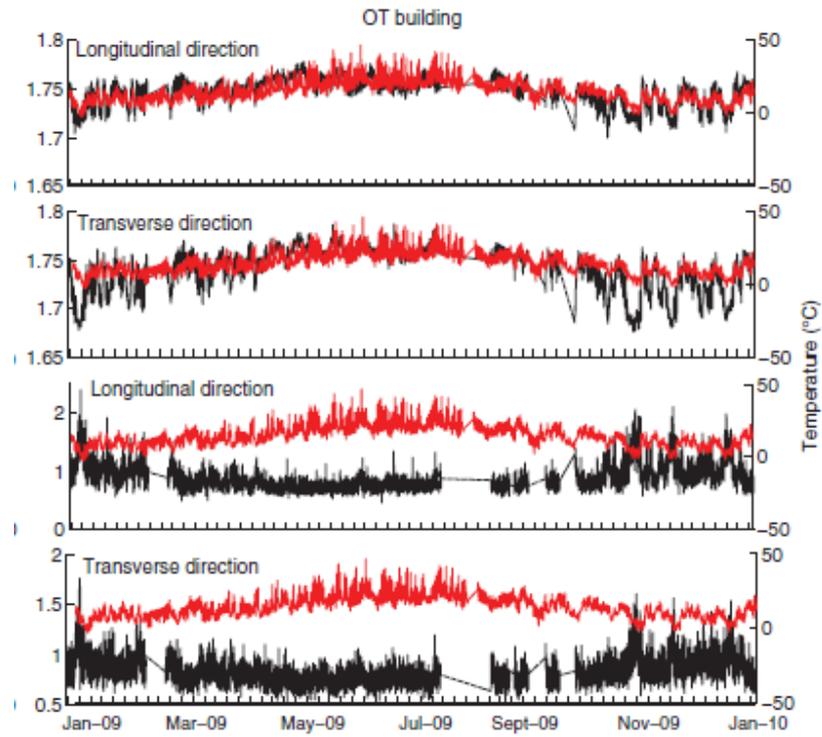


Figura 10 Variazione delle frequenze (sopra) e dei rapporti di smorzamento (sotto) in direzione longitudinale e trasversale in funzione del tempo e della temperatura registrata.

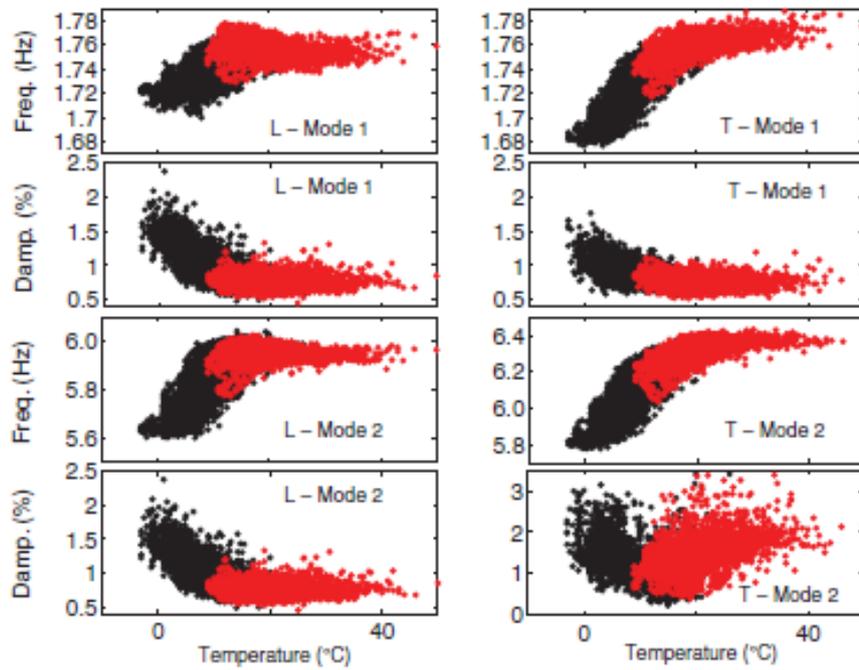


Figura 11 Variazione delle frequenze e dei rapporti di smorzamento in funzione delle temperature registrate.

2.3.3 Conclusioni

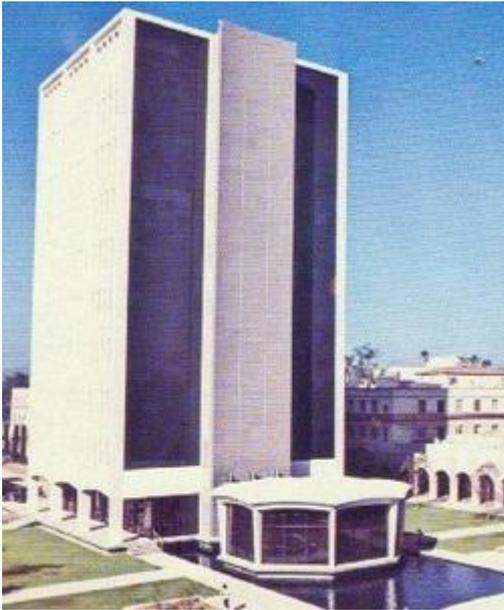
Le variazioni di frequenza sono piuttosto importanti e sono correlate alla variazione di temperatura. Durante l'inverno le frequenze aumentano con l'aumento delle temperature lungo l'arco giornaliero. La direzione longitudinale è più sensibile al calore rispetto alla direzione trasversale. La variazione dei rapporti di smorzamento rispetto all'aumento di temperatura ha un andamento opposto rispetto al comportamento delle frequenze.

2.3.4 Confronto tra i risultati della City Hall Building e la Ophite Tower

Il comportamento opposto delle variazioni di frequenza rispetto alle variazioni termiche riscontrato tra la City Hall Building e la Ophite Tower è probabilmente dovuto all'interazione tra terreno e struttura.

2.4 Millikan Library

Stato	California (Stati Uniti)
Anno di costruzione	1967



2.4.1 Cenni storici e analisi sinottica

Come riportato da Clinton J., Bradford S., Heaton T., e Favela J., in [2], la Millikan Library si trova al centro del campus dell'istituto di Tecnologia in California. È una struttura in calcestruzzo armato di nove piani di dimensioni pari a 21,0 x 22,9 m in pianta ed è alta 43,9 m fuori terra e 48,9 m se si tiene conto anche del seminterrato. Le altezze di interpiano sono di 4,27 m, tranne l'altezza tra il primo ed il secondo piano che è di 4,88 m. il sistema strutturale consiste in un sistema a telaio combinato con delle pareti di taglio (setti) spesse 30,5 cm nelle parti est ed ovest della struttura. Le pareti di taglio determinano l'aliquota più importante della resistenza alle forze laterali nella direzione nord – sud.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO
Due accelerometri triassiali Teledyne - Geotech RFT-250 (tetto e piede) (1968)
Trasduttore di spostamento Kinematics a 10 canali (1979)
Accelerometro triassiale a 24 bit che registra in continuo (2001)

2.4.2 Descrizione del sistema di monitoraggio

Nel 1968 la costruzione è stata strumentata per il monitoraggio dinamico con due accelerometri triassiali Teledyne – Geotech RFT-250 permanenti sul tetto e ai piedi della struttura. Questo sistema è stato sostituito nel 2001 da un accelerometro digitale a 24 bit che registra in continuo.

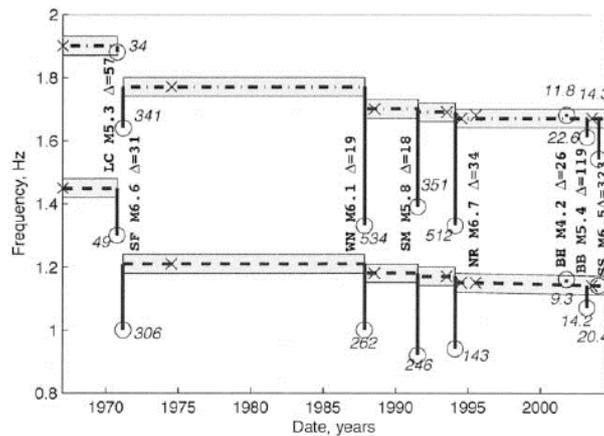


Figura 12 Andamento delle frequenze in direzione Est-Ovest (sotto) ed in direzione Nord-Sud (sopra) in funzione del tempo.

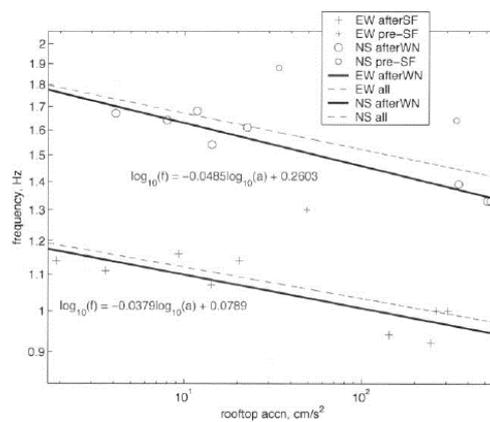


Figura 13 Andamento delle frequenze modali in funzione delle accelerazioni in cima al tetto in scala semilogaritmica.

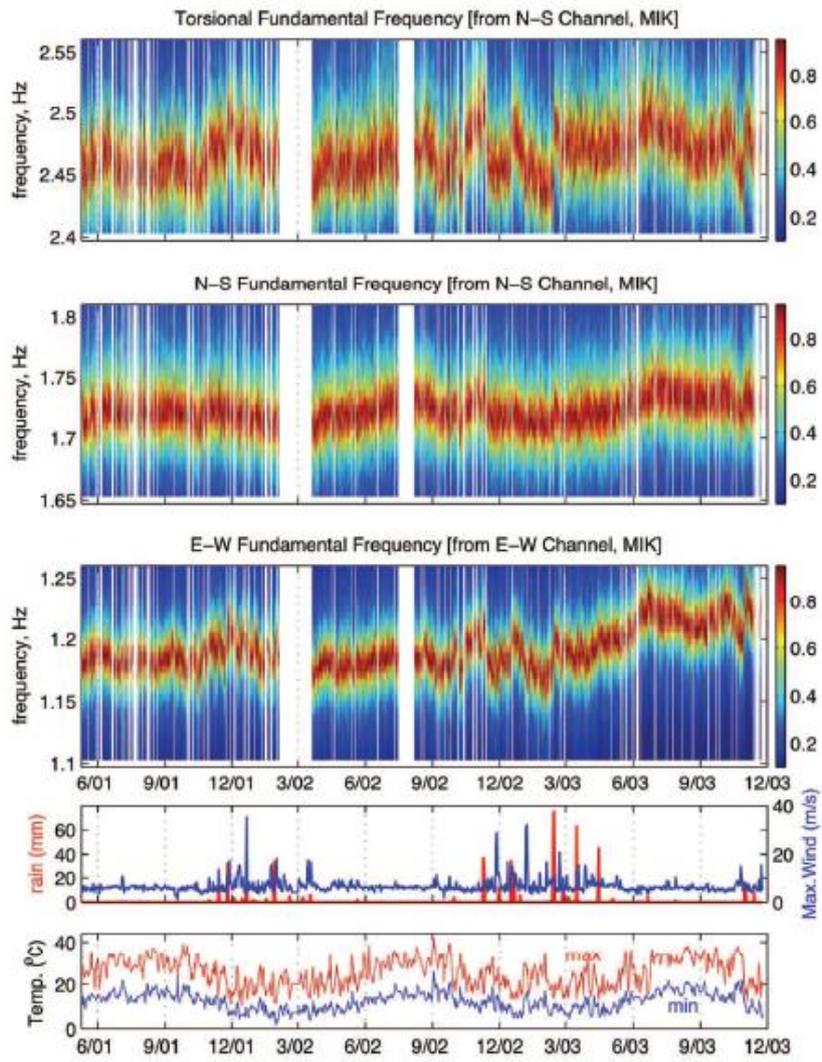


Figura 14 Andamento delle frequenze torsionali, in direzione Nord-Sud e in direzione Est-Ovest in funzione dell'altezza di pioggia e della temperatura dell'aria.

2.5 Broad Center

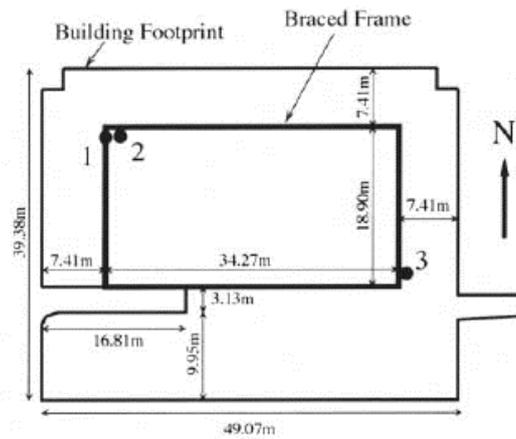


2.5.1 Cenni storici e analisi sinottica

Come riportato da Clinton J., Bradford S., Heaton T., e Favela J., in [2], il Broad Center è una struttura a tre piani fuori terra e due piani interrati. È una struttura a pianta irregolare ed irregolare in altezza, i piani interrati sono chiusi da pareti di taglio e la sovrastruttura è formata da controventi in acciaio, che compongono il nucleo strutturale sia nella direzione Nord-Sud, che nella direzione Est-Ovest.

CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO

Tre accelerometri triassiali, uno al primo piano, uno sulla copertura e uno nella zona Sud-Est.



2.5.2 Descrizione del sistema di monitoraggio

La costruzione viene monitorata da tre accelerometri collegati ad una stazione SCSN a 24 bit. La struttura viene monitorata da tre accelerometri triassiali, due localizzati nella parte Nord-Ovest, di cui uno al primo piano e uno sulla copertura. Il terzo si trova nella zona Sud-Est. Le frequenze naturali vengono registrate utilizzando le vibrazioni ambientali come input.

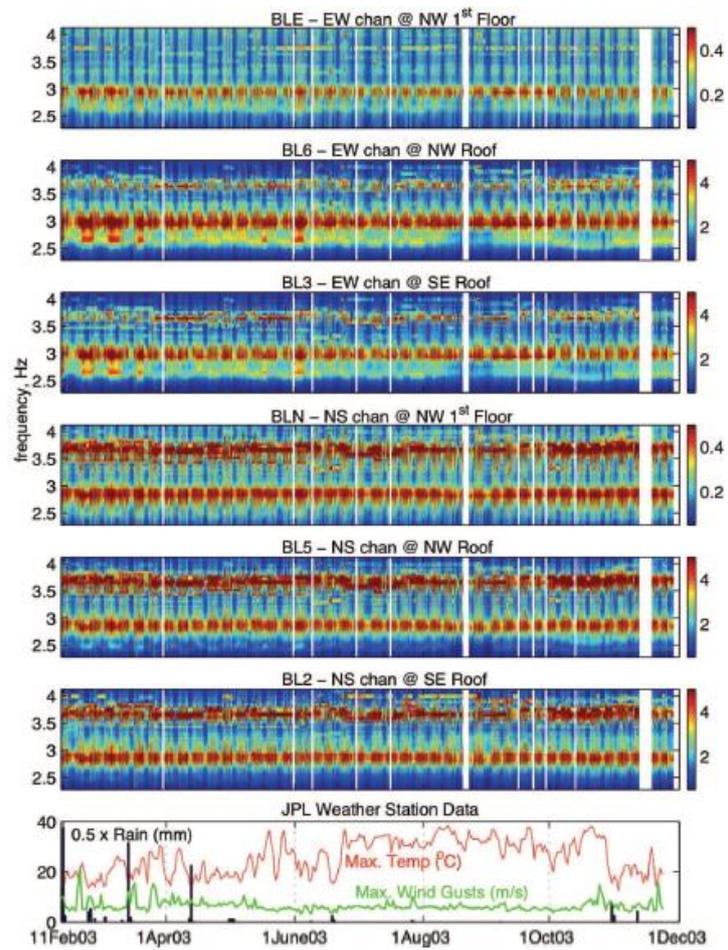


Figura 15 Spetrogramma dei sei canali orizzontali da Febbraio a Novembre 2003 in funzione della temperatura registrata e della velocità del vento.

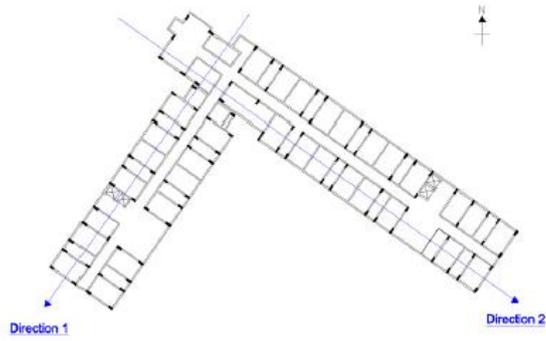
2.6 East Asia Hall

Stato	Cina
Regione amministrativa	Macao
Anno di costruzione	2005



2.6.1 Cenni storici e analisi sinottica

Come riportato da Ka-Veng Yuen e Sin-Chi Kuok in [3], il East Asia Hall è un edificio in cemento armato di 22 piani e alto 64,70 m. L'edificio è stato completato nel 2005 per ospitare gli atleti del East Asia Games a Macao, ora è un dormitorio per studenti dell'Università di Macao. La struttura è caratterizzata da una pianta a forma di "L" e la lunghezza delle due parti è di 51,90 m e di 61,75 m.



2.6.2 Descrizione del sistema di monitoraggio

È stato realizzato un monitoraggio dinamico di un anno dal 02/05/2008 al 01/05/2009 per esaminare l'effetto dell'ambiente durante le quattro stagioni sulle frequenze modali. Durante il monitoraggio sono stati acquisiti i parametri modali della struttura nel tempo insieme alle temperature concomitanti.

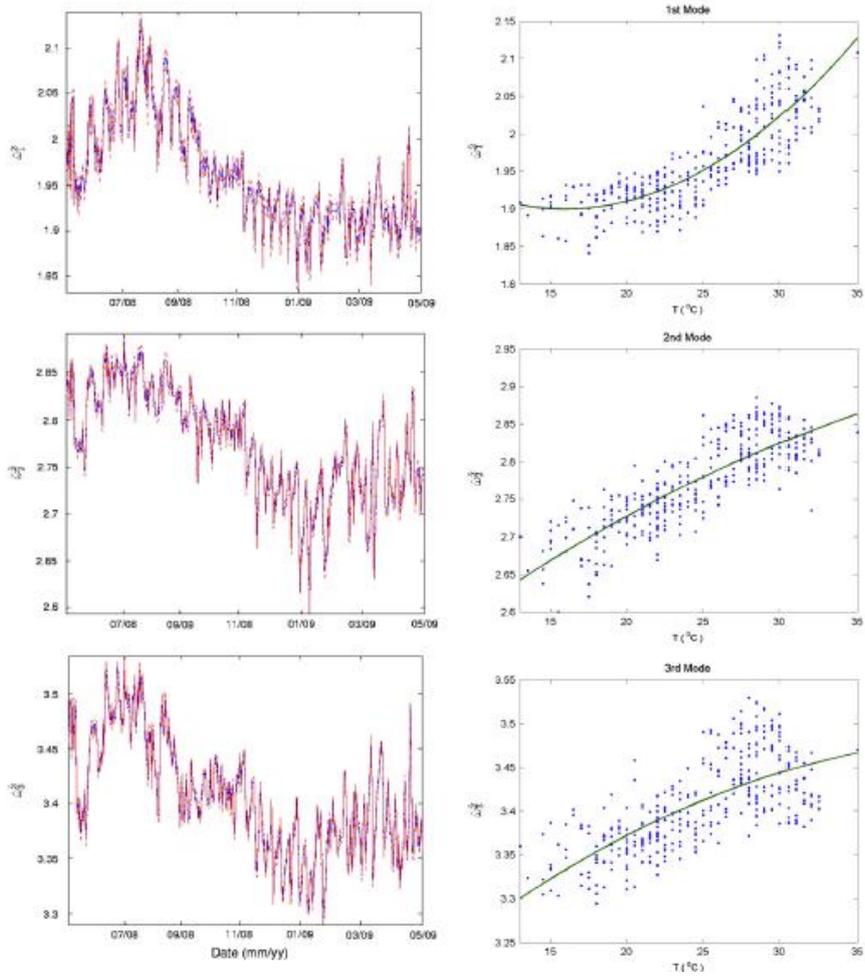


Figura 16 Variazione della pulsazione ($\omega = 2\pi f$) in funzione del tempo (sinistra e in funzione della temperatura (destra) dei primi tre modi di vibrare.

2.7 Regressioni lineari dei casi studio presi in esame

Con lo scopo di comprendere meglio la relazione tra l'andamento delle frequenze modali e le variazioni termiche è stato realizzato uno studio delle regressioni lineari di alcune delle strutture precedentemente citate nei loro primi modi di vibrare. È stato stabilito il coefficiente angolare ϕ della retta che unisce i vari punti nel piano temperature – frequenze. La conoscenza dell'andamento della funzione che correla le due grandezze permette la stima del valore atteso della variabile dipendente (frequenza) tramite la conoscenza dei valori della variabile indipendente (temperatura).

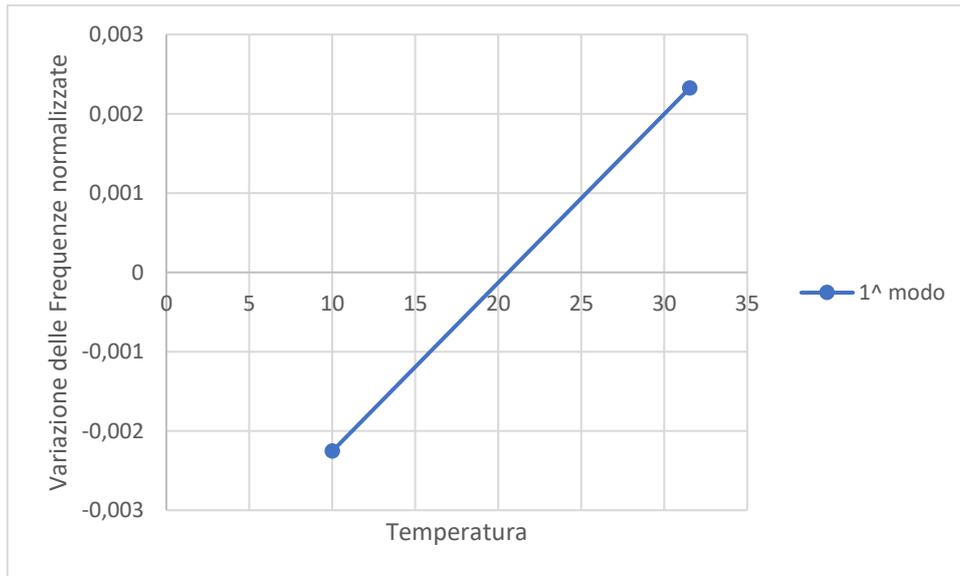
Lo studio della regressione lineare è stato realizzato per:

- Ile Vert Towers (Mont Blanc & Belledonne)
- City Hall Building
- Ophite Tower
- East Asia Hall

2.7.1 Ile Vert Towers

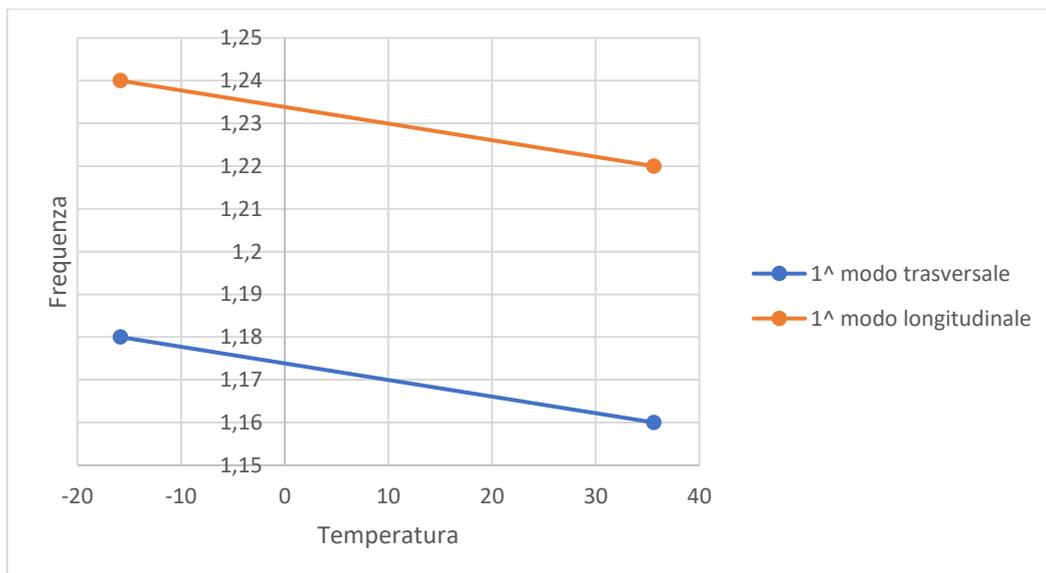
<i>1° Modo</i>	
<i>Temperatura (°)</i>	<i>Frequenza</i>
10	-0,00226
31,536	0,002324
ϕ	0,000213

La frequenza relativa alla temperatura di 10° risulta negativa per il fatto che si tratta di un valore di frequenza normalizzato.



2.7.2 City Hall Building

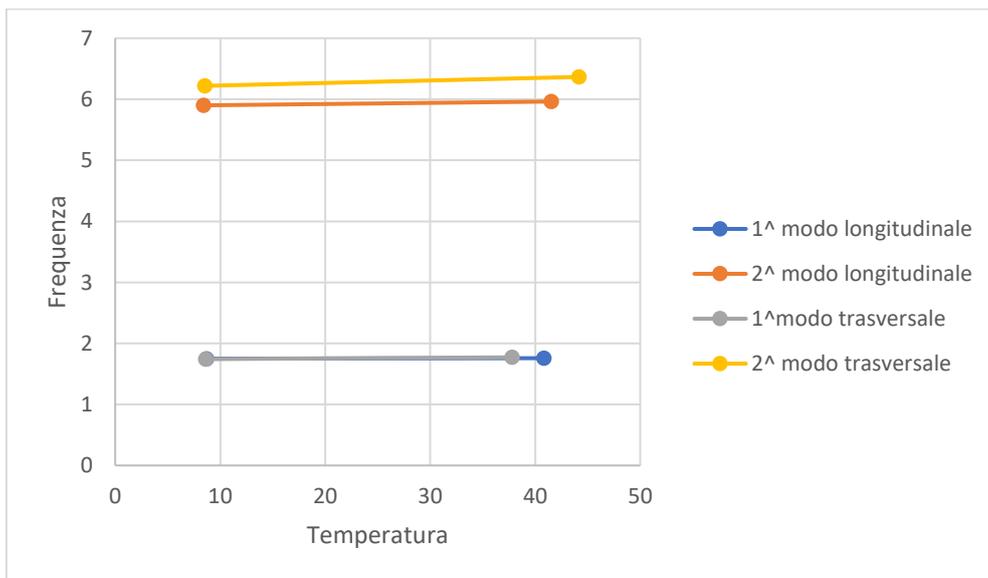
1° Modo trasversale		1° Modo longitudinale	
Temperatura (°)	Frequenza (Hz)	Temperatura (°)	Frequenza (Hz)
-15,86	1,18	-15,86	1,24
35,62	1,16	35,62	1,22
ϕ	-0,00039	ϕ	-0,000389



2.7.3 Ophite Tower

1° Modo longitudinale		2° Modo trasversale	
Temperatura (°)	Frequenza (Hz)	Temperatura (°)	Frequenza (Hz)
8,71	1,7499	8,43	5,9
40,83	1,758	41,54	5,962
ϕ	0,000252	ϕ	0,001873

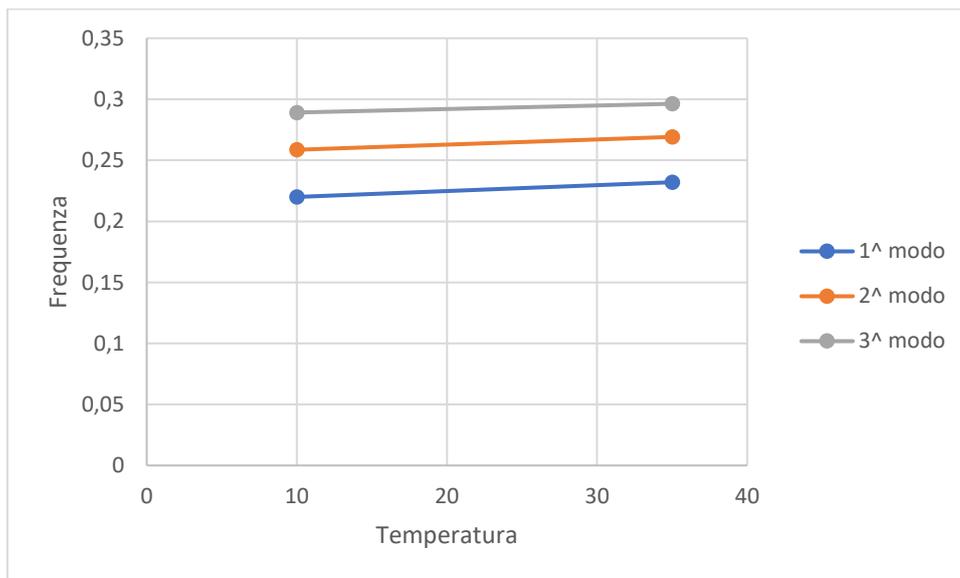
1° Modo trasversale		2° Modo trasversale	
Temperatura (°)	Frequenza (Hz)	Temperatura (°)	Frequenza (Hz)
8,63	1,743	8,54	6,219
37,81	1,772	44,17	6,365
ϕ	0,000994	ϕ	0,004098



2.7.4 East Asia Hall

1° Modo		2° Modo	
Temperatura (°)	Frequenza (Hz)	Temperatura (°)	Frequenza (Hz)
10	0,219956	10	0,258596
35	0,232006	35	0,269155
ϕ	0,000482	ϕ	0,000422

3° Modo	
Temperatura (°)	Frequenza (Hz)
10	0,289119
35	0,296259
ϕ	0,000286



2.7.5 Conclusione

Viene di seguito riportata una tabella riassuntiva contenente i valori della pendenza ϕ che relaziona le frequenze e la temperatura dei principali modi di vibrare delle quattro strutture prese in esame.

	Ile Vert Towers	City Hall Building		Ophite Tower		East Asia Hall
		Longitudinale	Trasversale	Longitudinale	Trasversale	
1° modo	-2.13×10^{-4}	-3.89×10^{-4}	-3.9×10^{-4}	2.52×10^{-4}	9.94×10^{-4}	4.82×10^{-4}
2° modo	\	\	\	1.87×10^{-3}	4.1×10^{-3}	4.22×10^{-4}
3° modo	\	\	\	\	\	2.86×10^{-4}

	Primo modo		Secondo modo		Terzo modo		Quarto modo	
	f (Hz)	ϕ (Hz/°C)	f (Hz)	ϕ (Hz/°C)	f (Hz)	ϕ (Hz/°C)	f (Hz)	ϕ (Hz/°C)
Ile Vert Towers		-2.13×10^{-4}	\	\	\	\	\	\
City Hall Building		-3.89×10^{-4}		-3.9×10^{-4}	\	\	\	\
Ophite Towers		2.52×10^{-4}		9.94×10^{-4}		1.87×10^{-3}		4.1×10^{-3}
East Asia Hall		4.82×10^{-4}		4.22×10^{-4}		2.86×10^{-4}	\	\

Il coefficiente angolare della regressione lineare relativa all'andamento frequenze – temperatura può far comprendere il comportamento della struttura in qualsiasi temperatura d'esercizio, in particolare riesce a far capire il meccanismo di interferenza tra gli elementi strutturali (travi, pilastri, fondazioni e solai) e gli elementi non strutturali (tamponature, infissi).

Quando il coefficiente angolare ϕ ha un valore negativo significa che la struttura perde rigidità all'aumentare della temperatura ed è facile supporre che tale abbassamento di

rigidezza sia da imputare al comportamento microscopico del materiale, che tenderà ad essere più malleabile e deformabile.

Si nota però che per molti modi di vibrare delle strutture sopracitate il coefficiente angolare ϕ risulta essere positivo; quindi la struttura tende ad essere più rigida ad alte temperature. Due possibili spiegazioni di tale fenomeno sono la chiusura delle microfessurazioni del calcestruzzo a temperature elevate o la maggior dilatazione volumetrica degli elementi non strutturali che creano effetti iperstatici che a sua volta modificano i valori delle frequenze. In alcune strutture il coefficiente di dilatazione termico degli elementi non strutturali potrebbe risultare più elevato del coefficiente di dilatazione termico degli elementi strutturali, innescando un aumento volumetrico degli elementi non strutturali maggiore dell'aumento volumetrico degli elementi strutturali ad elevate temperature andando a rendere dunque la struttura più rigida tramite un meccanismo simile alla precompressione.

3 Caso studio della torre di ingegneria

3.1.1 Descrizione dell'edificio

La Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche è un edificio in cemento armato progettato nel 1976 dall'architetto Pietro Belluschi e completato nella sua costruzione nel 1983. L'edificio è alto 50 metri e l'altezza di interpiano è di 5 metri, la torre ha dimensioni in pianta pari a 18x18 metri ed è collegata al vano che comprende il corpo scala ed ascensore tramite un giunto sismico, il cui comportamento è sconosciuto. Fino al quinto piano la torre è affiancata ad altri edifici aventi una geometria strutturale simile ed è in contatto con essi tramite dei giunti di espansione. Le tamponature interne sono composte da dei pannelli polimerici, mentre le tamponature esterne sono in calcestruzzo armato e sono disconnesse dai pilastri. I solai sono prefabbricati tramite delle Predalle (pannello prefabbricato costituito da tralicci in acciaio annegati in una soletta di calcestruzzo).



Figura 17 Vista frontale della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche.



Figura 18 Vista laterale della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche.

3.1.2 Pilastri

I pilastri della torre sono nove e si trovano a 9 metri l'uno dall'altro sia in direzione x che in direzione y, a quota 150 sono di forma quadrata di dimensioni 120x120 cm con una parte concava per ogni faccia; a quota 155 e 160 la sezioni trasversali delle pilastrate sono analoghe ma con una rastremazione di 10 cm per ogni lato e risultano essere di dimensioni di 110x110 cm; a quota 165 e 170 c'è un ulteriore rastremazione di 10 cm per ogni lato e le sezioni misurano 100x100 cm; il discorso è analogo alle quote 175 e 180 in cui le sezioni delle pilastrate misurano 90x90 cm ed infine nelle quote 185, 190 e 195 la sezione di ogni pilastro si divide in 4 sezioni quadrate di 35x35 cm localizzate nei vertici dei pilastri 90x90 cm che si trovano a quota 180.

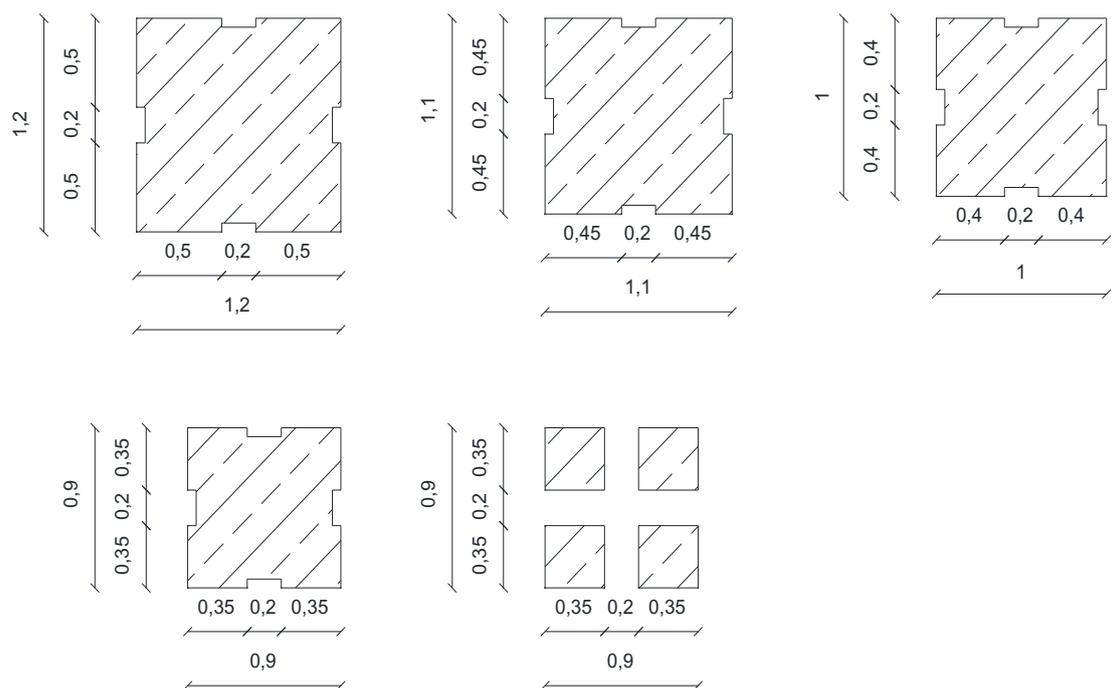


Figura 19 Sezioni trasversali dei pilastri presenti nella struttura.

Quota	Sezione
150	120 × 120 cm
155	110 × 110 cm
160	110 × 110 cm
165	100 × 100 cm
170	100 × 100 cm
175	90 × 90 cm
180	90 × 90 cm
185	4pil(35 × 35 cm)
190	4pil(35 × 35 cm)
195	4pil(35 × 35 cm)

3.1.3 Travi

L'intera struttura è stata realizzata utilizzando travi prefabbricate aventi un solo tipo di sezione trasversale larga 90 cm e alta 65 cm, i nodi sono gettati in opera e la trave poggia sopra a una coppella armata di 10 cm.

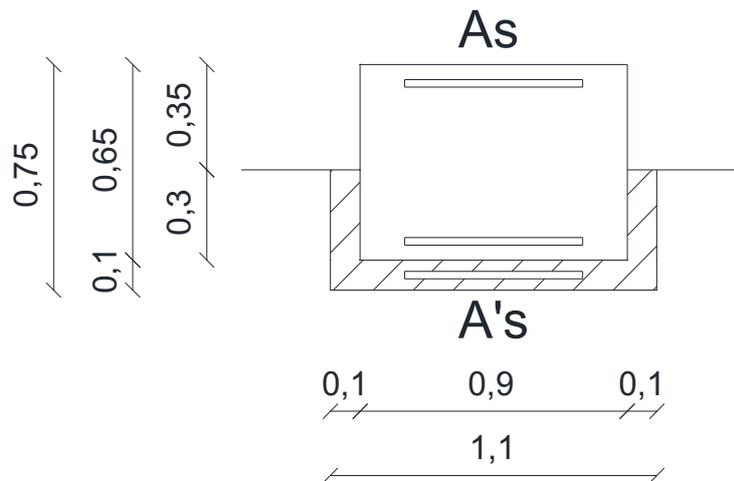


Figura 20 Sezione trasversale di tutte le travi presenti nella struttura.

3.1.4 Solai

I solai sono costituiti da un sistema di lastre piane in calcestruzzo tralicciate, prefabbricate ad armatura lenta (Predalles), con sovrastante soletta in calcestruzzo di 4 cm.

Nella struttura sono stati utilizzati due tipi di solaio nella parte interna e uno dei due è stato utilizzato anche per la copertura. I due tipi di solaio sono:

- Solaio normale di tipo B, spesso 40 cm, $(4+32+4) + 7$ cm per arrivare al piano finito.
- Solaio ribassato di tipo B, spesso 40cm, $(4+32+4) + 12$ cm per arrivare al piano finito.
- Solaio di copertura di tipo B, spesso 40cm, $(4+32+4) + 12$ cm per arrivare al piano finito.

3.2 Prove sui materiali

Ai fini della valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo costituente le strutture portanti della struttura sono state realizzate indagini di tipo distruttivo e di tipo non distruttivo. Tramite formule empiriche è stato trovato un valore di modulo elastico del calcestruzzo a partire dal valore di resistenza a compressione media del medesimo materiale, tale valore di modulo elastico sarà il valore di partenza nella fase iterativa del Model Updating.

Le indagini di tipo non distruttivo effettuate sono:

- Il rilievo magnetometrico per la localizzazione delle barre di armatura.
- Prova di Pull-Out per la determinazione della forza di estrazione di un tassello post-inserito nel calcestruzzo già indurito.
- Prova ultrasonica per la determinazione del modulo elastico dinamico.

Le indagini di tipo distruttivo sono:

- Prova di compressione su due campioni cilindrici prelevati da due pilastri.

3.2.1 Caratteristiche dei materiali sulla base di prove di Pull-Out e di prove di compressione di provini cilindrici

Per la realizzazione della prova di Pull-Out è stato utilizzato un tassello post-inserito ad espansione controllata concorde alle caratteristiche dimensionali e geometriche relative alla UNI EN 12504-3:2005 “prove sul calcestruzzo nelle strutture – parte 3: Determinazione della forza di estrazione”, tale norma è richiamata al capitolo 11.2.6. delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (tali prove sono state realizzate precedentemente all’uscita delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

La procedura di prova prevede la realizzazione di un foro utilizzando una guida a baionetta che garantisce l'ortogonalità del trapano alla superficie dell'elemento strutturale. Per la realizzazione dell'allargatura o alesaggio dello spazio dove è prevista la presenza della testa del tassello è stata utilizzata una fresa dritta con disco diamantato per completare la preparazione del foro dove risiede il tassello in fase di estrazione. Successivamente viene posizionato il tassello e viene realizzata l'espansione della testa dello stesso tramite la battitura di un'anima metallica. In fine si avvita lo stelo estrattore del martinetto oleodinamico alla base filettata del tassello e si procede con la prova di estrazione misurando la forza F di estrazione. La forza di estrazione è esercitata da un martinetto oleodinamico con portata massima pari a 20 t ed è misurata da un manometro digitale che è collegato al martinetto da una pompa manuale.

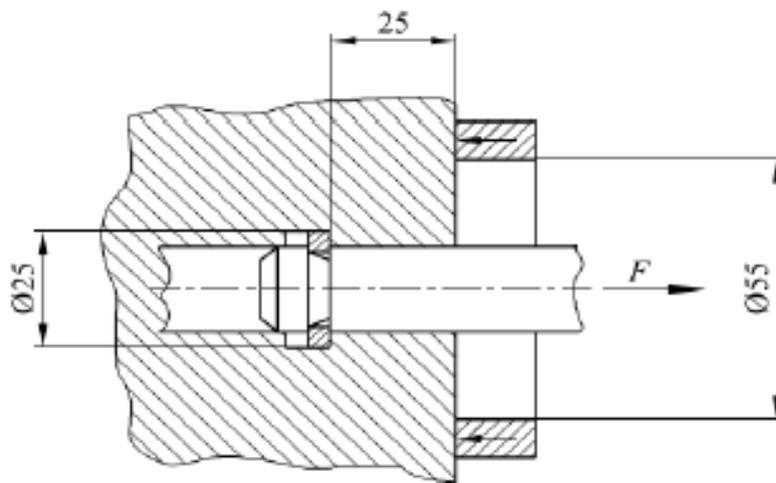
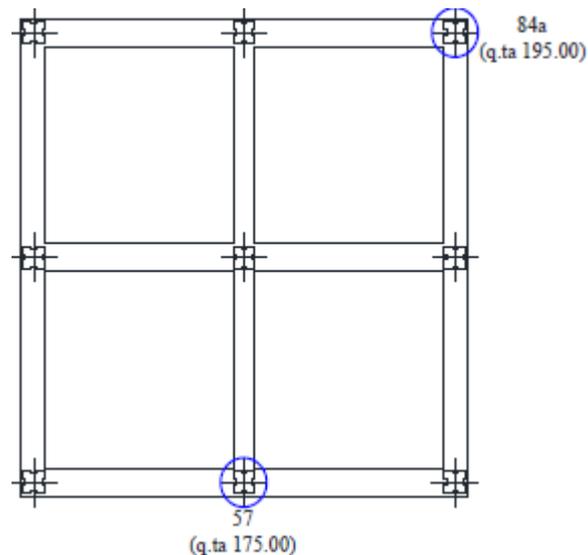


Figura 21 Schema geometrico di una prova di Pull-Out.

I valori ottenuti dalle prove non distruttive verranno correlati ai valori di resistenza a compressione risultanti dalle prove a schiacciamento effettuate sui due campioni cilindrici.

I prelievi dei due campioni cilindrici sono stati effettuati in maniera conforme alla norma UNI EN 12504-1: 2009. Per il prelievo è stata utilizzata una carotatrice con diametro interno di 93 mm.

I campioni cilindrici sono stati prelevati dal pilastro 57 a quota 175 e dal pilastro 84a a quota 195.



Nella seguente tabella viene presentata la forza di estrazione misurata durante lo svolgimento della prova di Pull-Out in funzione dell'elemento strutturale e dell'altezza rispetto al piano di calpestio dove è stata effettuata la prova, vengono riportati anche i valori della resistenza a compressione dei due provini cilindrici ricavati dai pilastri 57 e 84a:

Elemento Strutturale (pilastro)	Quota [cm]	H calpestio [cm]	Forza di estrazione [kN]	fc, carota [N/mm ²]	fc=Rc stimata [n/mm ²]
70	150	143	36		38,1
71A		144	42,6		45
70	155	143	46,1		48,7
84A		143	33,7		35,6
70	160	141	40,2		42,5
83		141	36,2		38,2

70	165	143	49		51,8
82B		140	48,8		51,6
70	170	142	39,5		41,8
69B		142	45,7		48,3
70	175	142	50,5		53,4
57		148	45,5	48,6	48
70	180	138	31,2		33
56B		143	43,1		45,6
70	185	130	48		50,7
58A		139	38,1		40,3
70	190	136	53,1		56,1
71A		141	33,1		35
70	195	143	40,8		43,2
84A		143	35,9	30,9	37,9

Il provino cilindrico prelevato dal pilastro 57 a quota 175 ha un rapporto H/D pari a 1, il provino cilindrico prelevato dal pilastro 84a a quota 195 ha un rapporto H/D pari a 2.

È stato costruito un grafico che mette in relazione i valori della resistenza a compressione e della forza di estrazione derivante dalla prova di Pull-Out, l'andamento lineare risultante passa per due punti in cui le due prove sono state realizzate in punti vicini dello stesso elemento strutturale. La retta che relativa a questa legge è rappresentata dalla seguente equazione:

$$y = 1.057 x$$

$$f_c = 1.057 F$$

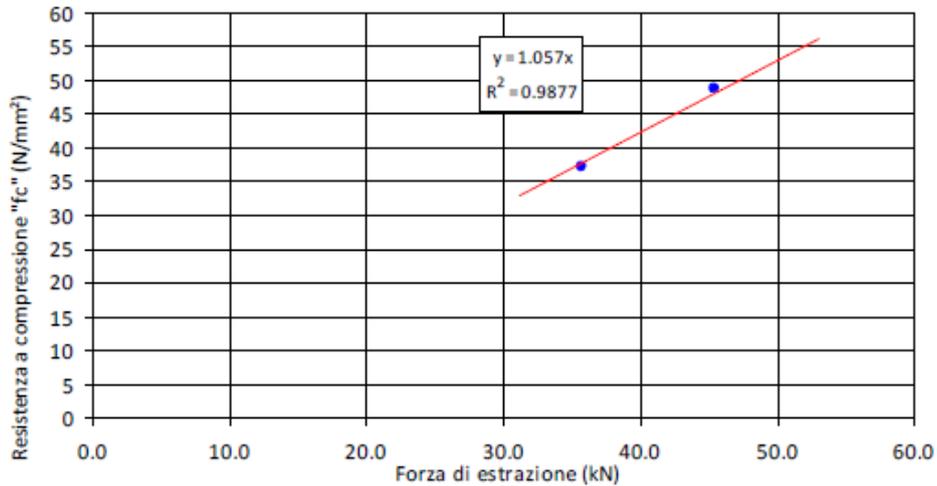


Figura 22 Relazione tra la resistenza a compressione "fc" e la forza di estrazione "F".

La media delle resistenze stimate tramite la relazione lineare è pari a 44.2 MPa; la resistenza media cilindrica a compressione di conseguenza è pari a:

$$f_{cm} = 0.83R_{cm} = 0.83 \times 44.2 = 36.69 \text{ MPa}$$

Il modulo elastico medio è stato stimato a partire dalla resistenza cilindrica media tramite la seguente formula:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 22000 \left(\frac{36.69}{10} \right)^{0.3} = 32492.79 \text{ MPa}$$

3.2.2 Caratteristiche dei materiali sulla base di prove ultrasoniche

Sono state effettuate delle prove ultrasoniche sul calcestruzzo che compone i setti del corpo scala e ascensore, sul calcestruzzo che compone i pilastri e sul calcestruzzo che compone le tamponature esterne della torre con lo scopo di determinare il modulo elastico

dinamico del materiale misurando la velocità di propagazione delle onde all'interno del materiale.

La sonda emettitrice (E) crea degli impulsi ultrasonici ad una certa frequenza che vengono captati dalla sonda ricevente (R), si misura il tempo che intercorre tra l'emissione e la ricezione e conoscendo la distanza tra le due sonde si calcola la velocità di propagazione dell'onda in tale materiale.

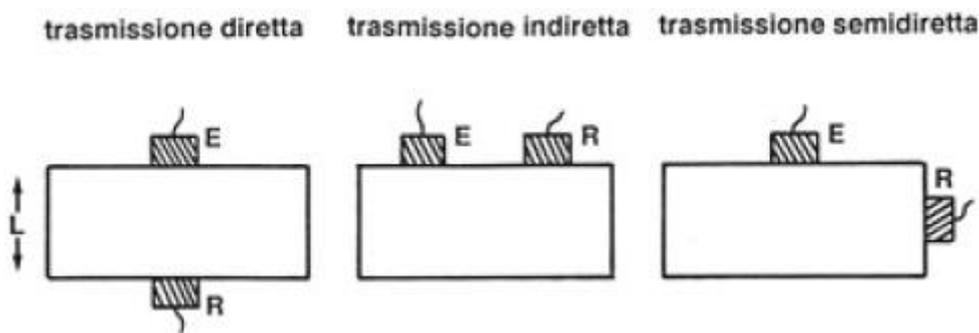


Figura 23 Schema di esecuzione di una prova ultrasonica: 1) diretta; 2) indiretta; 3) semidiretta.

La precisione del calcolo della velocità, e di conseguenza del modulo elastico, dipende da:

- Densità del materiale.
- Presenza di acqua interna all'oggetto indagato (l'acqua favorisce la propagazione delle onde ultrasoniche).
- Presenza di altri materiali (di densità differente) interni all'oggetto indagato (in questo caso armature metalliche).
- Riflessioni dell'onda alle estremità dell'oggetto indagato.
- Discontinuità interne del materiale.

Il modulo elastico di un calcestruzzo calcolato tramite prova ultrasonica è affetto da una certa approssimazione a causa del fatto che la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche può essere correlata ad un modulo elastico solo in caso di materiali omogenei ed isotropi, condizione che non si verifica nei materiali da costruzione.

La relazione empirica per il calcolo del modulo elastico dinamico è la seguente:

$$E_d = \rho \cdot v_s^2 \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 + 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Dove ρ è la densità del materiale [$\frac{kN}{m^3}$], v_s è la velocità di propagazione dell'onda ultrasonica [$\frac{m}{s}$] e ν è il modulo di Poisson.

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di velocità e modulo elastico calcolati per l'edificio adibito a corpo scala e ascensore:

Misura	Piano	Tempo [μs]	Distanza [m]	Tipo di Misura	Vs [m/s]	ρ [kg/m ³]	ν	E [N/mm ²]	valori considerati
M 1	PT (150)	27,9	0,1345	angolo	4820,79	2500	0,25	48397,3	non considerato
M 2	PT (150)	32,3	0,1345	angolo	4164,09	2500	0,25	36109,8	considerato
M 3	PT (150)	124	0,38	di superficie	3064,52	2500	0,25	19557,3	non considerato
M 4	P3 (160)	75,3	0,3	opposti	3984,06	2500	0,25	33055,0	considerato
M 5	P4 (165)	104	0,38	di superficie	3653,85	2500	0,25	27802,6	considerato
M 6	P4 (165)	76,6	0,3	opposti	3916,45	2500	0,25	31942,6	considerato
M 7	P5 (170)	38,6	0,1414	angolo	3663,21	2500	0,25	27945,3	considerato
M 8	P5 (170)	92,9	0,38	di superficie	4090,42	2500	0,25	34843,4	considerato

Il modulo elastico medio per il calcestruzzo che compone il corpo scala e ascensore vale 31949.8 N/mm².

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di velocità e modulo elastico calcolati per i pilastri:

Misura	Piano	Tempo [μs]	Distanza [m]	Tipo di Misura	Vs [m/s]	ρ [kg/m ³]	v	E [N/mm ²]	valori considerati
M 1	PT (150)	55,7	0,2828	angolo	5077,20	2500	0,25	53682,6	non considerato
M 2	PT (150)	61,8	0,2828	angolo	4576,05	2500	0,25	43608,1	considerato
M 3	PT (150)	59	0,2828	angolo	4793,22	2500	0,25	47845,4	non considerato
M 4	PT (150)	43,4	0,2	di superficie	4608,29	2500	0,25	44224,8	considerato
M 5	PT (150)	41,9	0,2	di superficie	4773,27	2500	0,25	47447,9	non considerato
M 6	P3 (155)	61	0,2828	angolo	4636,07	2500	0,25	44759,4	considerato
M 7	P3 (155)	56,6	0,2828	angolo	4996,47	2500	0,25	51988,9	non considerato
M 8	P4 (155)	61,7	0,2828	angolo	4583,47	2500	0,25	43749,5	considerato
M 9	P4 (155)	44,6	0,2	di superficie	4484,30	2500	0,25	41877,0	considerato
M 10	P4 (155)	47	0,2	di superficie	4255,32	2500	0,25	37709,4	considerato
M 11	P5 (160)	61,7	0,2828	angolo	4583,47	2500	0,25	43749,5	considerato
M 12	P5 (160)	60,4	0,2828	angolo	4682,12	2500	0,25	45653,1	considerato
M 13	P5 (160)	62,2	0,2828	angolo	4546,62	2500	0,25	43049,0	considerato
M 14	P5 (160)	45,5	0,2	di superficie	4395,60	2500	0,25	40236,7	considerato
M 15	P5 (160)	41	0,2	di superficie	4878,05	2500	0,25	49553,8	non considerato
M 16	PT (150)	226,6	1,05	diretta	4633,72	2500	0,25	44714,0	considerato
M 17	PT (150)	227,9	1,05	diretta	4607,28	2500	0,25	44205,4	considerato
M 18	PT (150)	225,8	1,05	diretta	4650,13	2500	0,25	45031,4	considerato
M 19	PT (150)	226	1,05	diretta	4646,02	2500	0,25	44951,8	considerato
M 20	PT (150)	235,2	1,05	diretta	4464,29	2500	0,25	41503,9	considerato

Il modulo elastico medio per il calcestruzzo dei pilastri vale 43268.2 N/mm^2 .

Nella seguente tabella vengono riportati i valori di velocità e modulo elastico calcolati per le tamponature esterne:

Misura	Piano	Tempo [s]	Distanza [m]	Tipo di Misura	Vs [m/s]	ρ [kg/m ³]	v	E [N/mm ²]	valori considerati
M 1	PT (150)	22,5	0,1	diretta	4444,44	1500	0,25	24681,5	non considerato
M 2	PT (150)	22,5	0,1	diretta	4444,44	1500	0,25	24681,5	considerato
M 3	PT (150)	53,4	0,25	diretta	4681,65	1500	0,25	27386,3	non considerato

Il modulo elastico medio per il calcestruzzo che compone le tamponature esterne vale 25583.1 N/mm^2 .

3.2.3 Distribuzione normale del modulo elastico calcolato tramite prove ultrasoniche

Con lo scopo di verificare se utilizzare il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo nel modello per i pilastri e per i setti che compongono il vano scala si esegue un calcolo statistico sulla popolazione di dati proveniente dalla campagna di prove ultrasoniche.

Si riportano di seguito i valori di media e di scarto quadratico medio (deviazione standard) dei moduli elastici del calcestruzzo che compone il corpo scala e ascensore:

- $\mu = 31949.8 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma = 3165.8$
- $f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$

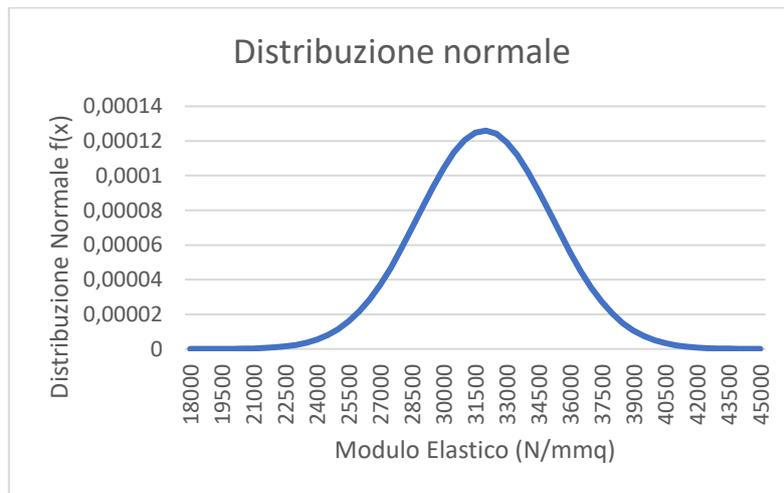


Figura 24 Distribuzione normale dei valori del modulo elastico del calcestruzzo del corpo scala.

In fine si riportano di seguito i valori di media e di scarto quadratico medio (deviazione standard) dei moduli elastici del calcestruzzo dei pilastri:

- $\mu = 43268.2 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma = 2057.6$
- $f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$

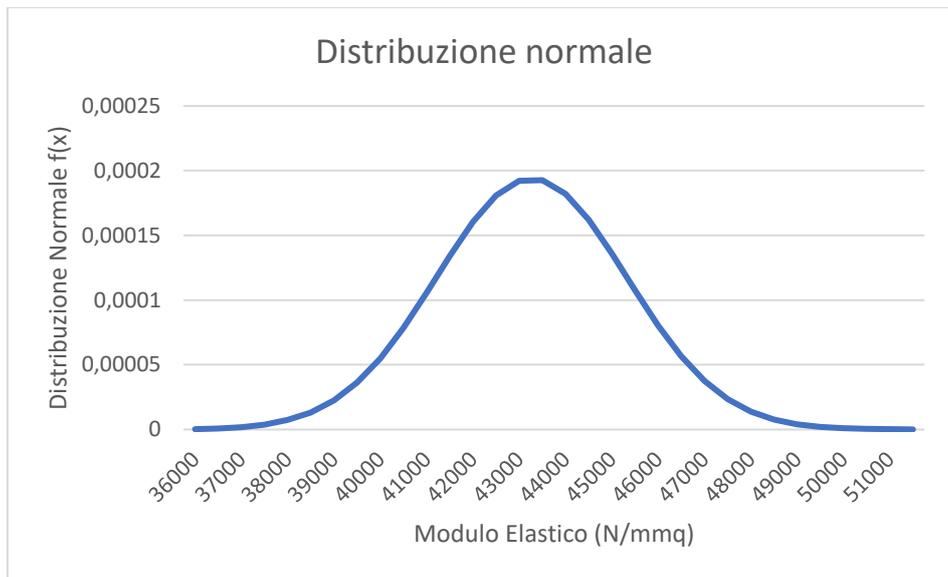


Figura 25 Distribuzione normale dei valori del modulo elastico del calcestruzzo dei pilastri.

Lo studio statistico della distribuzione normale dei valori di modulo elastico del calcestruzzo relativo alle tamponature esterne non viene effettuato a causa del basso numero della popolazione di dati disponibili per tale elemento non strutturale.

3.3 Analisi dei carichi

Un'adeguata valutazione dei carichi è necessaria per un corretto svolgimento dell'analisi modale, essa infatti incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura. I risultati dell'analisi modale vanno poi ad incidere sul calcolo degli indici M.A.C. (Modal Assurance Criterion).

L'analisi dei carichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 (in Gazzetta Ufficiale il 20 Febbraio 2018 n.42, supplemento ordinario n.8) "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.3.1 Solaio intermedio ribassato di tipo B

Il solaio intermedio ribassato di tipo B ha uno spessore complessivo di 40cm , la parte inferiore del solaio è composta da 4cm di soletta di allettamento, al di sopra di essa ci sono 32cm di alleggerimento in polistirolo alternato al sistema di travetti delle Predalles, superiormente a questi elementi è posizionata la soletta superiore spessa 4cm ed infine c'è uno spessore di 12cm per arrivare al piano calpestabile formato da collante, sughero espanso, massetto in calcestruzzo magro, malta di allettamento e piastrelle in gres come indicato nella seguente figura:

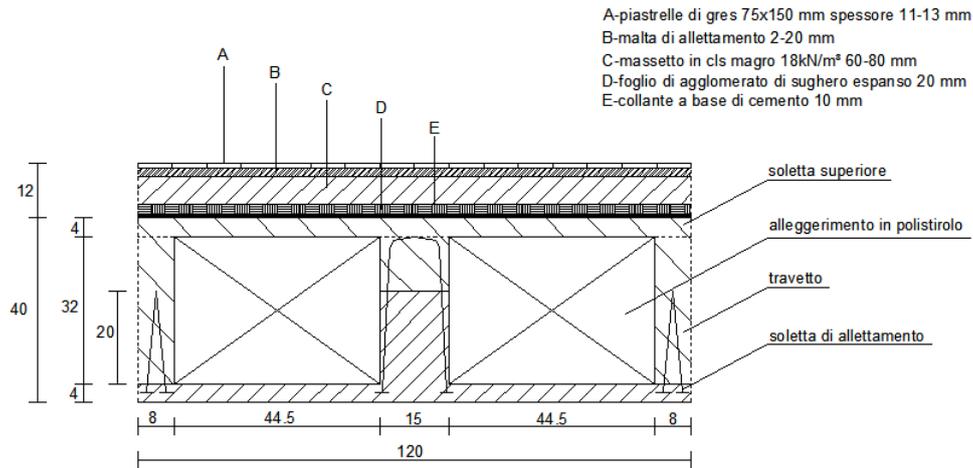


Figura 26 Sezione trasversale di un solaio intermedio ribassato di tipo B.

Caratteristiche geometriche	cm	Carichi	Valore
Soletta inferiore	4	G1 [kN/m ²]	4,07
Alleggerimento in polistirolo	32	G2 interno [kN/m ²]	2,36
Soletta superiore	4	G2 tamp. Esterne [kN/m]	11,66
Pacchetto di pavimentazione	12	Qk [kN/m ²]	4,00
Totale	52		

Getto 1° fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Soletta di allet. in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1
Travetto centrale	0,2	0,15	25	0,75	0,625

Getto 2 ^a fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Getto di completamento					
1-soletta superiore in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1,000
2-travetti laterali	0,32	0,16	25	1,28	1,067
3-travetto centrale	0,12	0,15	25	0,45	0,375
Totale G1					4,067

Carichi non strutturali G2 interni	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Tramezzi	2	-	-	-	0,4
Controsoffitto					0,4
Pavimentazione					
Piastrelle in gres	0,013	1,2			0,4
Malta di allettamento	0,01	1,2	18	0,216	0,18
Massetto in cls magro	0,04	1,2	21	2,016	1,68
Foglio di agglomerato di sughero espanso	0,02	1,2	0,2	0,0048	0,004
Collante a base di cemento	0,01	1,2	14	0,168	0,14
Totale					3,204

Carichi accidentali-Qk	Peso al m ² [kN/m ²]
Ambiente suscet. di affollam.	4

3.3.2 Solaio intermedio normale di tipo B

Il solaio intermedio normale di tipo B ha uno spessore complessivo di 40cm, la parte inferiore del solaio è composta da 4cm di soletta di allettamento, al di sopra di essa ci sono 32cm di alleggerimento in polistirolo alternato al sistema di travetti delle Predalles, superiormente a questi elementi è posizionata la soletta superiore spessa 4cm ed infine c'è uno spessore di 7cm per arrivare al piano calpestabile formato da collante, sughero espanso, massetto in calcestruzzo magro, malta di allettamento e piastrelle in gres come indicato nella seguente figura:

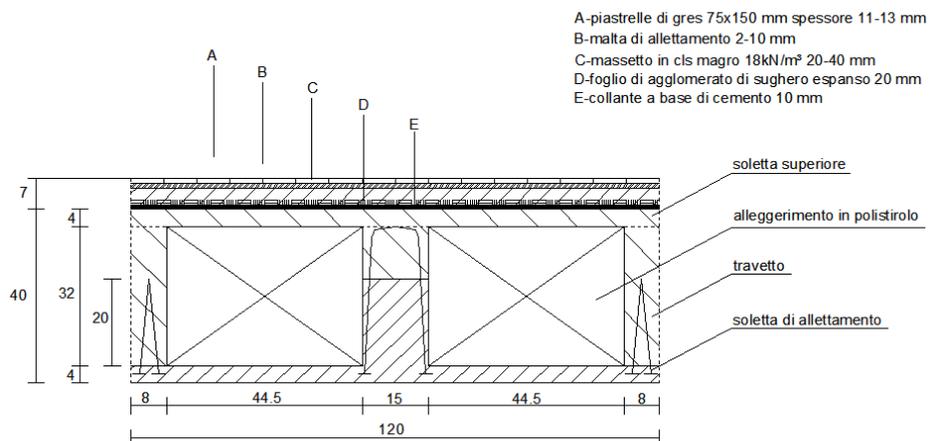


Figura 27 Sezione trasversale di un solaio intermedio normale di tipo B.

Caratteristiche geometriche	cm	Carichi	Valore
Soletta inferiore	4	G1 [kN/m ²]	4,07
Alleggerimento in polistirolo	32	G2 interno [kN/m ²]	2,36
Soletta superiore	4	G2 tamp. Esterne [kN/m]	11,66
Pacchetto di pavimentazione	7	Qk [kN/m ²]	4,00
Totale	47		

Carichi non strutturali G2 interni	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Tramezzi	2	-	-	-	0,4
Controsoffitto					0,4
Pavimentazione					
Piastrelle in gres	0,013	1,2			0,4
Malta di allettamento	0,01	1,2	18	0,216	0,18
Massetto in cls magro	0,04	1,2	21	1,008	0,84
Foglio di agglomerato di sughero espanso	0,02	1,2	0,2	0,0048	0,004
Collante a base di cemento	0,01	1,2	14	0,168	0,14
Totale					2,364

Getto 1 ^a fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Soletta di allet. in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1
Travetto centrale	0,2	0,15	25	0,75	0,625

Getto 2 ^a fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Getto di completamento					
1-soletta superiore in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1,000
2-travetti laterali	0,32	0,16	25	1,28	1,067
3-travetto centrale	0,12	0,15	25	0,45	0,375
Totale G1					4,067

carichi accidentali-Qk	peso al m ² [kN/m ²]
ambiente suscet. di affollam.	4

3.3.3 Solaio di copertura

Il solaio di copertura di tipo B ha uno spessore complessivo di 40cm, la parte inferiore del solaio è composta da 4cm di soletta di allettamento, al di sopra di essa ci sono 32cm di alleggerimento in polistirolo alternato al sistema di travetti delle Predalles, superiormente a questi elementi è posizionata la soletta superiore spessa 4cm ed infine c'è uno spessore di 12cm per arrivare al piano calpestabile formato da uno strato di impermeabilizzazione, un velo di sabbia, un spessore con basette con dischi livellatori ed infine dei quadrotti in calcestruzzo di graniglia lavata come indicato nella seguente figura:

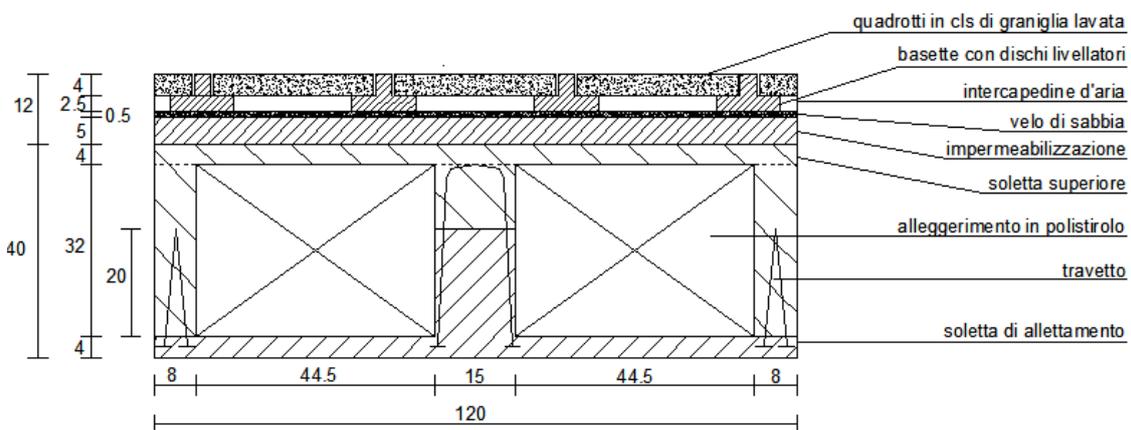


Figura 28 Sezione trasversale di un solaio di copertura di tipo B.

Caratteristiche geometriche	cm	Carichi	Valori
Solaio	40	G1 [kN/m ²]	4,07
Pavimentazione di copertura	12	G2 [kN/m ²]	1,78
		G2 pann. Rivest.[kN/m]	9,79
Totale	52	Qk neve [kN/m ²]	1,20

Getto 1 ^a fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Soletta di allettamento in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1
Travetto centrale	0,2	0,15	25	0,75	0,625

Getto 2 ^a fase carichi strutturali-G1	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Getto di completamento					
1-soletta superiore in c.a.	0,04	1,2	25	1,2	1,000
2-travetti laterali	0,32	0,16	25	1,28	1,067
3-travetto centrale	0,12	0,15	25	0,45	0,375
totale G1					4,067

Carichi non strutturali-G2	Spessore [m]	Sviluppo [m]	Peso spec. [kN/m ³]	Peso al m [kN/m]	Peso al m ² [kN/m ²]
Pavimento di copertura					
Quadrotti in cls di graniglia	0,04	1,2	21	1,008	0,840
Basette con dischi livellatori	0,025	0,48	21	0,252	0,210
Velo di sabbia	0,01	1,2	18	0,216	0,180
Impermeabilizzazione					
Membratura elasomerica	0,003	1,2			0,008
Guaina prefabbricata	0,01	1,2			0,01
Film di bitume ossidato	0,003	1,2			0,0015
Cartone	0,004	1,2			0,001
Primer bituminoso	0,003	1,2			0,0005
Massetto	0,025	1,2	21	0,63	0,525
Totale					1,776

Qk-carico neve	qsk	CE	Ct		qs-peso al m ² [kN/m ²]
	1,5	1	1	0,8	1,2

3.3.4 Tamponatura esterna dei piani intermedi e del piano di copertura

La sezione di una tamponatura esterna dei piani intermedi non è rettangolare, ma presenta una zona concava nella parte bassa ed in generale una geometria variabile in altezza. La tamponatura è composta da un pannello esterno ed andando verso l'interno si trova un piccolo strato di intonaco, un foglio di mattoni forati e l'intonaco interno come si può vedere nella seguente figura:

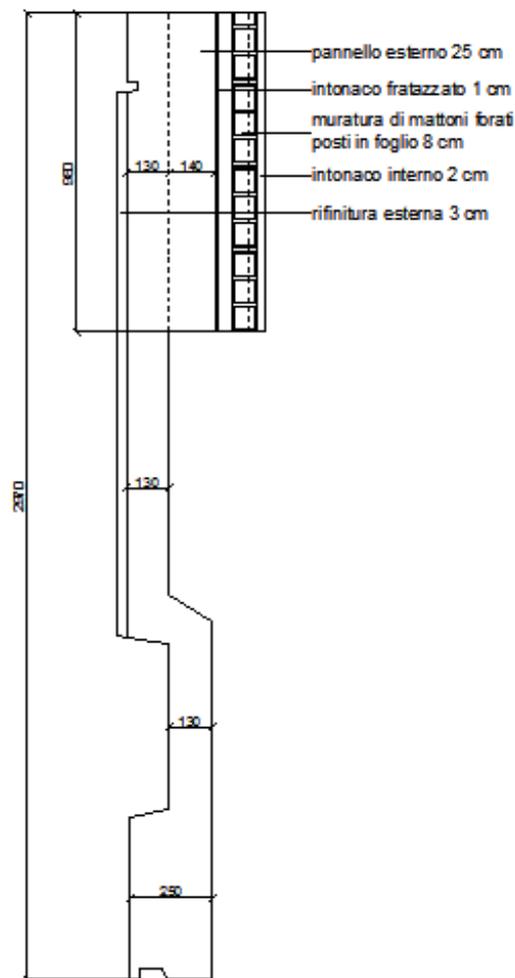


Figura 29 Sezione di una tamponatura esterna dei piani intermedi.

G2 tamp. Esterne [kN/m]	11,66
-------------------------	-------

La sezione di una tamponatura esterna del piano di copertura presenta delle differenze rispetto alla tamponatura precedente come si può vedere nella seguente figura:

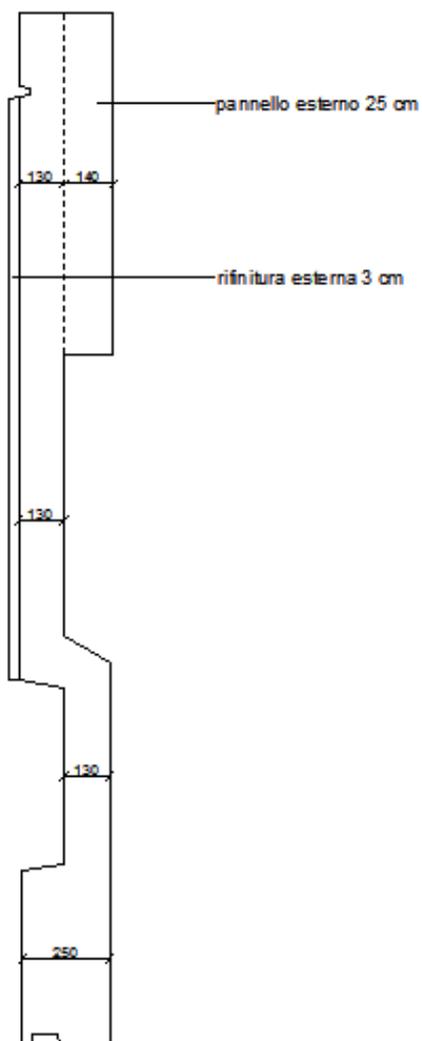


Figura 30 Sezione di una tamponatura esterna del piano di copertura.

G2 tamp. Esterne [kN/m]	9,79
-------------------------	------

3.3.5 Carichi di piano

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive dei carichi di ogni singolo piano piano.

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 155, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 155	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI G1									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
Solaio 5	4,067	27		109,8	4,5	-1,5	494,1	-164,7	
Solaio 6	4,067	19,8		80,52	13,5	-1,1	1087,02	-88,572	
SOLAI G2									
Solaio 1	2,364	81		191,484	4,5	4,5	861,678	861,678	
Solaio 2	2,364	81		191,484	13,5	4,5	2585,034	861,678	
Solaio 3	2,364	81		191,484	4,5	13,5	861,678	2585,034	
Solaio 4	2,364	81		191,484	13,5	13,5	2585,034	2585,034	
Solaio 5	2,364	27		63,828	4,5	-1,5	287,226	-95,742	
Solaio 6	2,364	19,8		46,8072	13,5	-1,1	631,8972	-51,48792	
TAMPONATURA ESTERNA									
	Fd [kN/m]								
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (120x120)	25	1,4	2,5	87,5	9	9	787,5	787,5	
Pilastri piano superiore (110x110)	25	1,17	2,5	73,125	9	9	658,125	658,125	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
Mensole a sbalzo 90 x 65	14,625		5,1	74,5875	4,5	-1,4286	335,64375	-106,555703	
Mensole a sbalzo 90 x 65	14,625		1,75	25,59375	18	-1,0476	460,6875	-26,8120125	
CORDOLO									
	Fd [kN/m]								
Cordolo 15 x 40	1,5		8,1	12,15	4,5	-2,925	54,675	-35,53875	
Cordolo 55 x 40	5,5		8,1	44,55	13,5	-1,925	601,425	-85,75875	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				4910,975	8,965821	8,41208	44030,92545	41311,51787	500,6091

Quota 155	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	4,635		23,175	12,075	-2,75	279,84	-63,73	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	4,635		10,96	12,075	-2,75	132,31	-30,13	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				1619,08	15,55297	-5,98186	25181,43188	-9685,07875	165,0433

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
6530,05	10,60	4,84	69212,35733	31626,44	665,6524414

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 160, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 160	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
Solaio 5	4,067	28,35		115,29	4,5	-1,575	518,805	-181,58175	
Solaio 6	4,067	20,7		84,18	13,5	-1,15	1136,43	-96,807	
SOLAI G2									
Solaio 1	2,364	81		191,484	4,5	4,5	861,678	861,678	
Solaio 2	2,364	81		191,484	13,5	4,5	2585,034	861,678	
Solaio 3	2,364	81		191,484	4,5	13,5	861,678	2585,034	
Solaio 4	2,364	81		191,484	13,5	13,5	2585,034	2585,034	
Solaio 5	2,364	28,35		67,0194	4,5	-1,575	301,5873	-105,555555	
Solaio 6	2,364	20,7		48,9348	13,5	-1,15	660,6198	-56,27502	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (110x110)	25	1,17	2,5	73,125	9	9	658,125	658,125	
Pilastri piano superiore (110x110)	25	1,17	2,5	73,125	9	9	658,125	658,125	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
Mensole a sbalzo 90 x 65	14,625		5,4	78,975	4,5	-1,4286	355,3875	-112,823685	
Mensola a sbalzo 90 x 65	14,625		1,85	27,05625	18	-1,0476	487,0125	-28,3441275	
CORDOLO									
	Fd [kN/m]								
Cordolo 30 x 40	3		8,1	24,3	4,5	-3	109,35	-72,9	
Cordolo 50 x 40	5		8,1	40,5	13,5	-2,05	546,75	-83,025	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				4925,019	8,947136	8,345144	44064,8181	41099,99786	502,0407

Quota 160	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	4,635		23,175	12,075	-2,75	279,84	-63,73	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	4,635		10,96	12,075	-2,75	132,31	-30,13	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pareti corpo scala 30cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
	Fd [kN/m]								
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				1619,075	15,55297	-5,98186	25181,43188	-9685,07875	165,0433

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
6544,09	10,58	4,80	69246,24998	31414,92	667,0840418

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 165, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 165	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
Solaio 5	4,067	28,35		115,29	4,5	-1,575	518,805	-181,58175	
Solaio 6	4,067	18,9		76,86	13,5	-1,05	1037,61	-80,703	
SOLAI G2									
Solaio 1	2,364	81		191,484	4,5	4,5	861,678	861,678	
Solaio 2	2,364	81		191,484	13,5	4,5	2585,034	861,678	
Solaio 3	2,364	81		191,484	4,5	13,5	861,678	2585,034	
Solaio 4	2,364	81		191,484	13,5	13,5	2585,034	2585,034	
Solaio 5	2,364	28,35		67,0194	4,5	-1,575	301,5873	-105,555555	
Solaio 6	2,364	18,9		44,6796	13,5	-1,05	603,1746	-46,91358	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (110x110)	25	1,17	2,5	73,125	9	9	658,125	658,125	
Pilastri piano superiore (100x100)	25	0,96	2,5	60	9	9	540	540	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
Mensole a sbalzo 90 x 65	14,625		5,4	78,975	4,5	-1,4286	355,3875	-112,823685	
Mensole a sbalzo 90 x 65	14,625		1,65	24,13125	18	-1,275	434,3625	-30,7673438	
CORDOLO									
	Fd [kN/m]								
Cordolo 30 x 40	3		8,1	24,3	4,5	-3	109,35	-72,9	
Cordolo 45 x 40	4,5		8,1	36,45	13,5	-1,875	492,075	-68,34375	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				4893,344	8,927045	8,382733	43683,1029	41019,59634	498,8119

Quota 165	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	4,635		23,175	12,075	-2,75	279,84	-63,73	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	4,635		10,96	12,075	-2,75	132,31	-30,13	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				1619,075	15,55297	-5,98186	25181,43188	-9685,07875	165,0433

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
6512,42	10,57	4,81	68864,53478	31334,52	663,8551733

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 170, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 170	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
SOLAI G2									
Solaio 1	2,364	81		191,484	4,5	4,5	861,678	861,678	
Solaio 2	2,364	81		191,484	13,5	4,5	2585,034	861,678	
Solaio 3	2,364	81		191,484	4,5	13,5	861,678	2585,034	
Solaio 4	2,364	81		191,484	13,5	13,5	2585,034	2585,034	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (100x100)	25	0,96	2,5	60	9	9	540	540	
Pilastri piano superiore (100x100)	25	0,96	2,5	60	9	9	540	540	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				4622,34	9	9	41601,06	41601,06	471,1865

Quota 170	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	6,2525		31,2625	16,175	-1,025	505,67	-32,04	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	6,2525		14,78	16,175	-1,025	239,08	-15,15	
Pareti corpo scala 30cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [t]
				1753,88	15,51118	-5,84852	27204,69	-10257,57	178,7846

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
6376,22	10,79	4,92	68805,75	31343,49	649,9710964

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 175, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 175	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (100x100)	25	0,96	2,5	60	9	9	540	540	
Pilastri piano superiore (90x90)	25	0,77	2,5	48,125	9	9	433,125	433,125	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3844,529	9	9	34600,761	34600,761	391,8989806

Quota 175	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	6,1		30,5	16,175	-1	493,34	-30,50	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	6,1		14,42	16,175	-1	233,25	-14,42	
Pareti corpo scala 30cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1752,75	15,51075	-5,85097	27186,52	-10255,30	178,670076

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5597,28	11,0388	4,349515	61787,28	24345,46	570,5690566

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 180, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 180	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (90x90)	25	0,77	2,5	48,125	9	9	433,125	433,125	
Pilastri piano superiore (90x90)	25	0,77	2,5	48,125	9	9	433,125	433,125	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3832,654	9	9	34493,886	34493,886	390,6884811

Quota 180	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	5,9475		29,7375	16,175	-0,975	481,00	-28,99	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	5,9475		14,06	16,175	-0,975	227,42	-13,71	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1751,63	15,51032	-5,85345	27168,36	-10253,08	178,5556

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5584,28	11,0421	4,340897	61662,24	24240,80	569,2440811

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 185, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 185	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore (90x90)	25	0,77	2,5	48,125	9	9	433,125	433,125	
Pilastri piano superiore 4(35x35)	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3815,154	9	9	34336,386	34336,386	388,9045872

Quota 185	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	5,9475		29,7375	16,175	-0,975	481,00	-28,99	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	5,9475		14,06	16,175	-0,975	227,42	-13,71	
Pareti corpo scala 30cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti corpo scala	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
	Fd [kN/m]								
Pareti ascensore	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
	Fd [kN/mq]								
Rampa 1	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1751,63	15,51032	-5,85345	27168,36	-10253,08	178,5556

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5566,78	11,04852	4,326251	61504,74	24083,30	567,4601871

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 190, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo

scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 190	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
Pilastri piano inferiore 4(35x35)	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
Pilastri piano superiore 4(35x35)	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
TRAVI									
Travi 90 x 65	Fd [kN/m]								
	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3797,654	9	9	34178,886	34178,89	387,1206932

Quota 190	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	5,9475		29,7375	16,175	-0,975	481,00	-28,99	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	5,9475		14,06	16,175	-0,975	227,42	-13,71	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1751,63	15,51	-5,85345	27168,36	-10253,08	178,5556

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5549,28	11,05498	4,311512	61347,24	23925,80	565,6762931

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 195, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 195	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
Pilastri piano inferiore 4(35x35)	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
Pilastri piano superiore 4(35x35)	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
TRAVI									
	Fd [kN/m]								
Travi 90 x 65	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3797,654	9	9	34178,886	34178,886	387,1206932

Quota 195	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	5,9475		29,7375	16,175	-0,975	481,00	-28,99	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	5,9475		14,06	16,175	-0,975	227,42	-13,71	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1751,63	15,51032	-5,85345	27168,36	-10253,08	178,5556

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5549,28	11,05498	4,311512	61347,24	23925,80	565,6762931

La prima tabella indica il peso di piano, la massa di piano e le coordinate del baricentro della torre a quota 200, la seconda tabella indica le medesime informazioni per il corpo scala alla stessa quota e la terza tabella indica le stesse informazioni ma del piano complessivo.

Quota 200	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
SOLAI									
Solaio 1	4,067	81		329,4	4,5	4,5	1482,3	1482,3	
Solaio 2	4,067	81		329,4	13,5	4,5	4446,9	1482,3	
Solaio 3	4,067	81		329,4	4,5	13,5	1482,3	4446,9	
Solaio 4	4,067	81		329,4	13,5	13,5	4446,9	4446,9	
TAMPONATURA ESTERNA									
	11,657		18	209,826	0	9	0	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	18	1888,434	3776,868	
	11,657		18	209,826	18	9	3776,868	1888,434	
	11,657		18	209,826	9	0	1888,434	0	
PILASTRI									
Pilastri piano inferiore 4(35x35)	Fd [kN/mc]	A [mq]	Altezza [m]						
	25	0,49	2,5	30,625	9	9	275,625	275,625	
TRAVI									
Travi 90 x 65	Fd [kN/m]								
	14,625		108	1579,5	9	9	14215,5	14215,5	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				3767,03	9	9	33903,261	33903,261	383,9988787

Quota 200	Fd [kN/mq]	A [mq]	L [m]	W [kN]	xG [m]	yG [m]	xG*W [kNm]	yG*W [kNm]	
Pianerottolo 20cm G1									
Pianerottolo 1	5	3,24		16,2	12,85	-2,7	208,17	-43,74	
Pianerottolo 2	5	2,86		14,3	15,3	-3,35	218,79	-47,905	
Pianerottolo 3	5	7,35		36,75	16,825	-4,35	618,32	-159,86	
Pianerottolo della torre	5	5,9475		29,7375	16,175	-0,975	481,00	-28,99	
Pianerottolo 20cm G2									
Pianerottolo 1	2,364	3,24		7,66	12,85	-2,7	98,42	-20,68	
Pianerottolo 2	2,364	2,86		6,76	15,3	-3,35	103,44	-22,65	
Pianerottolo 3	2,364	7,35		17,38	16,825	-4,35	292,34	-75,58	
Pianerottolo della torre	2,364	5,9475		14,06	16,175	-0,975	227,42	-13,71	
Pareti corpo scala 30cm									
Pareti corpo scala	Fd [kN/m]								
	38,25		22,5	860,625	13,5	-6,5	11618,44	-5594,06	
Pareti ascensore 20cm									
Pareti ascensore	Fd [kN/m]								
	25,5		23,2	591,6	18,95	-5,4	11210,82	-3194,64	
Scala G1									
Rampa 1	3,75	3,32		12,43	13,5	-3,8	167,82	-47,24	
Rampa 2	3,75	5,66		21,21	11,7	-6,5	248,11	-137,84	
Rampa 3	3,75	3,32		12,43	13,5	-9,2	167,82	-114,37	
Rampa 4	3,75	5,66		21,21	15,3	-6,5	324,46	-137,84	
Pianerottolo 1	5	1,69		8,45	11,7	-3,8	98,865	-32,11	
Pianerottolo 2	5	1,69		8,45	11,7	-9,2	98,865	-77,74	
Pianerottolo 3	5	1,69		8,45	15,3	-9,2	129,285	-77,74	
Scala G2									
Rampa 1	Fd [kN/mq]								
	2,90	3,32		9,60	13,5	-3,8	129,60	-36,48	
Rampa 2	2,90	5,66		16,38	11,7	-6,5	191,60	-106,44	
Rampa 3	2,90	3,32		9,60	13,5	-9,2	129,60	-88,32	
Rampa 4	2,90	5,66		16,38	15,3	-6,5	250,55	-106,44	
Pianerottolo 1	2,364	1,69		3,99516	11,7	-3,8	46,743372	-15,181608	
Pianerottolo 2	2,364	1,69		3,99516	11,7	-9,2	46,743372	-36,755472	
Pianerottolo 3	2,364	1,69		3,99516	15,3	-9,2	61,125948	-36,755472	
				Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
				1751,63	15,51032	-5,85345	27168,36	-10253,08	178,5556

Peso [kN]	xG [m]	yG [m]	[kNm]	[kNm]	m piano [tonn]
5518,66	11,06639	4,285494	61071,62	23650,18	562,5544786

3.4 Modello dell'edificio

L'analisi strutturale viene realizzata mediante un modello degli elementi finiti realizzato con l'ausilio del programma di calcolo strutturale SAP2000. Il modello schematizza la geometria strutturale e riproduce la distribuzione delle masse e delle rigidezze dei vari materiali e dei vari elementi strutturali.

Travi e pilastri della torre sono stati modellati con elementi frame, i setti del corpo scala e ascensore sono stati modellati tramite elementi shell, ed i giunti sismici sono stati modellati tramite dei link, cioè degli elementi caratterizzati solamente da una rigidezza assiale.

I solai vengono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano e per rappresentare ciò nel modello vengono inseriti dei vincoli interni che limitano le traslazioni solamente in direzione x e y e le rotazioni solamente intorno all'asse z.

Nei nodi di intersezione di ogni asta, cioè tra travi e pilastri sono presenti delle zone infinitamente rigide, per tale motivo nel modello sono state assunte delle zone rigide con una lunghezza pari all'85% della metà della larghezza del nodo.

La fondazione è caratterizzata da una rigidezza estremamente elevata visto che alla base di ogni pilastro è presente un plinto di dimensione elevata fondato su quattro pali ed ogni plinto è collegato da cordoli, per tale motivo ai piedi di ogni pilastro viene posizionato un vincolo di incastro.

Sono presenti dei cordoli rompi tratta su ogni solaio che garantiscono la ripartizione uniforme di ogni carico, di conseguenza viene assegnata un'aliquota del 67% del carico totale alle travi perpendicolari alla direzione di orditura dei travetti e un'aliquota del 33% nelle travi ortogonali.

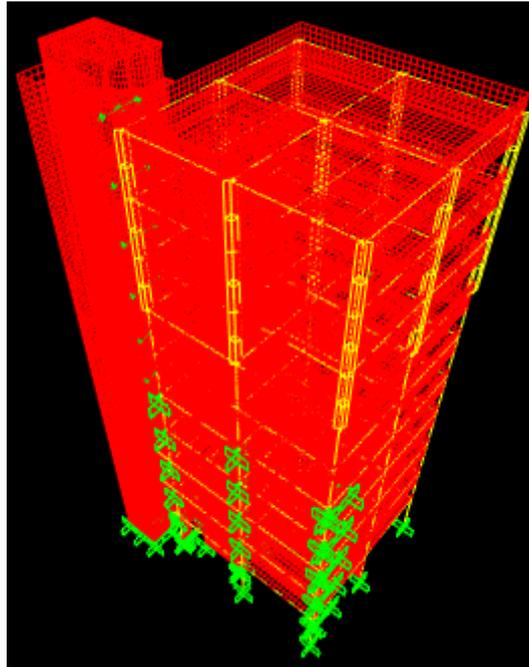


Figura 31 Modello SAP2000 della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche.

4 Operational Modal Analysis e identificazione dinamica

Le tecniche sperimentali per l'identificazione dinamica delle caratteristiche strutturali degli edifici sono impiegate su edifici storici o strategici ed insieme alla modellazione numerica è possibile fare un paragone delle caratteristiche strutturali per trarre conclusioni sullo stato di salute degli edifici.

Prima di realizzare l'identificazione dinamica di un edificio ed il conseguente confronto tra i valori sperimentali ed i valori teorici è necessario realizzare una o più prove dinamiche sull'edificio interessato. Le prove dinamiche hanno lo scopo di portare in vibrazione l'edificio in un range di frequenze di interesse e registrare la reazione dell'edificio in termini di:

- Frequenze proprie.
- Modi di vibrazione.
- Coefficienti di smorzamento.

Il monitoraggio di un edificio può essere continuo se il sistema di acquisizione dei parametri modali sperimentali è installato sulla struttura per un lungo periodo di tempo, mentre si considera programmato se il sistema di acquisizione è installato per una campagna di acquisizione specifica dalla durata limitata e la strumentazione viene smontata successivamente a tale campagna.

Le prove dinamiche necessarie per il monitoraggio di un edificio possono essere ad input noto quando è possibile misurare l'energia fornita dall'input o possono essere ad input ignoto quando l'energia necessaria per portare in vibrazione l'edificio proviene da una fonte non misurabile.

Le prove ad input noto sono le prove realizzate tramite l'utilizzo di vibrodine, cioè macchine con due masse eccentriche rotanti che energizzano la struttura ad una specifica frequenza; le prove di rilascio (Snap-Back), cioè prove in cui la struttura viene indotta in vibrazione tramite il rilascio dopo essere stata deformata in maniera statica e le prove realizzate tramite l'ausilio del martello strumentato o mazza strumentata, dove l'impulso viene fornito tramite l'urto di un martello sulla struttura fornendo quindi una velocità iniziale alla struttura misurabile tramite i trasduttori presenti sul martello.

Le prove ad input ignoto sono principalmente rappresentate dalle prove che utilizzano come fonte di oscillazione della struttura le forzanti ambientali, le vibrazioni provenienti dall'ambiente forniscono l'energia necessaria a portare in vibrazione la struttura di conseguenza sono meno impegnative. L'energia che arriva globalmente su tutto l'edificio è più elevata dell'energia che si potrebbe avere dalle prove ad input noto, ma l'energia di oscillazione è distribuita su più frequenze in maniera random ed è impossibile misurarla, per questo si fa l'ipotesi che lo spettro in input sia uno "spettro bianco" o "spettro piatto", cioè uno spettro che fornisce la stessa energia a tutte le frequenze. Il rumore bianco è presente su tutta la superficie terrestre e ha sia origini naturali, come per esempio il moto onduloso ed il vento, che antropiche come il passaggio di veicoli stradali e i macchinari relativi alla produzione industriale. Le cause naturali generano frequenze estremamente basse, cioè inferiori a 1 Hz, mentre le cause antropiche generano frequenze più elevate in un ampio range. Il vantaggio di tale tipo di prove è che non è necessario fornire un input energetico perché è l'ambiente a farlo, ma gli svantaggi sono che per avere input uniforme sia necessario prolungare i tempi di acquisizione (30-60 min) perché tale tipo di eccitazione non è deterministica ma aleatoria e che l'input mette in vibrazione tutte le

frequenze della struttura ed è impossibile fare un'indagine specifica su una singola frequenza.

Dopo aver realizzato una prova ad input noto, cioè applicando un'eccitazione dinamica nota e misurando la risposta della struttura per realizzare una caratterizzazione del comportamento dinamico si segue la metodologia della E.M.A. (Experimental Modal Analysis), cioè confrontando l'input applicato e l'output misurato è possibile determinare i parametri modali. Vista l'estrema difficoltà di applicare forzanti dinamiche con energia tale da portare ad oscillazione grandi strutture tale metodo è poco utilizzato.

Nel caso in cui invece la forzante esterna (input) non è nota per determinare i parametri modali è necessario seguire la metodologia O.M.A. (Operational Modal Analysis) che permette di determinare le caratteristiche modali della struttura misurando solo l'output. L'analisi modale è detta "operazionale" perché la struttura viene lasciata operativa, cioè non si chiede l'interruzione dell'esercizio della stessa.

Le informazioni modali in termini di frequenze modali, smorzamenti e forme modali possono essere utilizzate per i seguenti scopi:

- Structural Health Monitoring (monitoraggio della salute strutturale) e Damage Identification (identificazione del danno).
- Sensitivity Analysis (analisi di sensitività).
- Stima della risposta strutturale.
- Model Updating, cioè aggiornamento dei modelli agli elementi finiti

4.1 Modalità di prova e strumentazione

Per identificare il comportamento dinamico della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche sono state eseguite delle prove vibrazionali della struttura, registrando la risposta della stessa ed identificando poi i parametri modali di interesse come le frequenze proprie, le forme modali e i rapporti di smorzamento.

Come sorgente di oscillazione sono state utilizzate le vibrazioni ambientali vista l'impossibilità di fornire energia vibrazionale ad un edificio di tali dimensioni tramite vibrodine o martello strumentato. Le vibrazioni dell'edificio sono state rilevate tramite 18 accelerometri capaci di valutare solamente le oscillazioni traslazionali.

Per ottenere informazioni sul comportamento modale della Torre di Ingegneria sono stati posizionati sei accelerometri su ogni piano, tre sulla torre (punti A e B) e tre sul corpo scala (punti C e D) come indicato nella seguente figura.

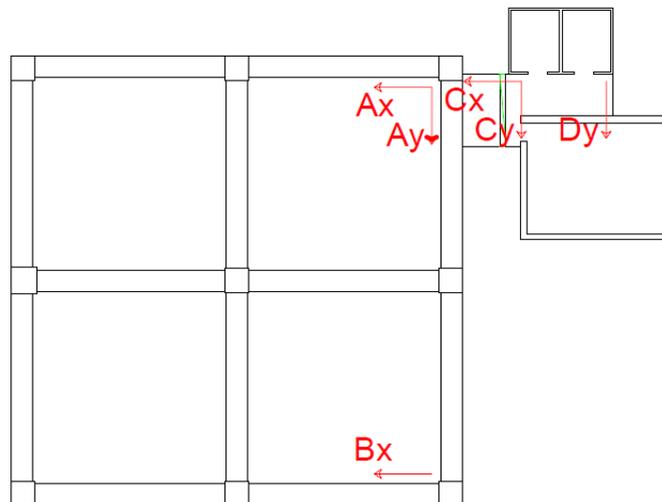


Figura 32 Disposizione degli accelerometri su ogni piano.

Nei punti A e C sono stati posizionati due accelerometri mono-assiali con direzione di misura lungo le due direzioni principali della pianta della torre e del corpo scala. Nei punti B e D è stato posizionato un solo accelerometro mono-assiale. L'accelerometro posizionato nel punto B è direzionato nella stessa direzione di un accelerometro posizionato nel punto A così da poter cogliere la rotazione del solaio della torre intorno al suo piano, vista l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano, il concetto è analogo nei punti C e D in direzione y per il corpo scala. Supponendo l'indeforabilità degli orizzontamenti il moto dei solai nello spazio è individuato completamente conoscendo due componenti traslazionali ed una rotazionale.

La misurazione delle roto-traslazioni dei solai appartenenti alla torre e dei solai appartenenti al corpo scala è indispensabile per poter cogliere in maniera indiretta il comportamento del giunto sismico posizionato su ogni piano tra i due edifici, è possibile cioè capire se i giunti sismici ai vari piani rendono il corpo scala collaborante con la torre in caso di piccole vibrazioni.

Avendo a disposizione 18 accelerometri e dovendone posizionare sei su ogni piano è stato possibile acquisire i dati modali solamente tre piani per volta. Sei accelerometri sono stati posizionati al piano 195 e sono stati lasciati fissi in tutte le quattro fasi di acquisizione successive per poter scalare i dati modali provenienti dalle quattro fasi successive con i dati modali riferiti ad un solo piano, cioè il piano 195.

Le quattro configurazioni relative alle quattro fasi successive sono:

- Configurazione 1: sono stati acquisiti i dati modali dei sei accelerometri presenti a quota 195 insieme ai dati dei sei accelerometri posizionati a quota 190 e altri sei accelerometri posizionati a quota 185.

- Configurazione 2: sono stati acquisiti i dati modali dei sei accelerometri presenti a quota 195 insieme ai dati dei sei accelerometri posizionati a quota 180 e altri sei accelerometri posizionati a quota 175.
- Configurazione 3: sono stati acquisiti i dati modali dei sei accelerometri presenti a quota 195 insieme ai dati dei sei accelerometri posizionati a quota 170 e altri sei accelerometri posizionati a quota 165.
- Configurazione 4: sono stati acquisiti i dati modali dei sei accelerometri presenti a quota 195 insieme ai dati dei sei accelerometri posizionati a quota 160 e altri sei accelerometri posizionati a quota 155.

La strumentazione utilizzata è composta da:

- Diciotto accelerometri PCB 393B31 con una sensibilità del 5%, 10V/g; Broadband Resolution: 0.000001g rms, con range di misura: 0.5g pk e range di frequenza del 5% da 0.1 a 200Hz.



Figura 33 Accelerometro PCB 393B31.

- Tre schede di acquisizione NI9234 a quattro canali per la conversione A/D, con frequenza di risoluzione a 24 bit, range del segnale 5V e frequenza di campionamento massima di 51.2 kS/s/ch.



Figura 34 Scheda di acquisizione NI9234.

Tramite le schede di acquisizione NI9234 il segnale è stato campionato a 2048 Hz. Prima dell'identificazione dei parametri modali il segnale è stato pre-processato, sottraendo al segnale un polinomio di terzo grado, poi è stato utilizzato un filtro passa basso con una frequenza di taglio di 25Hz e ricampionato a 51.2Hz per diminuire la quantità di dati.

I sei accelerometri sono collegati alla scheda di acquisizione di ogni piano tramite cavi coassiali e le tre schede a sua volta sono state collegate ad un computer posto a quota 195 tramite cavi ethernet. I cavi degli accelerometri sono stati posti lungo i corridoi della torre e del vano scala, mentre i cavi ethernet sono stati disposti in verticale nel vano scala per arrivare da ogni singolo piano a quota 195.



Figura 35 Accelerometro piezoelettrico situato sul punto B (in direzione X).



Figura 36 Coppia di accelerometri piezoelettrici situati sul punto C a quota 195 (in direzione X e Y).



Figura 37 Coppia di accelerometri piezoelettrici situati sul punto C (in direzione X e Y).



Figura 38 Accelerometro piezoelettrico situato sul punto D (in direzione Y).



Figura 39 Scheda di acquisizione A/D situata su ogni piano collegata ai sei accelerometri del piano.



Figura 40 Postazione con computer per l'acquisizione dei dati.

Ogni acquisizione è durata 30 min visto che la letteratura scientifica propone di effettuare delle registrazioni pari a 1000-2000 volte il periodo del primo modo di vibrare della struttura e che tale periodo è di circa 0.9 secondi (1.10 Hz), così da poter avere una quantità di dati statisticamente sufficiente per visualizzare i vari fenomeni.

4.2 Risultati dell'analisi dinamica sperimentale

L'identificazione dinamica ha portato alla conoscenza dei primi tre modi di vibrare, delle relative frequenze e dei relativi rapporti di smorzamento, i cui valori sono inseriti nella seguente tabella:

	Primo modo	Secondo modo	Terzo modo
Frequenza f (Hz)	1,0641	1,1987	1,4664
Rapporto di smorzamento ξ (%)	1,7054	1,3233	1,5834

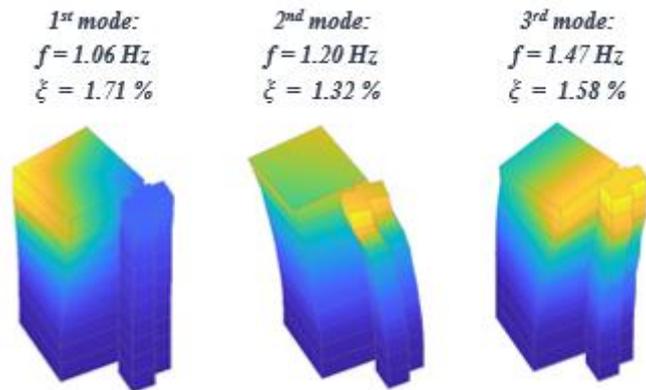


Figura 41 Forme modali individuate dall'identificazione dinamica.

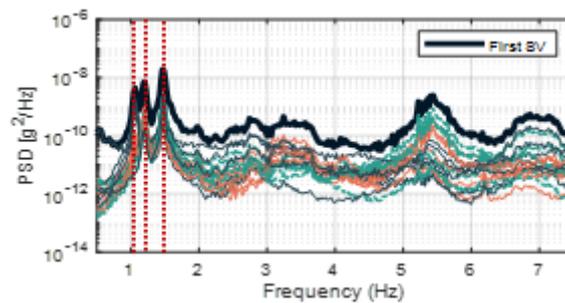


Figura 42 Spettro di risposta della torre a seguito dell'identificazione dinamica.

Il primo modo ha una principale componente traslazionale in direzione X e rotazionale, il secondo modo è caratterizzato da una componente traslazionale diagonale in direzione X/Y e il terzo modo si sviluppa principalmente in una componente rotazionale.

Per il confronto dei valori teorici con i valori sperimentali si terrà conto solo dei primi tre modi di vibrare.

5 Modal Assurance Criterion (M.A.C.)

Per sapere quale modo di vibrare teorico registrato durante la prova di acquisizione corrisponde ad un determinato modo di vibrare teorico emerso da un'analisi modale di un modello agli elementi finiti si utilizza il Modal Assurance Criterion (M.A.C.), la cui rappresentazione è una matrice $n \times n$. Trovati i valori di frequenza in corrispondenza delle risonanze si hanno dei vettori sperimentali che rappresentano le forme modali emerse in fase sperimentale, in tali vettori ogni elemento è una componente dello spostamento modale nei punti dove sono posizionati gli accelerometri, esistono degli analoghi vettori teorici le cui componenti sono gli spostamenti modali relativi agli stessi punti derivati dall'analisi modale del modello agli elementi finiti. La matrice M.A.C. è utilizzata per il confronto tra vettori ricavati sperimentalmente e teoricamente. I vettori relativi a modi di vibrare differenti risultano linearmente indipendenti dopo un prodotto scalare tra il vettore teorico e quello sperimentale (il prodotto scalare nullo e i due vettori risultano perpendicolari), è quindi possibile verificare la corrispondenza tra i vettori che rappresentano i modi teorici e quelli sperimentali, quando i due modi coincidono il prodotto scalare è unitario.

L'elemento $M_{i,j}$ della matrice M.A.C. rappresenta il confronto tra l'i-esimo autovettore teorico con i j-esimo autovettore sperimentale. Se i valori vicini all'unità cadono all'interno della diagonale principale i modi teorici e quelli sperimentali sono in fila. Gli elementi della matrice M.A.C. che mettono in relazione vettori teorici e sperimentali si definiscono come:

$$M.A.C.(\phi_{Xi}, \phi_{Aj}) = \frac{\sum |\phi_{Xi}^T \phi_{Aj}|^2}{\sum (\phi_{Xi}^T \phi_{Xi})(\phi_{Aj}^T \phi_{Aj})}$$

Con:

- ϕ_{X_i} vettore dei modi sperimentali.
- ϕ_{A_j} vettore dei modi teorici.

5.1 Auto – M.A.C.

5.1.1 Definizione della matrice “Auto – M.A.C.”

Se si realizza un prodotto scalare tra i vettori che rappresentano i modi sperimentali e gli stessi vettori si ottiene una matrice simmetrica detta matrice “Auto – M.A.C.” che presenta valori unitari su ogni elemento della diagonale principale e valori inferiori all’unità al di fuori di essa. I valori esterni alla diagonale principale diversi da zero indicano che tra i due modi c’è un po’ di accoppiamento.

Tale matrice è molto importante perché le matrici M.A.C. provenienti dalle analisi di sensitività dei vari materiali e dal Modal Updating devono convergere ai valori di tale matrice.

La matrice Auto – M.A.C. proveniente dai dati sperimentali è la seguente:

Tabella 1 Matrice Auto - M.A.C.

Auto - M.A.C.		
100,00%	22,08%	0,00%
22,08%	100,00%	8,23%
0,00%	8,23%	100,00%

5.2 Analisi di sensitività

L'analisi di sensitività è composta da tecniche analitiche che permettono di capire come, modificando le variabili di progetto come geometria o rigidità del materiale, viene influenzata la risposta strutturale in termini di frequenze proprie, rapporti di smorzamento e modi di vibrare. Si controllano le variazioni dei parametri di risposta dovuti alle variazioni di un parametro strutturale per volta.

L'analisi di sensitività ha i seguenti scopi:

- Ottimizzazione strutturale: capire come modificare la struttura con lo scopo di migliorarne la risposta dinamica o strutturale;
- Analisi What – If o analisi per scenari futuri: studiare gli effetti sui parametri modali ipotizzando modifiche (o danni) strutturali;
- Analisi variazionale: trovare il legame tra variabili di progetto e risposte;
- Identificare componenti strutturali e non strutturali sensibili o non sensibili alla variazione di parametri (rigidità, temperatura);
- Sensitività acustiche: studiare la sensitività acustica della struttura;
- Model Updating: studiare la variazione dei parametri modali teorici alla variazione di rigidità o geometria con lo scopo di farli convergere a parametri modali sperimentali registrati.

5.2.1 Scelta dei moduli elastici e delle rigidezze iniziali dei materiali

È necessario definire il modulo elastico di partenza dei vari materiali che compongono gli elementi strutturali e non strutturali per poi iniziare il processo di analisi di sensitività e poi quello di Model Updating, per alcuni materiali sono disponibili i risultati di prove sperimentali realizzate direttamente sulla struttura come le prove ultrasoniche effettuate sui pilastri, sui setti del corpo scala e sulle tamponature esterne della torre, mentre per altri materiali c'è la necessità di partire da dati provenienti da letteratura.

Le prove ultrasoniche non portano il materiale a sviluppare il proprio campo tenso - deformativo post elastico, si rimane nella zona iniziale del grafico tensione - deformazione, caratterizzato da un modulo elastico più elevato rispetto al modulo elastico del calcestruzzo che viene utilizzato nelle verifiche agli stati limite ultimi, di conseguenza il modulo elastico proveniente da tali prove può essere considerato molto vicino al valore di modulo elastico che il materiale ha in caso di una prova dinamica con forzante esterna ambientale.

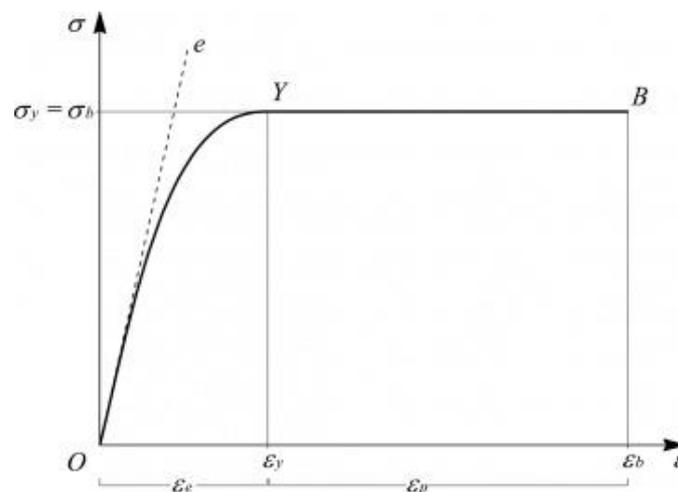


Figura 43 Curva tenso - deformativa tipica del calcestruzzo.

Di conseguenza i moduli elastici iniziali provenienti da prove sperimentali sono:

- $E_{travi} = 43268.2 \text{ N/mm}^2$
- $E_{pilastri} = 43268.2 \text{ N/mm}^2$
- $E_{pareti} = 32000 \text{ N/mm}^2$ (calcestruzzo dei setti del corpo scala-ascensore)
- $E_{tamponature\ esterne} = 25000 \text{ N/mm}^2$

Il modulo elastico delle travi ha lo stesso valore del modulo elastico dei pilastri anche se le prove dinamiche sono state eseguite solo sui pilastri, vista l'impossibilità di realizzare uno scasso in corrispondenza delle travi, perché sono costituiti dallo stesso calcestruzzo ($R_{ck}28/35$).

Il modulo elastico di una muratura in blocchi di laterizi semipieni con malta cementizia ha un modulo elastico compreso nel range $3500 - 5600 \text{ N/mm}^2$ come stabilisce la "Circolare n.7" del 21/01/2019:

Tipologia di muratura	f	τ_p	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbalzati, 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 squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 44 Tabella estratta dalla Circolare n.7 del 21/01/2019.

come valore iniziale del modulo elastico viene scelto:

- $E_{muratura} = 5400 \text{ N/mm}^2$

Il giunto sismico presente tra torre e corpo scala è stato modellato tramite tre “link”, cioè tramite tre aste infinitamente rigide a flessione e deformabili elasticamente solo in direzione assiale.

Il giunto sismico è stato modellato tramite 2 “link 1” paralleli che simulano la rigidità assiale del giunto, ed un “link 2” in direzione diagonale che simula la rigidità a taglio del giunto, come indicato nella seguente figura:

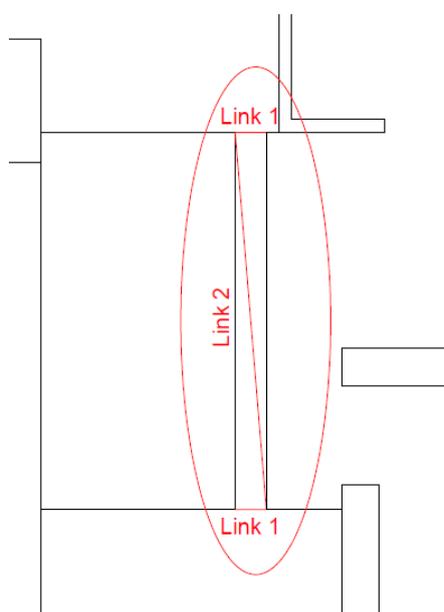


Figura 45 Modellazione del giunto sismico presente tra la torre ed il corpo scala.

I giunti che collegano la torre con gli edifici adiacenti ad essa sono stati modellati tramite dei vincoli estensionali, cioè un vincolo caratterizzato da una rigidità assiale.

Sono presenti due “link 3” nel lato alto della seguente pianta e tre “link 4” nel lato destro come indicato nella seguente figura. I link 3 ed i link 4 sono presenti solamente nei primi cinque piani fuori terra della torre, perché nei restanti cinque piani superiori la torre non confina con nessun edificio.

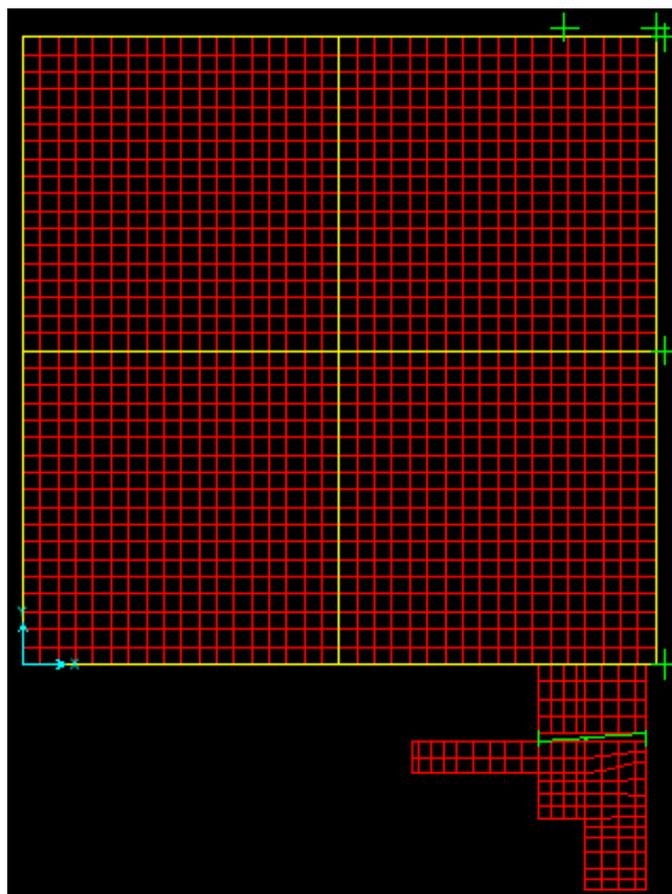


Figura 46 Pianta di un solaio dei primi cinque piani della torre, con due link 3 in alto e tre link 4 sul lato destro.

I valori di rigidezza iniziali dei quattro link che simulano i vari giunti sismici presenti nell'edificio sono i seguenti:

- Link 1: $29800 \frac{kN}{m}$.
- Link 2: $6500 \frac{kN}{m}$.
- Link 3: $29800 \frac{kN}{m}$.
- Link 4: $40000 \frac{kN}{m}$.

5.2.2 Analisi di sensitività del link 1

Si realizza l'analisi di sensitività modificando un parametro in un range largo di valori per vedere come cambia la risposta dell'intera struttura in termini di valore dei primi tre modi di vibrare e delle tre frequenze modali associate ad essi, si cerca di quantificare la convergenza tra tali valori ed i valori provenienti dall'analisi dinamica sperimentale tenendo conto dei valori della diagonale principale della matrice M.A.C. e delle frequenze tramite il seguente indice adimensionale:

$$1 - \left| \frac{f_{sperimentale} - f_{teorica}}{f_{sperimentale}} \right|$$

I valori delle forme modali teoriche risultano più vicini ai valori delle forme modali sperimentali e i valori delle frequenze teoriche risultano più vicini ai valori delle frequenze sperimentali quanto più i valori degli indici adimensionali risultano vicini al valore unitario, per questo si sommano i valori complementari a 100 e si calcola il valore di un "errore", di cui dovrà essere studiato l'andamento in fase di analisi di sensitività e dovrà essere minimizzato in fase di Model Updating.

Il primo parametro su cui si inizia il processo di analisi di sensitività è il valore del link 1. Il valore di rigidezza del link 1 viene fatto variare dall'1% al 9000% del valore iniziale e tutti i restanti parametri restano invariati. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%	Link 1	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
1%	298	80,09%	76,57%	3,31%	96,25%	97,07%	94,28%	152,43%	74,59%
10%	2980	85,76%	79,46%	81,76%	94,31%	97,03%	96,32%	65,37%	89,10%
40%	11920	83,84%	79,90%	87,13%	93,40%	96,98%	95,87%	62,89%	89,52%
50%	14900	83,51%	79,83%	87,21%	93,30%	96,96%	95,82%	63,37%	89,44%
60%	17880	83,25%	79,75%	87,23%	93,22%	96,95%	95,77%	63,83%	89,36%
80%	23840	82,87%	79,56%	87,19%	93,11%	96,92%	95,68%	64,67%	89,22%
90%	26820	82,72%	79,47%	87,15%	93,06%	96,91%	95,64%	65,06%	89,16%
100%	29800	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	32780	82,47%	79,28%	87,04%	92,98%	96,88%	95,57%	65,79%	89,04%
150%	44700	82,08%	78,91%	86,80%	92,86%	96,84%	95,43%	67,08%	88,82%
200%	59600	81,72%	78,50%	86,50%	92,75%	96,79%	95,28%	68,48%	88,59%
900%	268200	79,70%	75,44%	83,81%	92,13%	96,41%	94,20%	78,31%	86,95%
9000%	2682000	77,89%	72,29%	80,32%	91,55%	95,96%	93,04%	88,95%	85,17%

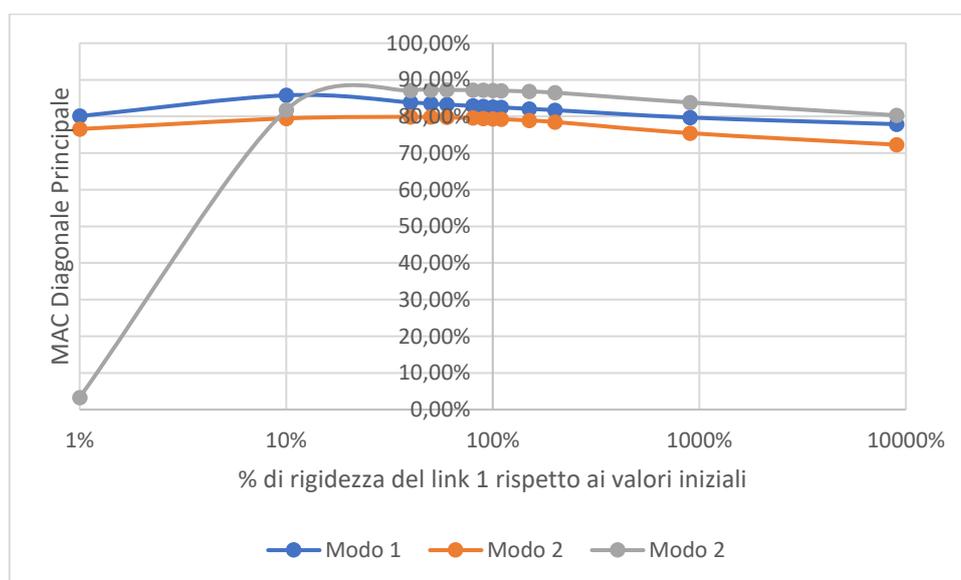


Figura 47 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione di rigidezza del link 1. (asse delle Ascisse in scala logaritmica).

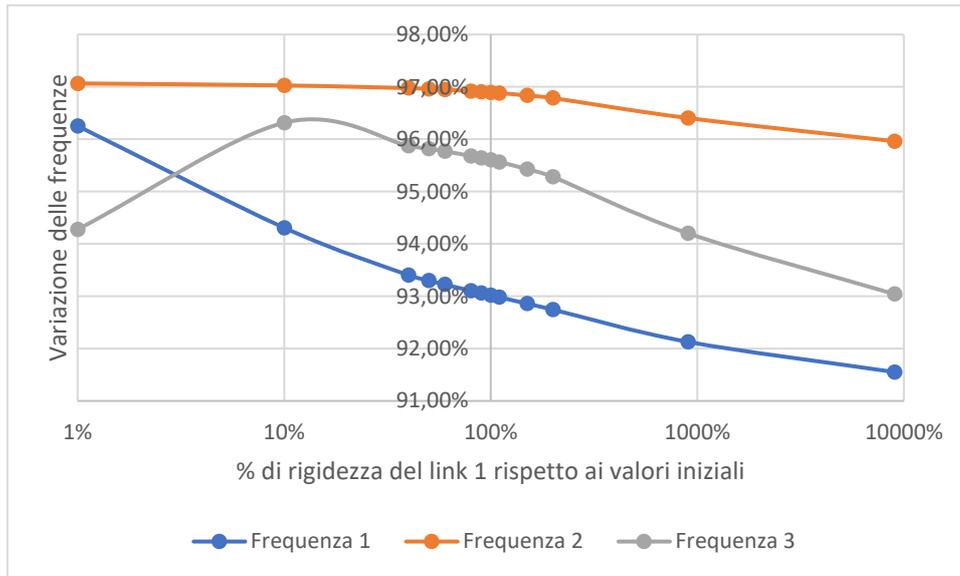


Figura 48 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori di frequenza dei primi tre modi rispetto al range di variazione di rigidezza del link 1. (Asse delle Ascisse in scala logaritmica).

5.2.3 Analisi di sensitività del link 2

Per realizzare l'analisi di sensitività del link 2 si fa variare la rigidezza del link 2 in un range che parte dall'1% e arriva al 9000% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%	Link 2	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
1%	65	73,80%	81,98%	43,75%	93,40%	96,92%	89,84%	120,30%	79,95%
10%	650	76,98%	81,09%	47,61%	93,29%	96,91%	92,53%	111,59%	81,40%
40%	2600	80,88%	79,96%	64,33%	93,13%	96,90%	99,24%	85,56%	85,74%
50%	3250	81,40%	79,79%	69,95%	93,10%	96,90%	99,29%	79,57%	86,74%
60%	3900	81,78%	79,67%	74,90%	93,08%	96,90%	98,15%	75,53%	87,41%

80%	5200	82,27%	79,49%	82,38%	93,04%	96,90%	96,57%	69,34%	88,44%
90%	5850	82,45%	79,43%	85,02%	93,03%	96,89%	96,03%	67,15%	88,81%
100%	6500	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	7150	82,70%	79,32%	88,73%	93,01%	96,89%	95,26%	64,09%	89,32%
150%	9750	83,00%	79,18%	92,56%	92,98%	96,89%	94,38%	61,01%	89,83%
200%	13000	83,20%	79,06%	94,58%	92,96%	96,89%	93,82%	59,49%	90,08%
900%	58500	83,55%	78,56%	96,95%	92,86%	96,86%	92,67%	58,54%	90,24%
9000%	585000	83,34%	77,84%	97,05%	92,74%	96,81%	92,25%	59,97%	90,01%

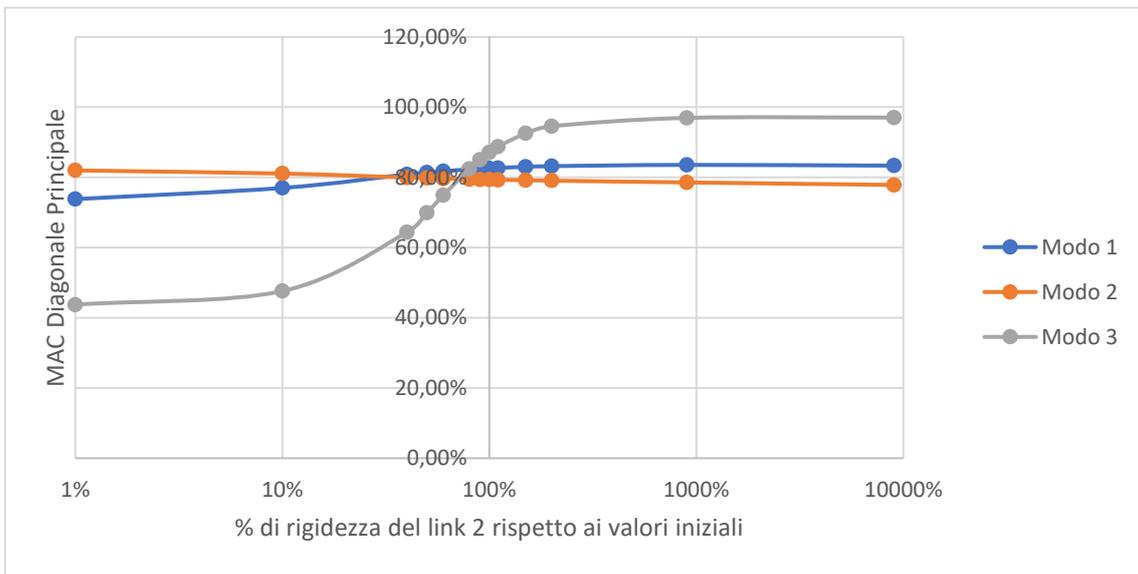


Figura 49 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione di rigidezza del link 2. (Asse delle ascisse in scala logaritmica).

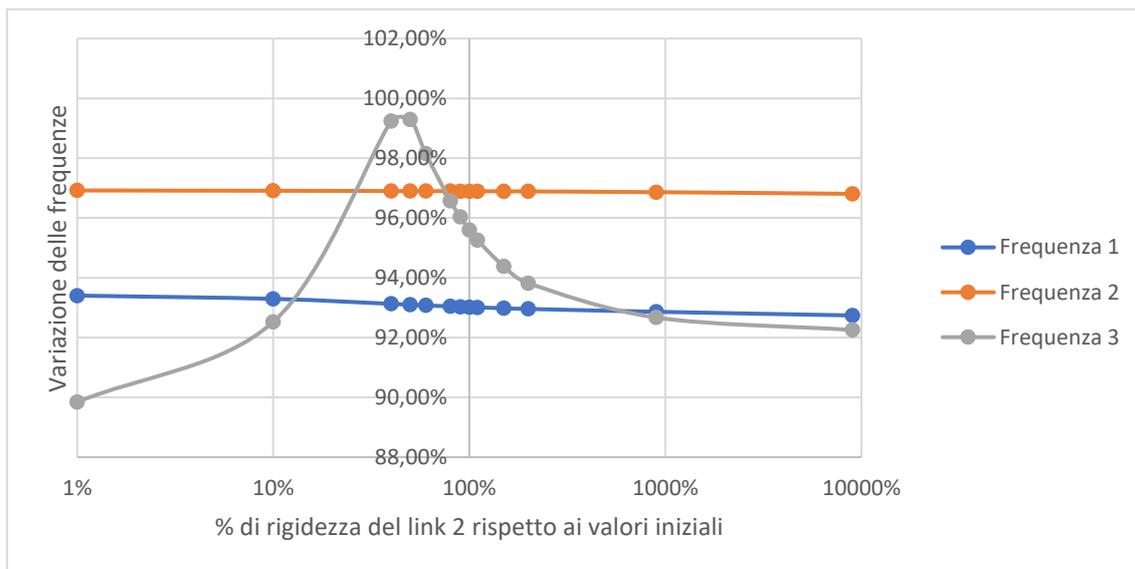


Figura 50 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di rigidezza del link 2. (Asse delle Ascisse in scala logaritmica).

5.2.4 Analisi di sensitività del link 3

Per realizzare l'analisi di sensitività del link 3 si fa variare il valore del link 3 dall'1% al 9000% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%	Link 3	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
1%	298	71,80%	59,14%	87,16%	98,61%	97,64%	96,94%	88,71%	85,21%
10%	2.980	72,80%	61,11%	87,20%	97,93%	97,58%	96,81%	86,57%	85,57%
40%	11.920	76,10%	67,63%	87,26%	95,95%	97,38%	96,39%	79,29%	86,79%
50%	14.900	77,20%	69,76%	87,25%	95,38%	97,31%	96,25%	76,86%	87,19%
60%	17.880	78,29%	71,83%	87,24%	94,84%	97,23%	96,12%	74,46%	87,59%
80%	23.840	80,46%	75,77%	87,19%	93,87%	97,07%	95,86%	69,80%	88,37%
90%	26.820	81,53%	77,62%	87,14%	93,43%	96,98%	95,73%	67,57%	88,74%
100%	29.800	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	32.780	83,63%	81,02%	87,04%	92,64%	96,80%	95,48%	63,39%	89,43%
150%	44.700	87,54%	86,48%	86,75%	91,36%	96,42%	95,00%	56,47%	90,59%

200%	59.600	91,52%	90,77%	86,27%	90,19%	95,89%	94,45%	50,90%	91,52%
900%	268.200	82,29%	86,93%	78,10%	86,89%	91,01%	90,19%	84,60%	85,90%
9000%	26820000	37,15%	74,53%	61,96%	84,61%	85,01%	85,50%	171,25%	71,46%

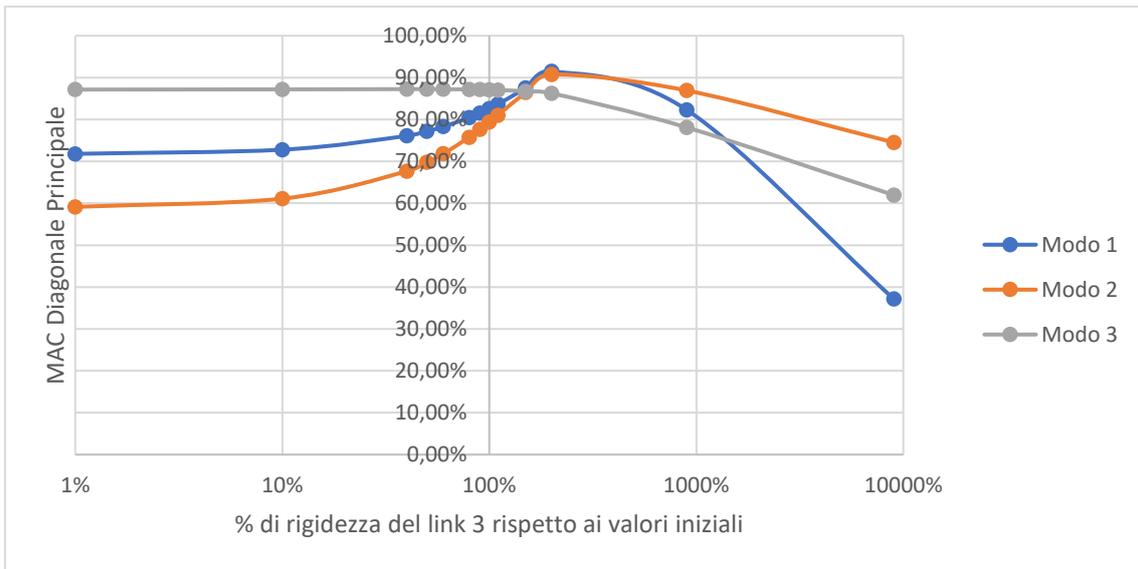


Figura 51 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione di rigidezza del link 3. (Asse delle ascisse in scala logaritmica).

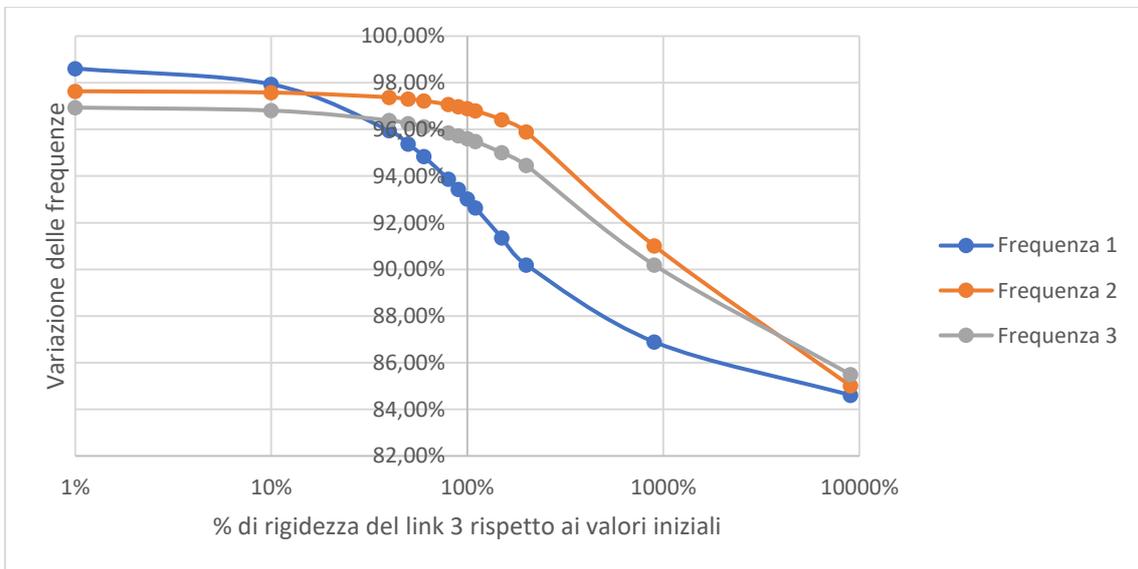


Figura 52 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di rigidezza del link 3. (Asse delle Ascisse in scala logaritmica).

5.2.5 Analisi di sensitività del link 4

Si fa variare il valore di rigidezza del link 4 dall'1% al 9000% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%	Link 4	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
1%	400	62,22%	89,84%	92,82%	98,58%	96,10%	98,75%	61,69%	89,72%
10%	4000	73,94%	92,70%	92,29%	97,26%	96,47%	98,37%	48,97%	91,84%
40%	16000	91,42%	96,07%	90,47%	94,54%	98,38%	97,25%	31,87%	94,69%
50%	20000	90,31%	93,83%	89,88%	94,08%	99,19%	96,93%	35,79%	94,04%
60%	24000	88,51%	90,80%	89,29%	93,75%	99,99%	96,63%	41,04%	93,16%
80%	32000	85,10%	84,56%	88,16%	93,30%	98,38%	96,08%	54,41%	90,93%
90%	36000	83,74%	81,81%	87,62%	93,15%	97,62%	95,84%	60,23%	89,96%
100%	40000	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	44000	81,61%	77,22%	86,59%	92,91%	96,21%	95,38%	70,08%	88,32%
150%	60000	78,87%	70,87%	84,73%	92,59%	93,80%	94,62%	84,51%	85,92%
200%	80000	76,88%	65,98%	82,78%	92,34%	91,42%	93,87%	96,74%	83,88%
900%	360000	71,43%	51,06%	72,57%	91,47%	80,18%	90,32%	142,96%	76,17%
9000%	3600000	69,60%	41,55%	66,46%	91,01%	72,07%	87,56%	171,74%	71,38%

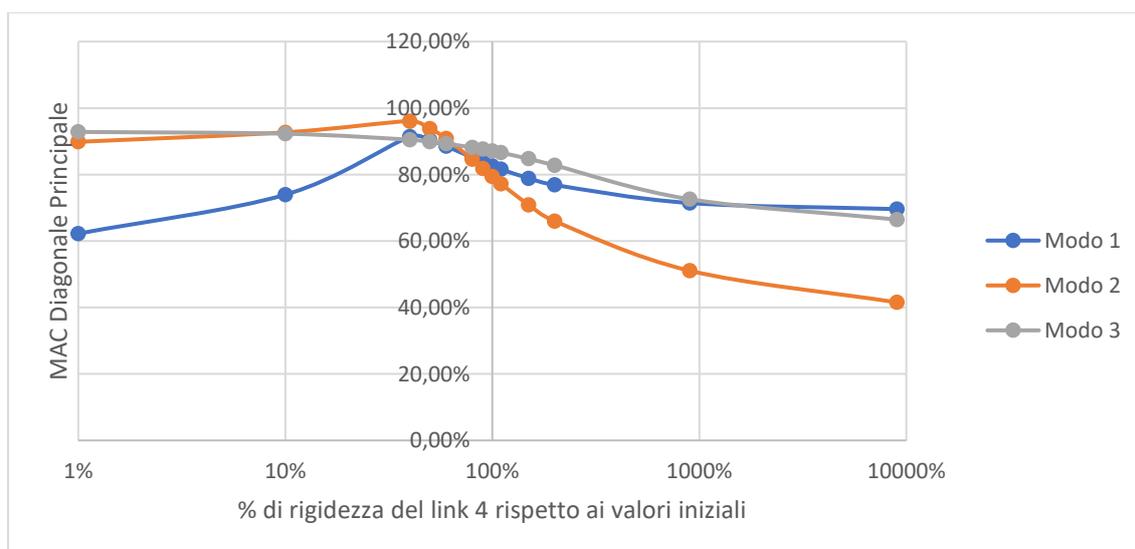


Figura 53 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione di rigidezza del link 4. (Asse delle ascisse in scala logaritmica).

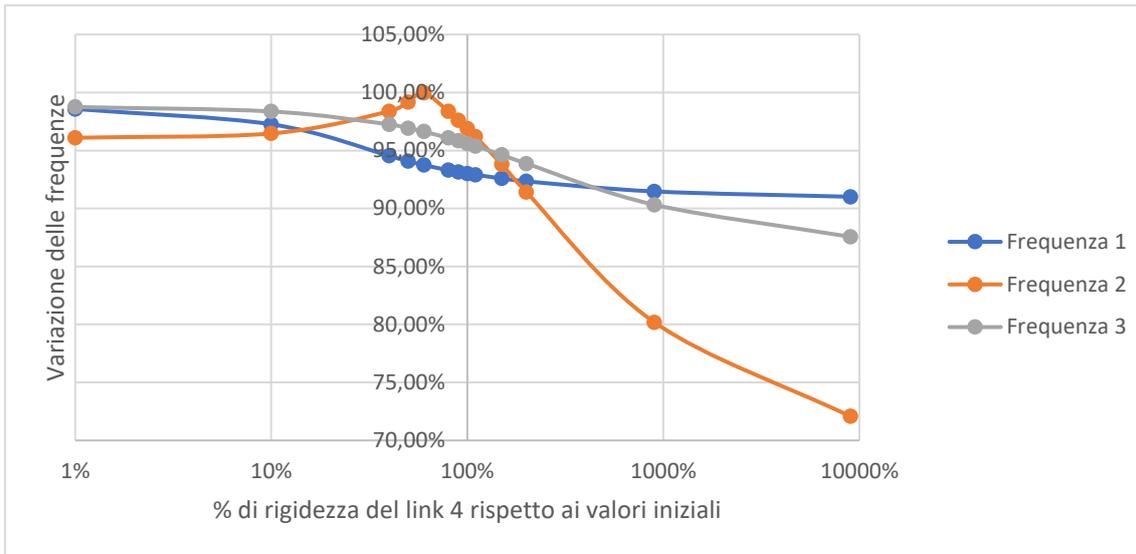


Figura 54 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di rigidezza del link 4. (Asse delle Ascisse in scala logaritmica).

5.2.6 Analisi di sensitività delle travi

Si fanno variare i valori del modulo elastico delle travi dal 90% al 110% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
90%	38941380	82,99%	80,19%	87,51%	93,63%	97,43%	95,83%	62,42%	89,60%
95%	41104790	82,78%	79,77%	87,30%	93,32%	97,16%	95,72%	63,96%	89,34%
100%	43268200	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
105%	45431610	82,40%	78,99%	86,90%	92,73%	96,64%	95,49%	66,85%	88,86%
110%	47595020	82,22%	78,62%	86,70%	92,45%	96,40%	95,39%	68,22%	88,63%

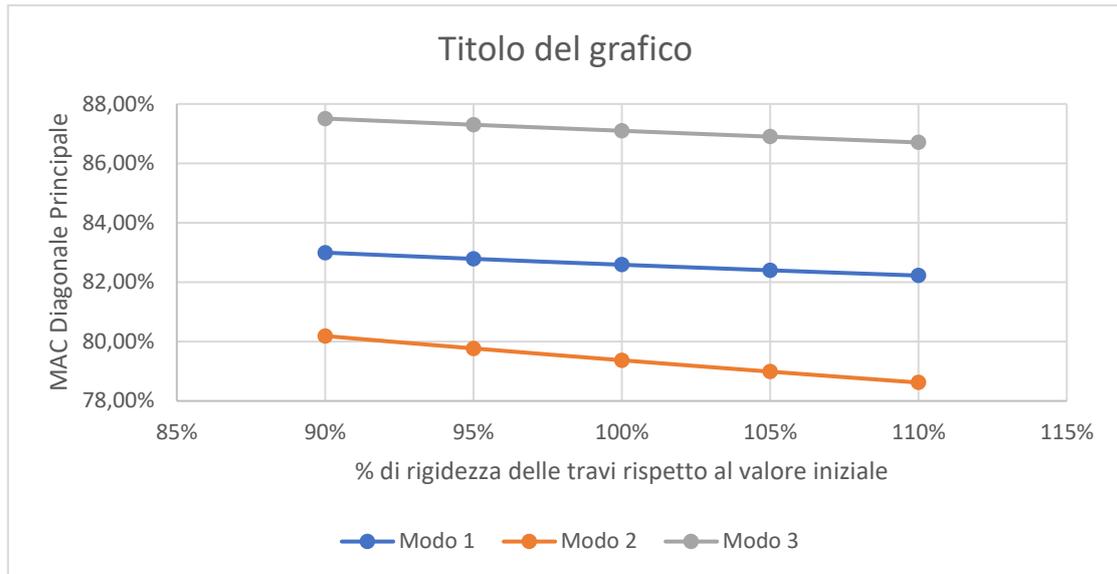


Figura 55 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione del modulo elastico delle travi.

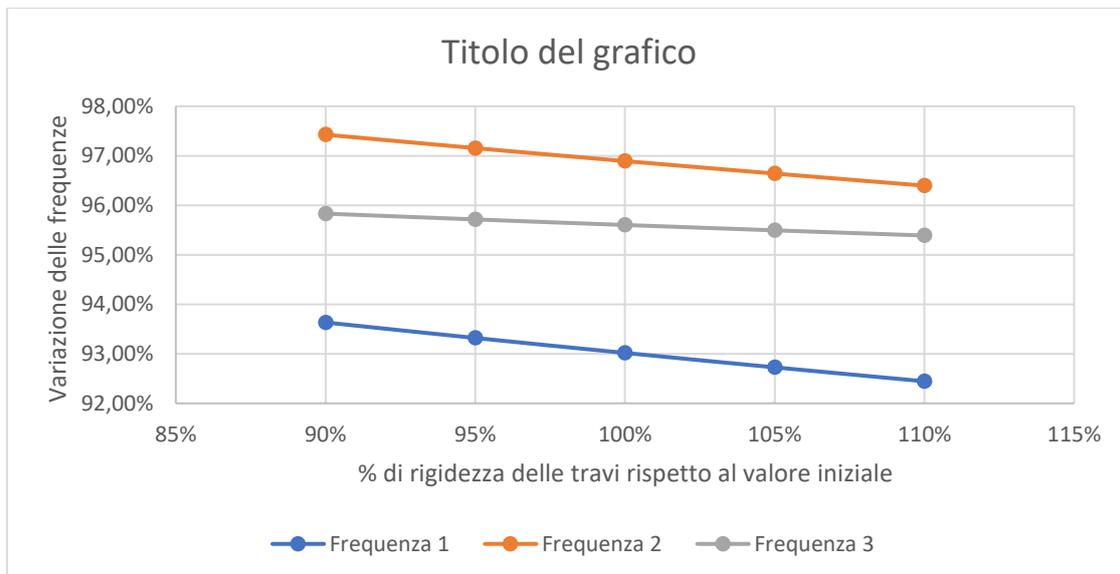


Figura 56 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di modulo elastico delle travi.

5.2.7 Analisi di sensitività dei pilastri

Si fanno variare i valori del modulo elastico dei pilastri dal 90% al 110% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
90%	38941380	84,33%	82,84%	88,29%	94,72%	98,57%	96,23%	55,02%	90,83%
95%	41104790	83,44%	81,09%	87,68%	93,84%	97,71%	95,90%	60,34%	89,94%
100%	43268200	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
105%	45431610	81,78%	77,69%	86,54%	92,25%	96,12%	95,32%	70,30%	88,28%
110%	47595020	81,02%	76,06%	86,01%	91,52%	95,38%	95,06%	74,94%	87,51%

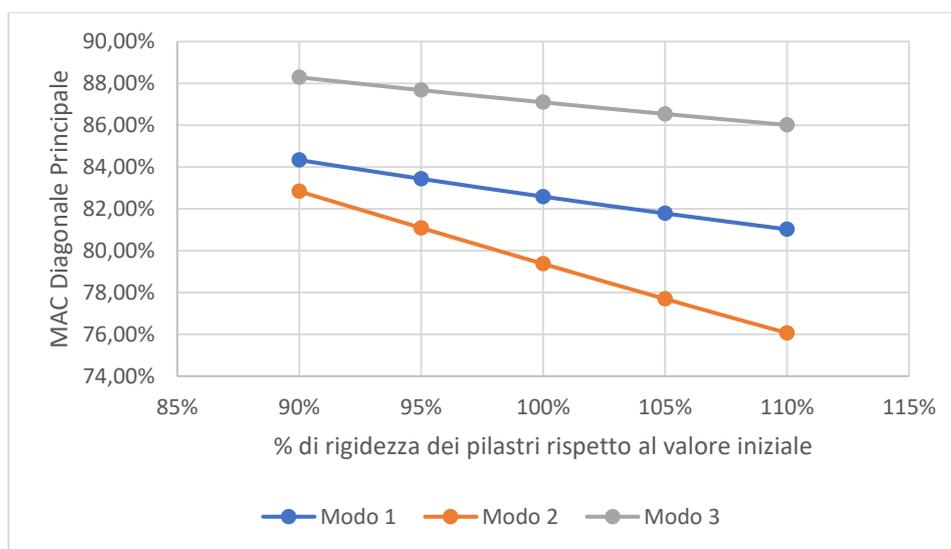


Figura 57 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione del modulo elastico dei pilastri.

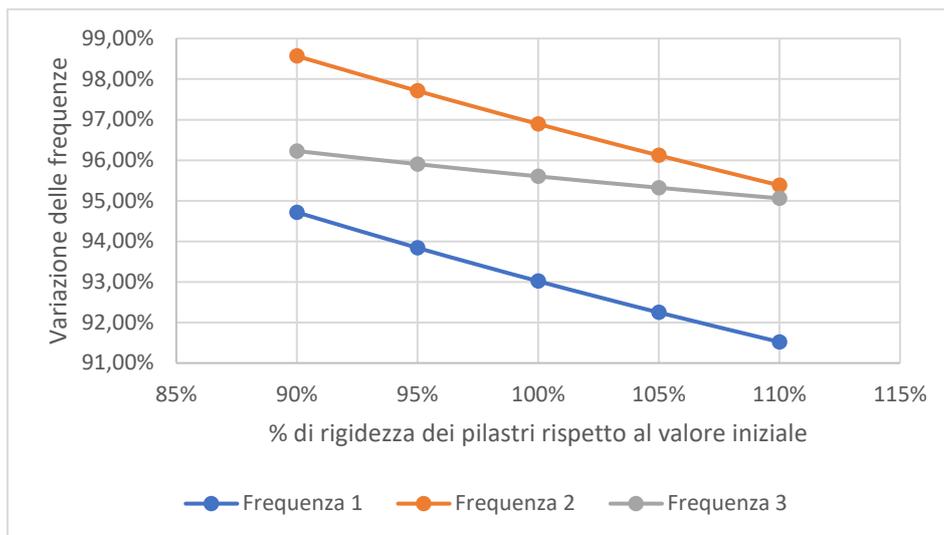


Figura 58 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di modulo elastico dei pilastri.

5.2.8 Analisi di sensitività delle tamponature esterne

Si fanno variare i valori del modulo elastico delle tamponature esterne dal 40% al 120% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
40%	10000000	92,27%	91,55%	95,83%	97,38%	94,68%	99,16%	29,14%	95,14%
50%	12500000	90,46%	89,88%	94,36%	99,70%	96,55%	99,53%	29,53%	95,08%
60%	15000000	88,67%	87,90%	92,80%	98,37%	98,18%	98,45%	35,62%	94,06%
70%	17500000	86,97%	85,77%	91,26%	96,73%	99,61%	97,55%	42,11%	92,98%
80%	20000000	85,37%	83,59%	89,78%	95,32%	99,10%	96,80%	50,03%	91,66%
90%	22500000	83,92%	81,44%	88,39%	94,10%	97,95%	96,16%	58,06%	90,32%
100%	25000000	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	27500000	81,38%	77,42%	85,90%	92,06%	95,93%	95,12%	72,19%	87,97%
120%	30000000	80,29%	75,59%	84,81%	91,20%	95,05%	94,70%	78,37%	86,94%

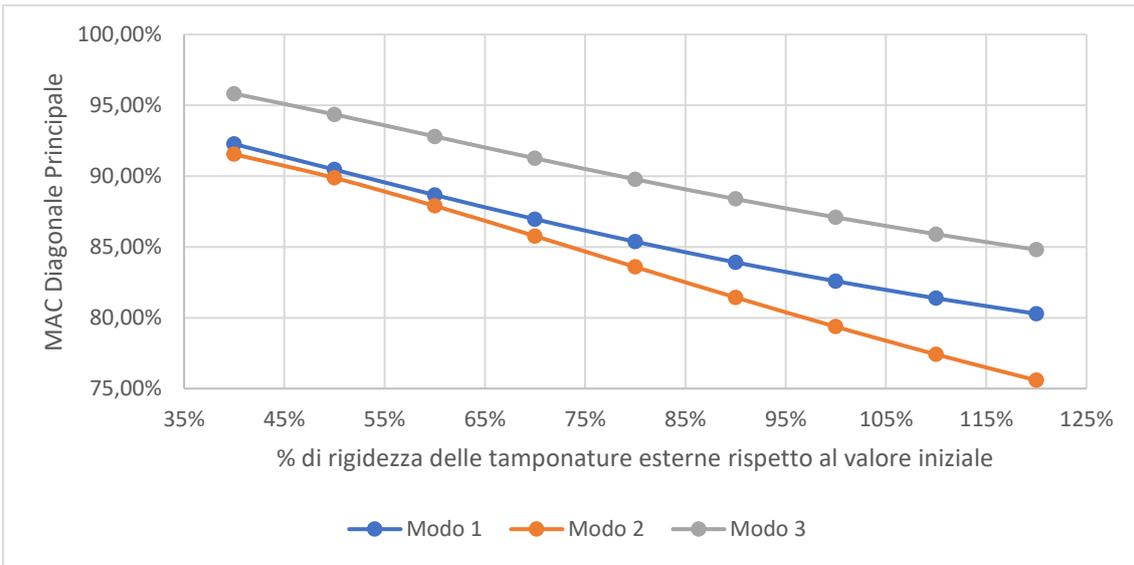


Figura 59 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione del modulo elastico delle tamponature esterne.

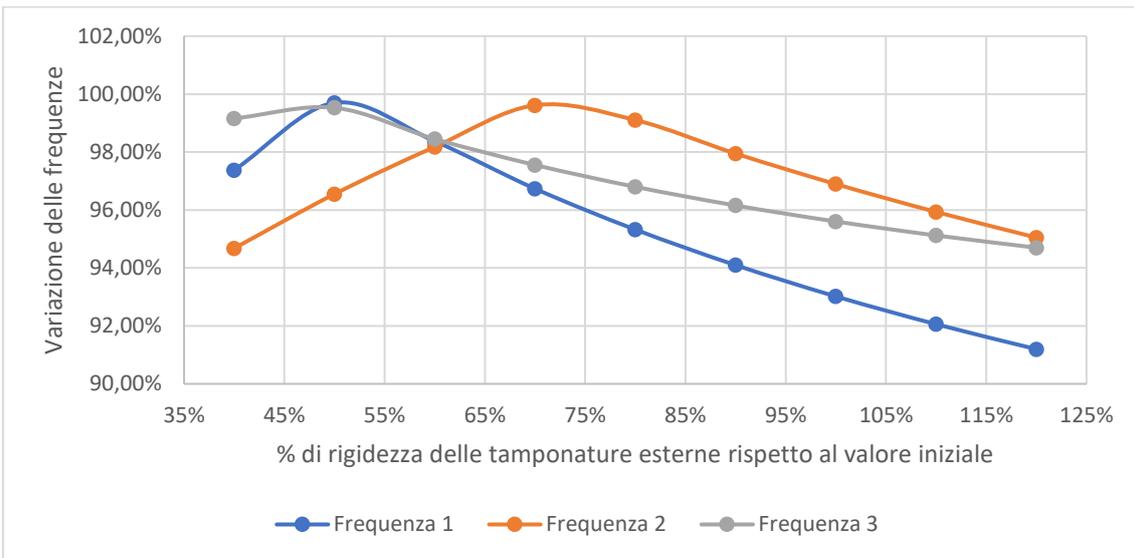


Figura 60 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di modulo elastico delle tamponature esterne.

5.2.9 Analisi di sensitività delle tamponature esterne in direzione y

Si fanno variare i valori del modulo elastico delle tamponature esterne in direzione y dall'80% al 120% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
80%	9600000	81,61%	78,00%	87,33%	93,36%	96,98%	95,84%	66,88%	88,85%
90%	10800000	82,12%	78,71%	87,21%	93,18%	96,93%	95,72%	66,12%	88,98%
100%	12000000	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	13200000	83,03%	79,98%	86,98%	92,87%	96,86%	95,49%	64,80%	89,20%
120%	14400000	83,92%	81,15%	86,73%	92,57%	96,78%	95,27%	63,59%	89,40%

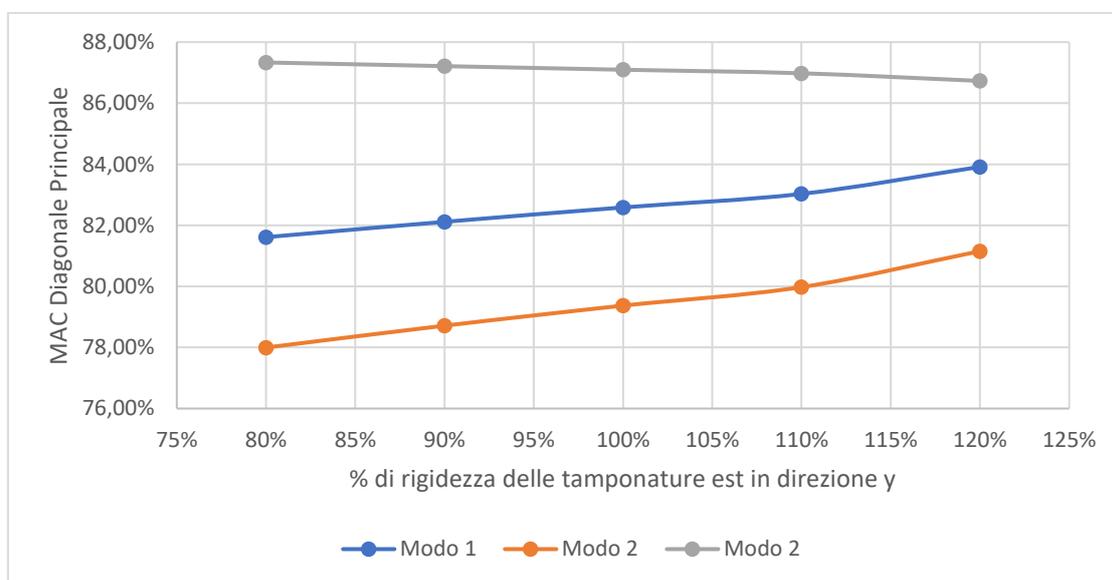


Figura 61 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione del modulo elastico delle tamponature esterne in direzione y.

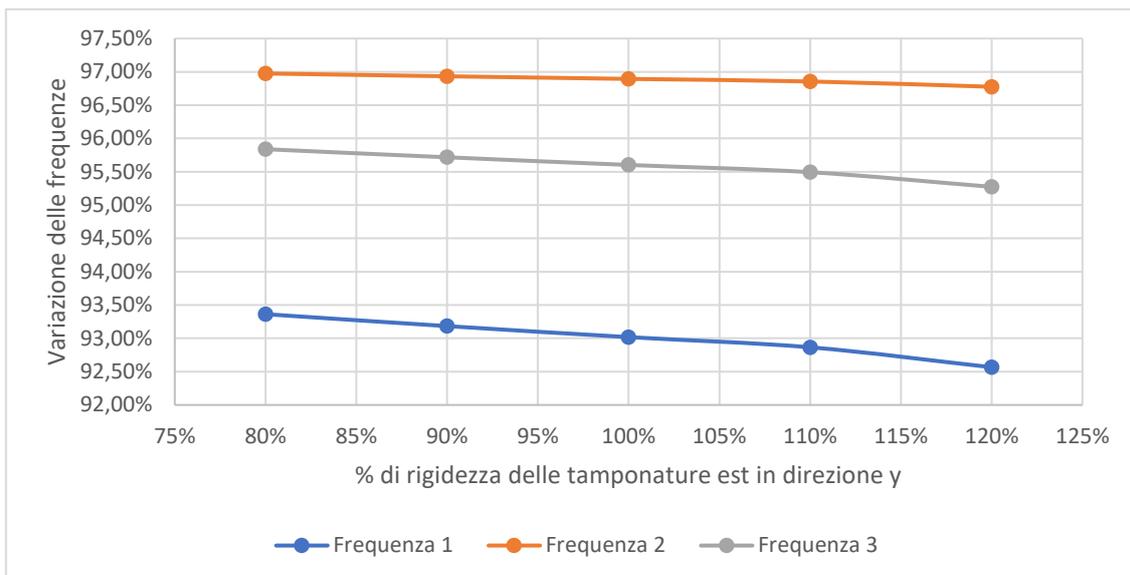


Figura 62 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di modulo elastico delle tamponature esterne in direzione y.

5.2.10 Analisi di sensitività della muratura

Si fanno variare i valori del modulo elastico della muratura interna dall'80% al 120% del valore iniziale. Nella seguente tabella si riportano i valori di confronto delle diagonali principali della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di confronto tra frequenze teoriche e sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei indici adimensionali:

%		Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
80%	4320000	82,42%	79,07%	87,69%	93,90%	97,51%	95,98%	63,43%	89,43%
90%	4860000	82,52%	79,26%	87,39%	93,44%	97,19%	95,79%	64,40%	89,27%
100%	5400000	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%	89,09%
110%	5940000	82,62%	79,41%	86,80%	92,62%	96,62%	95,42%	66,50%	88,92%
120%	6480000	82,64%	79,41%	86,51%	92,25%	96,36%	95,25%	67,59%	88,74%

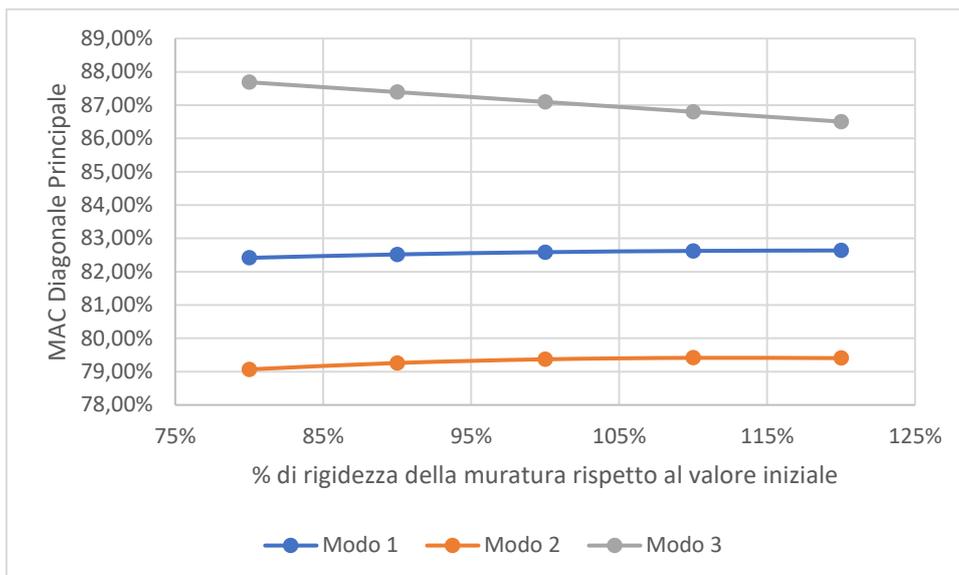


Figura 63 Diagramma che rappresenta la variazione dei valori della diagonale principale della M.A.C. rispetto al range di variazione del modulo elastico della muratura.

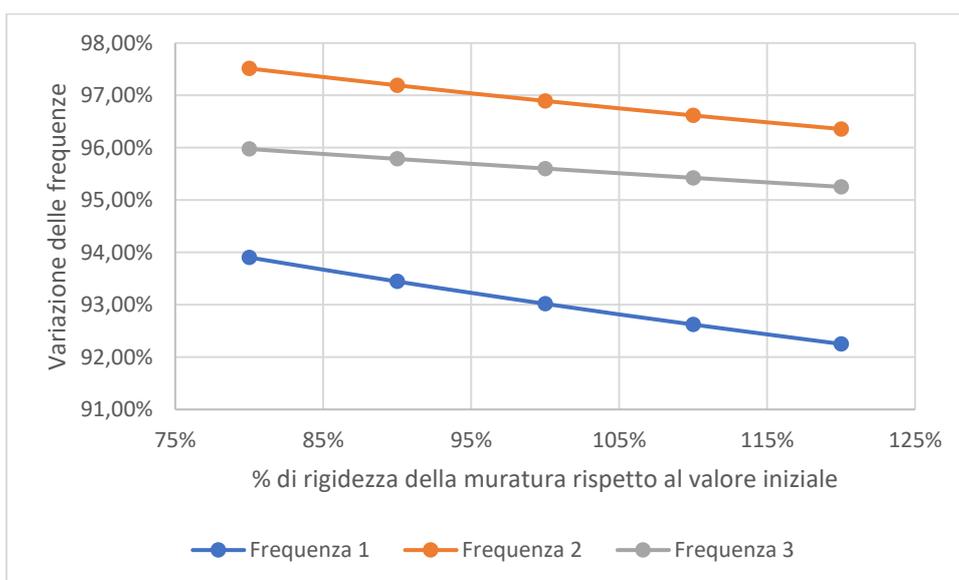


Figura 64 Diagramma che rappresenta la variazione delle frequenze dei primi tre modi rispetto al range di variazione di modulo elastico della tamponatura.

5.3 Model Updating

Il Model Updating è il processo con il quale si modificano dei parametri geometrici o di elasticità di un modello degli elementi finiti con lo scopo di far tendere le risposte dell'analisi modale, in termini di frequenze modali, di forme modali e rapporti di smorzamento, alle risposte di un'analisi modale sperimentale (E.M.A.) ed avere quindi un modello teorico il più fedele possibile alla realtà.

Il processo di Model Updating del modello degli elementi finiti della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche viene realizzato tenendo conto dell'analisi di sensitività precedentemente effettuata sulla rigidezza e sul modulo elastico degli elementi strutturali e non strutturali presi singolarmente.

I valori di partenza di rigidezza dei link e di modulo elastico dei materiali che costituiscono la torre del primo tentativo sono riportati nella seguente tabella:

Elemento	Rigidezza ($\frac{kN}{m}$)	Materiale	Modulo elastico ($\frac{kN}{m^2}$)
Link 1	29800	Calcestruzzo pareti	32000000
Link 2	6500	Calcestruzzo Rck 28/35 pilastri	43268200
Link 3	29800	Calcestruzzo Rck 28/35 travi	43268200
Link 4	40000	Calcestruzzo tamp esterne direzione y	12000000
		Calcestruzzo tamp esterne	25000000
		Muratura	5400000

Nella seguente tabella sono riportati i valori di confronto della diagonale principale della M.A.C. e dell'auto-MAC, i valori di variazione delle frequenze teoriche rispetto alle sperimentali e il valore dell'errore complessivo di questi sei parametri adimensionali:

Tentativo	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore
1	82,59%	79,37%	87,10%	93,02%	96,89%	95,60%	65,43%
2	92,86%	89,95%	95,41%	93,01%	91,50%	97,62%	39,64%
3	92,75%	90,17%	95,66%	93,17%	91,68%	97,79%	38,78%
4	91,35%	92,56%	94,59%	98,49%	95,25%	99,57%	28,18%
5	89,73%	93,58%	92,26%	97,51%	98,03%	97,39%	31,50%
6	91,76%	93,01%	94,83%	98,43%	95,05%	99,99%	26,93%
7	92,07%	93,35%	94,99%	98,38%	94,89%	99,65%	26,66%
8	90,96%	95,85%	90,94%	94,76%	99,31%	97,35%	30,84%
9	91,04%	96,07%	91,00%	94,67%	99,29%	97,57%	30,37%
10	91,14%	96,23%	91,05%	94,64%	99,22%	97,79%	29,93%
11	91,31%	96,34%	91,13%	94,73%	99,07%	98,02%	29,39%
12	91,38%	96,39%	91,17%	94,78%	98,99%	98,14%	29,15%
13	91,53%	96,28%	90,75%	94,91%	98,86%	98,25%	29,42%
14	91,39%	96,47%	91,45%	94,74%	99,01%	98,11%	28,82%
15	91,25%	96,47%	92,69%	94,73%	99,01%	97,92%	27,93%
16	91,21%	96,56%	93,16%	94,67%	99,03%	97,85%	27,52%
17	91,71%	96,33%	93,71%	94,41%	99,74%	96,37%	27,73%
18	91,63%	96,42%	94,29%	94,36%	99,76%	96,28%	27,26%
19	92,63%	96,57%	94,12%	94,02%	99,92%	96,08%	26,66%
20	93,87%	96,62%	94,59%	95,51%	98,76%	96,93%	23,73%
21	94,00%	96,35%	94,61%	96,19%	98,03%	97,38%	23,43%
22	94,15%	96,57%	94,67%	96,01%	98,25%	97,22%	23,12%
23	94,32%	96,30%	94,53%	95,81%	98,53%	97,08%	23,43%

Di seguito vengono riportati i grafici in cui è possibile vedere come variano i tre valori adimensionali appartenenti alla diagonale M.A.C., il livello di convergenza delle frequenze appartenenti ai primi tre modi di vibrare e la variazione dell'errore complessivo di questi sei parametri durante le varie fasi d'iterazione del processo di Model Updating.

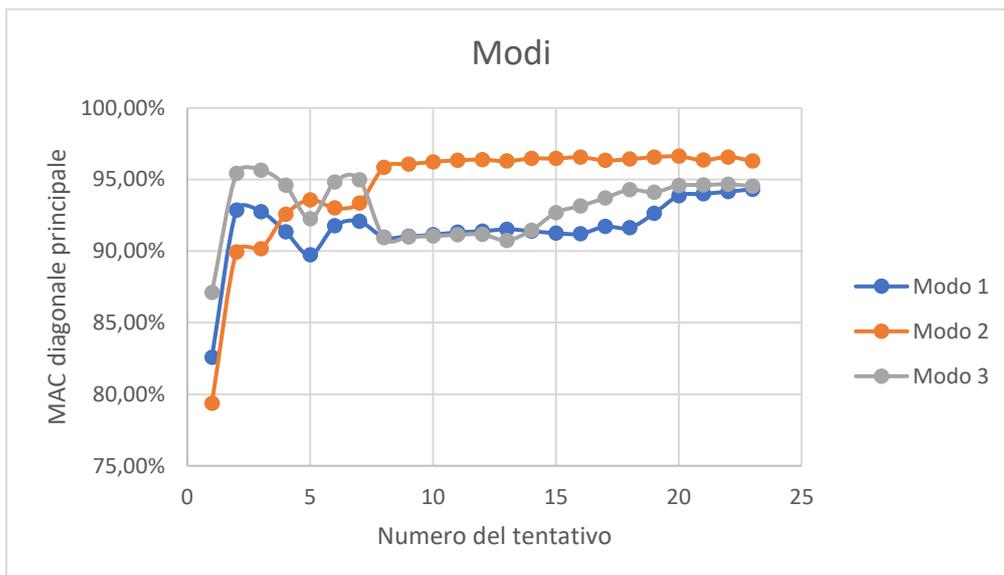


Figura 65 Variazione della diagonale principale della matrice M.A.C. nei vari tentativi.

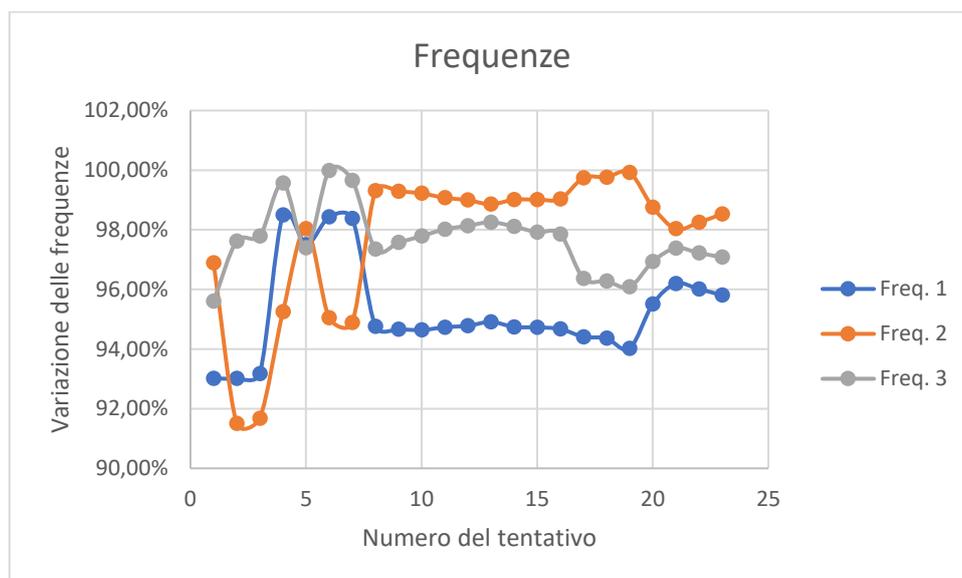


Figura 66 Variazione del valore di convergenza frequenze dei primi tre modi nei vari tentativi.

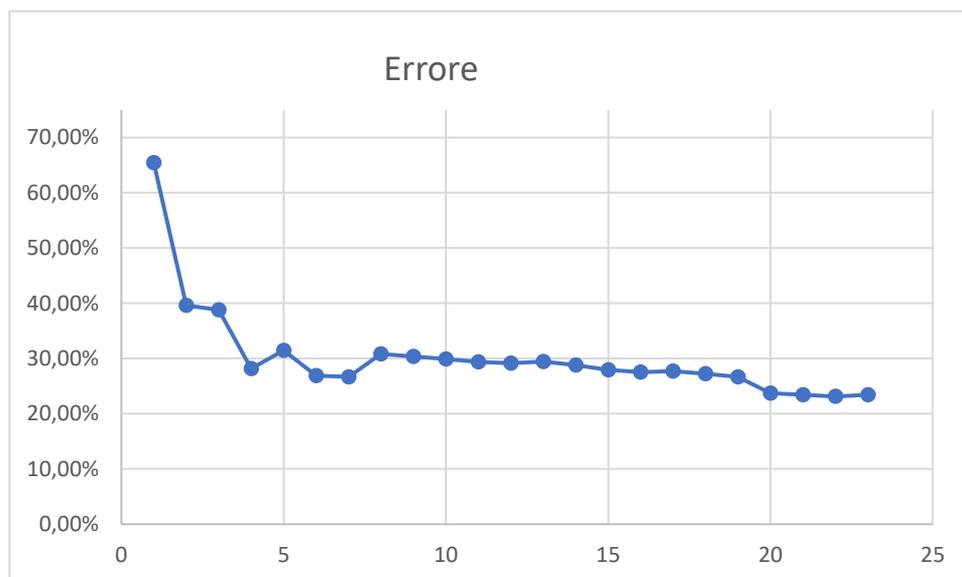


Figura 67 Variazione dell'errore nei vari tentativi.

I valori dei parametri ottimizzati appartenenti all'ultimo tentativo del processo di Model Updating sono riportati nella seguente tabella:

Elemento	Rigidezza ($\frac{kN}{m}$)	Materiale	Modulo elastico ($\frac{kN}{m^2}$)
Link 1	5500	Calcestruzzo pareti	34000000
Link 2	8500	Calcestruzzo Rck 28/35 pilastri	43268200
Link 3	63000	Calcestruzzo Rck 28/35 travi	43268200
Link 4	20000	Calcestruzzo tamp est direzione y	0
		Calcestruzzo tamp est	25000000
		muratura	2500000

La matrice M.A.C. ottenuta nell'ultimo tentativo è la seguente:

MAC		
94,32%	17,14%	0,14%
22,32%	96,30%	13,10%
2,54%	9,70%	94,53%

AutoMAC		
100,00%	22,08%	0,00%
22,08%	100,00%	8,23%
0,00%	8,23%	100,00%

I valori di frequenza relativi ai primi tre modi del modello teorico calibrato tramite il processo di Model Updating sono i seguenti:

	Frequenze teoriche	Frequenze sperimentali	Convergenza
	[Hz]	[Hz]	
Frequenza 1	1,108718	1,0641	95,81%
Frequenza 2	1,181105	1,1987	98,53%
Frequenza 3	1,509245	1,4664	97,08%

Sia con i livelli di convergenza dei parametri adimensionali appartenenti alla diagonale principale della matrice M.A.C., sia con i livelli di convergenza delle frequenze appartenenti ai primi tre modi il livello di convergenza è vicino al 95%, la matrice M.A.C. è molto simile alla matrice auto-M.A.C., perciò il processo di Model Updating viene arrestato ed il modello strutturale teorico, con tale geometria ed i valori di rigidità dei link e dei materiali componenti ottenuti, viene considerato sufficientemente vicino ai valori sperimentali registrati.

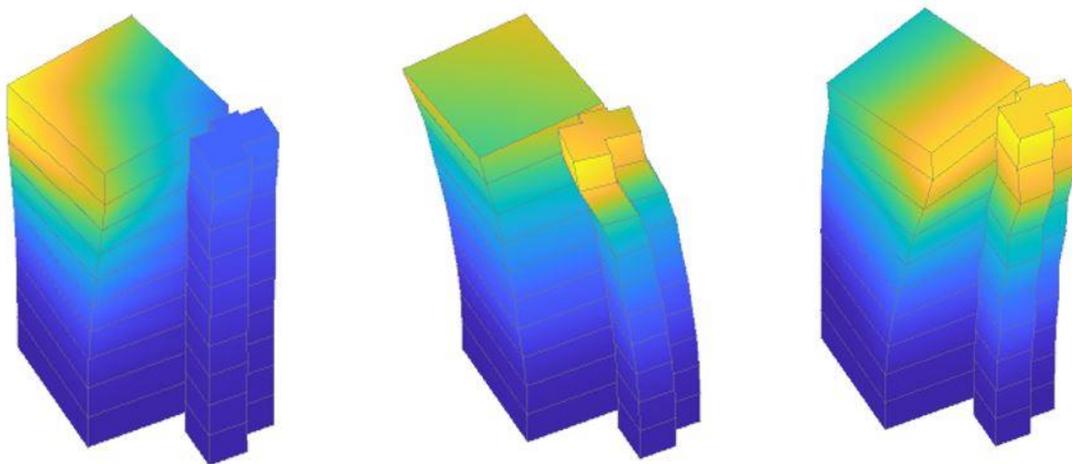


Figura 68 Forme modali teoriche.

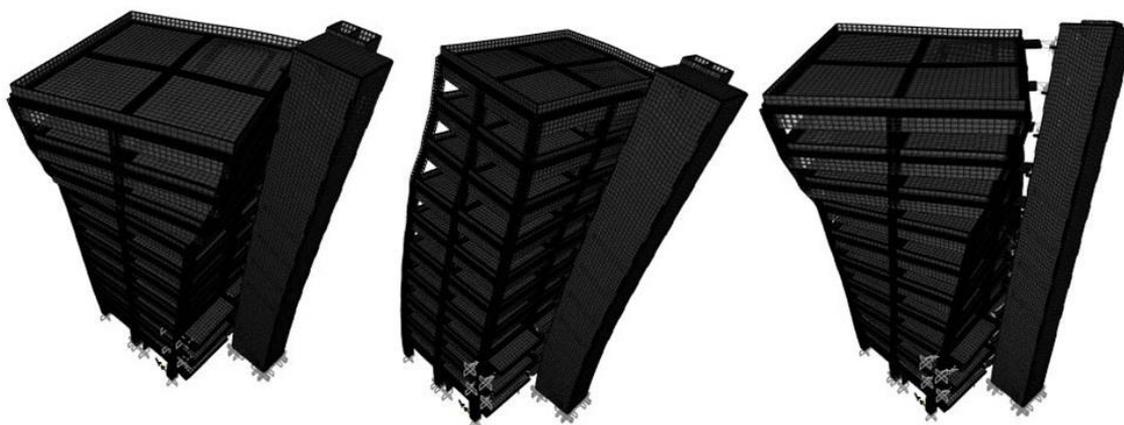


Figura 69 Forme modali Sperimentali.

I valori di modulo elastico relativi al calcestruzzo che compone le travi, i pilastri, le tamponature esterne della torre e le pareti dei setti che compongono il vano scala sono molto vicini ai moduli elastici ottenuti dalle prove sperimentali precedentemente effettuate, rafforzando la precisione del modello. Sulla muratura non sono state effettuate prove sperimentali, ma il modulo elastico risultante è comunque verosimile. I valori di rigidità dei quattro link che simulano la presenza dei vari giunti sismici risultano soddisfacenti ed il modello agli elementi finiti si presta bene a successive analisi come ad esempio un ulteriore Model Updating con dati sperimentali diversi da quelli utilizzati per la taratura di tale modello visto che sono stati lasciati degli accelerometri sull'ultimo

piano che registrano dati in continuo o analisi di scenari futuri in cui si studiano le variazioni di alcuni parametri della struttura nel caso in cui ci sono delle variazioni di alcuni elementi geometrici o parametri come rigidità, massa o temperatura.

6 Dipendenza delle forme modali e delle frequenze proprie dalla rigidità del giunto sismico tra torre e corpo scala

Prima di realizzare un'analisi predittiva facendo variare il giunto sismico tra torre e corpo scala per ogni singolo piano è interessante vedere come varia il comportamento strutturale in termini di forma modale (tramite l'ausilio della matrice M.A.C.) ed in termini di frequenze facendo variare i giunti sismici tra torre e corpo scala su tutti i piani dello stesso valore per poter vedere quanto la torre è globalmente suscettibile alla variazione dell'elemento che verrà poi studiato in particolare.

La rigidità dei link 1 e 2 viene fatta variare dallo 0% al 9000% dei loro valori ottenuti tramite il processo di Model Updating come indicato nella seguente tabella:

%	Link 1	Link 2	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Errore	Media
0%	5,5	8,5	82,40%	46,13%	24,38%	98,39%	96,85%	88,23%	163,61%	72,73%
1%	55	85	83,17%	50,74%	24,70%	98,29%	96,94%	88,60%	157,55%	73,74%
10%	550	850	88,03%	76,79%	28,97%	97,60%	97,48%	91,95%	119,18%	80,14%
50%	2750	4250	93,66%	94,56%	79,54%	96,33%	98,27%	98,65%	39,00%	93,50%
60%	3300	5100	93,95%	95,22%	86,38%	96,18%	98,35%	98,02%	31,89%	94,69%
80%	4400	6800	94,24%	95,94%	92,31%	95,96%	98,46%	97,39%	25,69%	95,72%
90%	4950	7650	94,29%	96,15%	93,65%	95,88%	98,50%	97,22%	24,31%	95,95%
100%	5500	8500	94,32%	96,30%	94,53%	95,81%	98,53%	97,08%	23,43%	96,09%
110%	6050	9350	94,32%	96,42%	95,13%	95,74%	98,56%	96,97%	22,85%	96,19%
150%	8250	12750	94,23%	96,69%	96,30%	95,55%	98,65%	96,68%	21,89%	96,35%
200%	11000	17000	94,04%	96,83%	96,82%	95,39%	98,72%	96,46%	21,73%	96,38%
900%	49500	76500	92,29%	96,90%	97,30%	94,60%	99,02%	95,17%	24,73%	95,88%
9000%	495000	765000	87,42%	96,19%	96,68%	92,93%	99,55%	91,13%	36,09%	93,99%

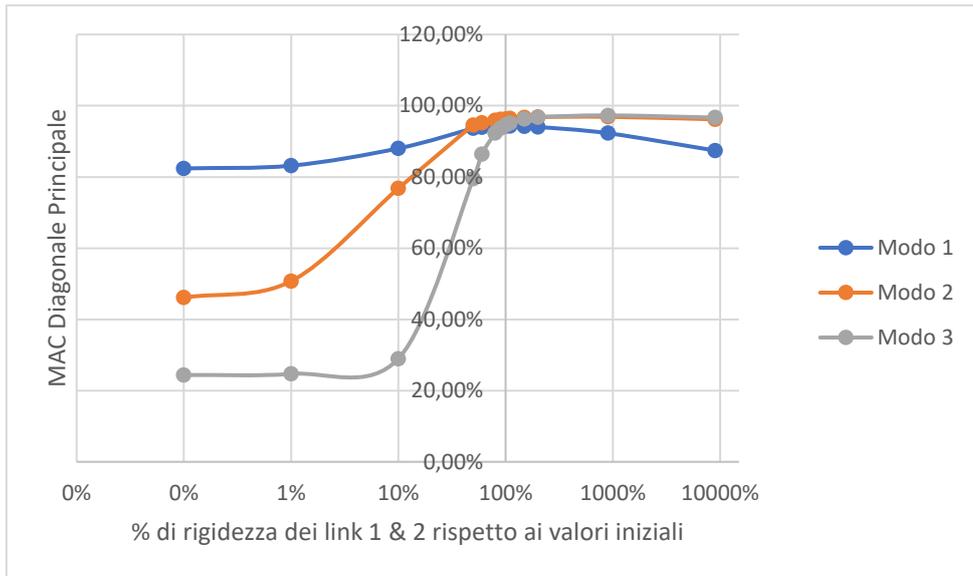


Figura 70 Diagramma che rappresenta la variazione della diagonale principale della matrice M.A.C. rispetto alla variazione di rigidità dei link 1 e 2.

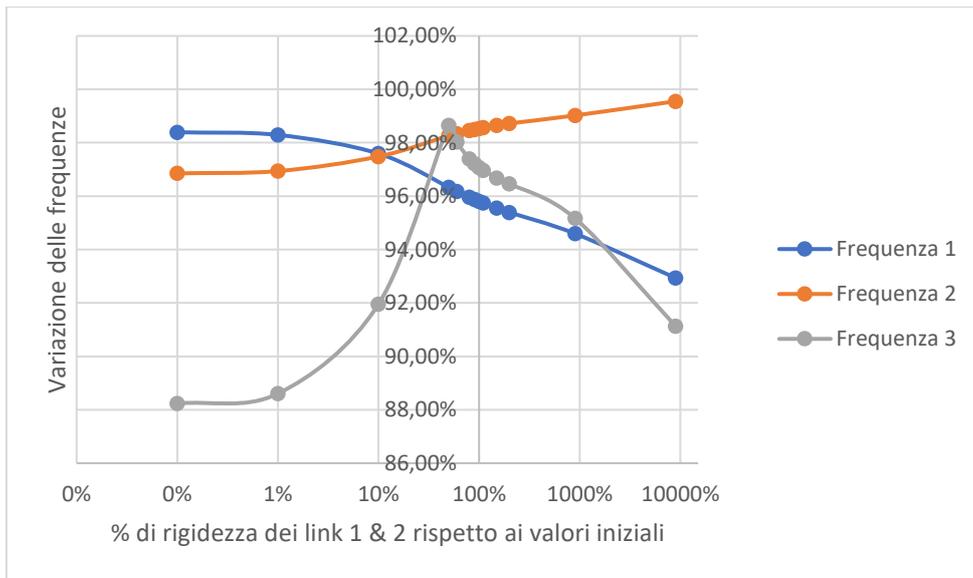


Figura 71 Diagramma che rappresenta la variazione del valore delle frequenze associate ai primi tre modi rispetto alla variazione di rigidità dei link 1 e 2.

Di seguito vengono riportate le deformate relative ai primi tre modi di vibrare nel caso di giunto sismico con rigidezza nulla e nel caso di giunto sismico con rigidezza infinita:

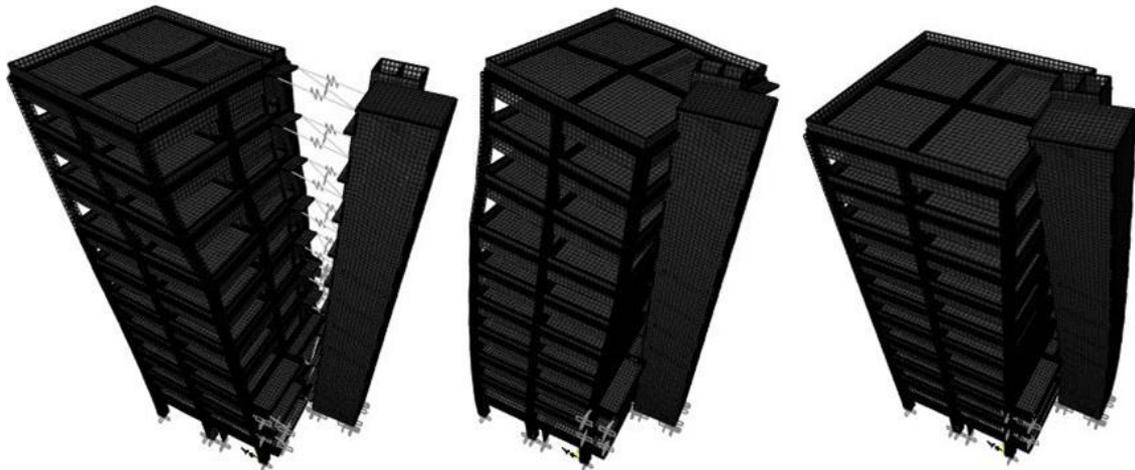


Figura 72 Deformate dei primi tre modi nel caso in cui la rigidezza del giunto è nulla in tutti i piani.

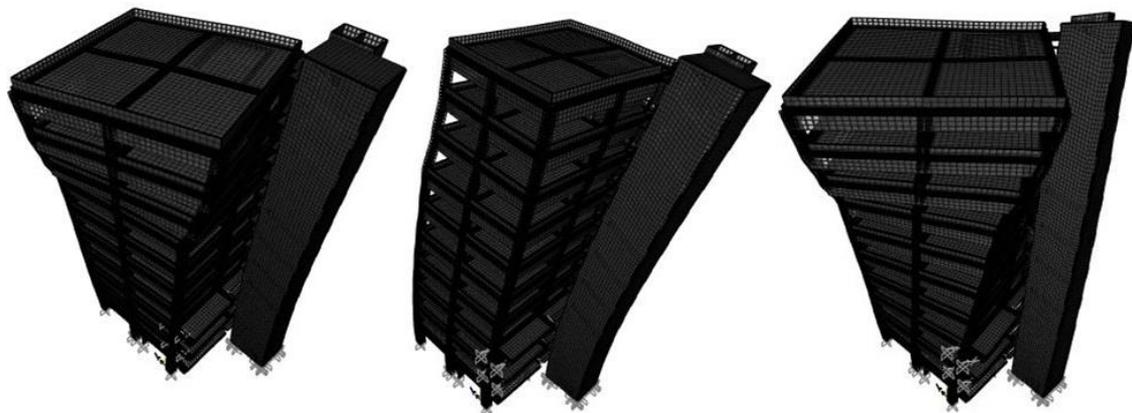


Figura 73 Deformate dei primi tre modi nel caso in cui la rigidezza del giunto è tendente all'infinito in tutti i piani.

Dai risultati contenuti nella tabella riassuntiva si nota che l'indice M.A.C. relativo al primo modo ha un valore massimo in corrispondenza della riga con rigidezza del giunto al 100%, cioè in corrispondenza dei valori di rigidezza del Model Updating, per gli altri valori il valore massimo si manifesta nel range intorno al 100% di rigidezza ma non precisamente in quel punto, resta comunque il fatto che i sei parametri relativi all'indice M.A.C. e alla convergenza delle frequenze sono complessivamente più vicini al valore del 95% nella riga che rappresenta una rigidezza del giunto del 100%, cioè in corrispondenza dei valori del Model Updating.

7 What-if Analysis o Analisi per Scenari Futuri

L'analisi What-if o Analisi per Scenari Futuri è un'analisi predittiva che permette di simulare diversi eventi attendibili, non necessariamente accaduti ma che si ipotizzano possano accadere, per poter indagare su come variano dei parametri sensibili. In ambito strutturale tale analisi può essere svolta confrontando i risultati dell'analisi modale provenienti da due modelli strutturali diversi della stessa struttura, per esempio un modello strutturale della struttura integra ed un modello strutturale in cui si modella un danno ad uno o più specifici elementi strutturali o non strutturali della stessa struttura. Nel caso in esame della Torre di Ingegneria Dell'Università Politecnica delle Marche si sceglie di confrontare i risultati dell'analisi modale, in termini di forme modali e di frequenze proprie dei primi tre modi, del modello tarato tramite il processo di Model Updating e dello stesso modello ma con un giunto sismico tra torre e corpo scala di un solo piano una volta con rigidezza nulla ed una volta con rigidezza tendente all'infinito. Il giunto sismico con rigidezza nulla si ottiene portando la rigidezza dei link 1 e 2 a $0 \frac{kN}{m}$ e simulare la rottura del giunto sismico, il giunto sismico con rigidezza tendente all'infinito si ottiene portando la rigidezza dei link 1 e 2 rispettivamente al valore di $550000000 \frac{kN}{m}$ e di $850000000 \frac{kN}{m}$, così da simulare l'intasamento dello spazio occupato dal giunto sismico con del materiale esterno che ne aumenta la rigidezza. Tale confronto viene fatto facendo variare il giunto di un singolo piano per volta perché non è verosimile che si danneggino tutti in contemporanea.

Il sistema di monitoraggio permanente installato sulla Torre si trova solamente all'ultimo piano ed è formato da sei accelerometri aventi la stessa configurazione utilizzata precedentemente, di conseguenza i risultati del confronto dell'analisi per scenari futuri deve essere fatta tra i parametri modali del modello tarato e i parametri modali del modello con un giunto non funzionante riferiti

solamente all'ultimo piano, così da poter confrontare tali risultati con i risultati che potrebbero essere registrati in futuro, per tale scopo si costruisce un parametro adimensionale che tiene conto delle frequenze proprie dei primi tre modi e dei sei spostamenti modali (A_x , A_y , B_x , C_x , C_y e D_x) solamente dell'ultimo piano. L'indice di errore adimensionale è così definito:

$$\text{Indice di Errore} = \sum \frac{|f_k - f_t|}{f_t} + \text{Tr}[I - A]$$

In cui:

- f_k è la frequenza propria appartenente al modello strutturale in cui è stata variata la rigidità di un giunto.
- f_t è la frequenza propria appartenente al modello strutturale tarato tramite il processo di Model Updating.
- I è la matrice Identità avente valore unitario negli elementi appartenenti alla diagonale principale e valore nullo in tutti gli altri elementi.
- A è una matrice 3x3 ottenuta come prodotto tra la matrice degli spostamenti modali teorici dell'ultimo piano del modello tarato (3x6) e la matrice degli spostamenti modali teorici dell'ultimo piano del modello con giunto non funzionante trasposta (6x3).

Tale Indice di Errore permette di vedere l'influenza della variazione di rigidità dei singoli giunti sui parametri modali in maniera compatibile con le informazioni che si possono ottenere dal monitoraggio permanente locato solamente all'ultimo piano.

7.1 Risultati per giunto sismico con rigidezza nulla

Si annullano i valori di rigidezza dei link 1 e 2 per simulare la rottura del giunto sismico una volta al primo piano, poi al secondo e si procede analogamente fino ad arrivare al decimo piano, si avranno di conseguenza dieci analisi modali e dieci indici adimensionali. Nella seguente tabella sono riassunti i valori dell'Indice di Errore per ogni piano e dei vari parametri necessari per calcolarlo:

Piano	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Indice di Errore
0	0	0	0	0	0	0	0
1	99,9999986%	99,9999998%	99,9999995%	0,0021%	0,0004%	0,0025%	0,005%
2	99,9999799%	99,9999953%	99,9999828%	0,0108%	0,0011%	0,0081%	0,020%
3	99,9998289%	99,9999945%	99,9999205%	0,0216%	0,0042%	0,0194%	0,045%
4	99,9997197%	99,9997801%	99,9992094%	0,0127%	0,0068%	0,0189%	0,040%
5	99,9988560%	99,9996098%	99,9940785%	0,0279%	0,0078%	0,0459%	0,089%
6	99,9956624%	99,9993660%	99,9753855%	0,0536%	0,0109%	0,0973%	0,191%
7	99,9877265%	99,9978104%	99,9261025%	0,0755%	0,0110%	0,1898%	0,365%
8	99,9694169%	99,9943954%	99,7578252%	0,1386%	0,0741%	0,2543%	0,745%
9	99,9326772%	99,9749207%	99,3403486%	0,2029%	0,1486%	0,3961%	1,500%
10	99,8650604%	99,9478938%	98,4172044%	0,2455%	0,1531%	0,6449%	2,813%

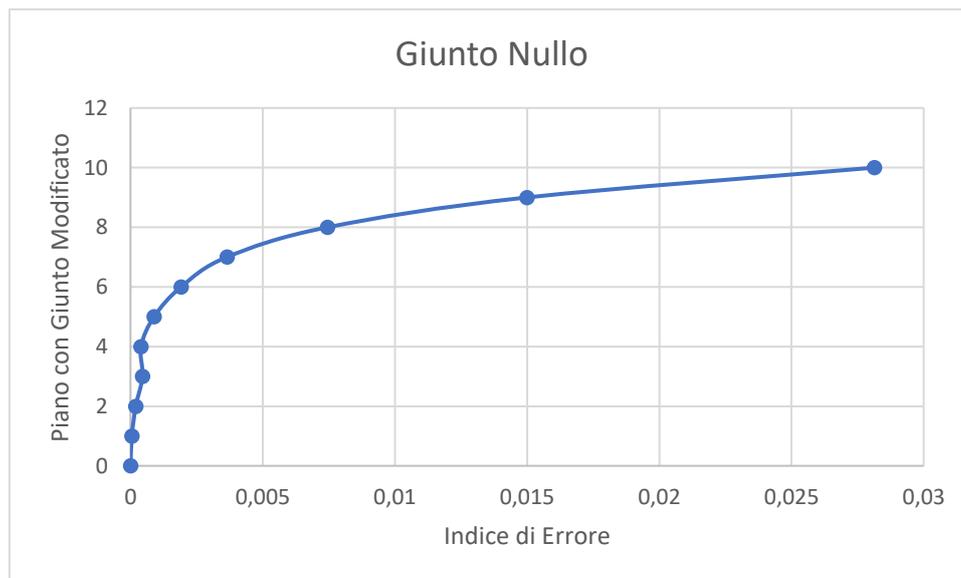


Figura 74 Variazione dell'Indice di Errore in funzione del piano in cui la rigidezza del giunto è stata annullata.

7.2 Risultati per giunto sismico con rigidezza tendente all'infinito

Si fanno tendere all'infinito i valori di rigidezza dei link 1 e 2 per simulare l'intasatura del giunto sismico una volta al primo piano, poi al secondo e si procede analogamente fino ad arrivare al decimo piano, si avranno di conseguenza dieci analisi modali e dieci indici adimensionali. Nella seguente tabella sono riassunti i valori dell'Indice di Errore per ogni piano e dei vari parametri necessari per calcolarlo:

Piano	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Freq. 1	Freq. 2	Freq. 3	Indice di Errore
0	0	0	0	0	0	0	0
1	99,9743%	99,9920%	99,9999%	0,15%	0,05%	0,10%	0,34%
2	99,9665%	99,9853%	99,9975%	0,37%	0,06%	0,10%	0,58%
3	99,9251%	99,9971%	99,9941%	0,42%	0,13%	0,22%	0,85%
4	99,8420%	99,9516%	99,7833%	0,42%	0,13%	0,55%	1,52%
5	99,6417%	99,9502%	99,2540%	0,64%	0,12%	0,96%	2,86%
6	99,3037%	99,9368%	98,5074%	0,85%	0,12%	1,47%	4,69%
7	98,8977%	99,8300%	97,7407%	0,94%	0,09%	2,08%	6,64%
8	97,9597%	99,8527%	96,8194%	1,58%	0,44%	2,89%	10,29%
9	97,2117%	99,6558%	96,0630%	2,01%	0,64%	3,88%	13,60%
10	97,4478%	99,3367%	95,5162%	1,94%	0,51%	4,33%	14,48%



Figura 75 Variazione dell'Indice di Errore in funzione del piano in cui la rigidezza del giunto è stata fatta tendere all'infinito.

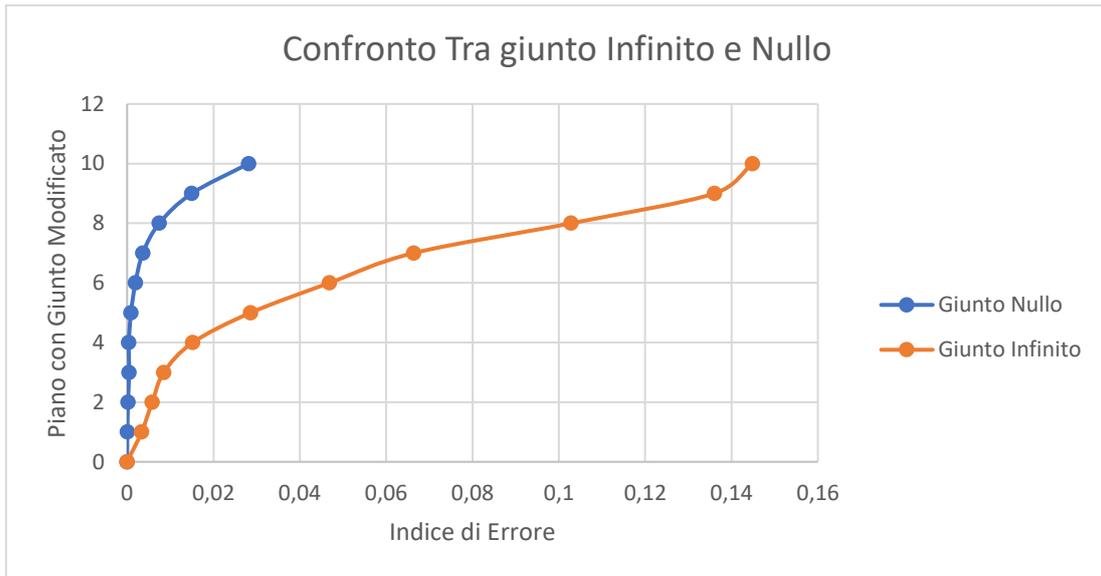


Figura 76 Variazione dell'Indice di Errore in funzione del piano in cui la rigidezza del giunto è stata fatta tendere all'infinito ed in funzione del piano in cui la rigidezza del giunto è stata annullata.

8 Conclusioni

Nel presente elaborato è stata affrontata la tematica del monitoraggio strutturale della Torre di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche tramite analisi modale operativa eseguita, e della calibrazione di un modello strutturale agli elementi finiti realizzato tramite il software SAP2000. In fase di modellazione sono stati modellati sia gli elementi strutturali che gli elementi non strutturali per essere più vicini possibile ai risultati sperimentali.

I moduli elastici dei materiali componenti sia gli elementi strutturali che non strutturali utilizzati all'interno del modello sono stati ottenuti tramite prove sperimentali non invasive come le prove ultrasoniche e le prove di Pull-Out.

È stata realizzata un'analisi di sensitività per vedere quanto i parametri modali della struttura dipendono dalla rigidità e dal modulo elastico dei singoli elementi che compongono la struttura. In questa fase sono state fatte variare i moduli elastici sia degli elementi i cui moduli elastici erano noti, così da poter validare il valore sperimentale ottenuto, sia degli elementi la cui rigidità era ignota, come per esempio i link che simulavano la presenza del giunto sismico.

Il processo di Model Updating è stato realizzato per portare il valore dei parametri modali teorici (le frequenze proprie dei primi tre modi e le associate forme modali) a convergere il più possibile con i valori dei parametri modali sperimentali registrati in fase di acquisizione con lo scopo di validare un modello strutturale il cui comportamento è il più possibile vicino al comportamento reale della struttura, il processo è stato infatti arrestato quando l'errore medio dei sei parametri modali presi in esame (spostamenti modali associati alle prime tre forme modali e le relative frequenze proprie) era sufficientemente

basso. Il comportamento del modello tarato viene considerato sufficientemente vicino al comportamento reale della struttura perché gli elementi appartenenti alla diagonale principale della matrice M.A.C. hanno i valori di: 94.32%, 96.30% e 94.53% e le convergenze tra le frequenze teoriche e quelle sperimentali sono del 95.81% per la prima frequenza, 98.53% per la seconda frequenza e 97.08% per la terza frequenza.

Per comprendere come il giunto sismico influisce sull'accoppiamento tra torre e corpo scala-ascensore dopo aver calibrato il modello tramite il processo di Model Updating è stata fatta variare la rigidezza del giunto stesso in un range che va dallo 0% al 9000% della rigidezza dei link 1 e 2 del modello calibrato per vedere come variavano i parametri modali.

Infine, è stata realizzata anche l'Analisi per Scenari Futuri, cioè un'analisi in cui si ipotizzano degli scenari strutturali plausibili ed in cui si vanno a confrontare i parametri modali del modello calibrato con i parametri modali del modello che segue uno di tali scenari. Nel caso preso in esame lo scenario futuro prevedeva che il giunto di ogni piano (uno per volta) avesse un danno e quindi avesse rigidezza nulla oppure che il giunto di ogni piano venisse intasato da un materiale che ne aumentava la rigidezza così tanto da tendere quasi ad una completa connessione tra il corpo scala-ascensore e la torre in uno specifico piano. Per poter visualizzare le differenze tra il modello calibrato ed il modello che rappresentava lo scenario futuro è stato realizzato un indice di errore adimensionale che teneva conto degli spostamenti modali solamente dell'ultimo piano (quota 200) visto che il sistema di acquisizione permanente che opera in continuo sulla torre è stato applicato solamente a quel piano. Questo ha reso possibile quantificare l'influenza della rigidezza dei singoli giunti sui parametri modali misurati dal sistema di monitoraggio

attualmente installato. Sarà necessario effettuare ulteriori analisi per comprendere se l'ordine di grandezze di queste variazioni è rilevabile dal sistema di monitoraggio.

È inoltre possibile estendere il lavoro di ricerca andando a ripetere il processo di Model Updating nel caso in cui si dovesse verificare un evento sismico registrato tramite il sistema di acquisizione accelerometrica permanente per poter studiare il comportamento del giunto sismico tra torre e corpo scala-ascensore anche a livelli accelerometrici più elevati come quelli sismici.

9 Bibliografia

- [1] **Mikael A., Gueguen P., Bard P. & Langlais M.**, Analysis of Long-Term Frequency and Damping Wandering in Buildings Using the Random Decrement Technique, 2013.
- [2] **Clinton J., Bradford S., Heaton T., & Favela J.**, The Observed Wander of the Natural Frequencies in a Structure, 2006.
- [3] **Ka-Veng Yuen & Sin-Chi Kuok**, Ambient Interference in Long-Term Monitoring of Buildings, 2010.
- [4] **Carbonari S. & Gara F.**, Effect of Environmental Conditions on the Modal Response of a 10-Story Reinforced Concrete Tower, 2018.
- [5] **Arezzo D., Carbonari S., Gara F. & Regni M.**, An Integrated Permanent Dynamic Monitoring System of a Tall Building in Central Italy, 2019.
- [6] **Allemang R. J.**, The Modal Assurance Criterion – Twenty Years of Use and Abuse, 2003.
- [7] **D.M. Gennaio 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C. 18).**