

## APPROCCIO ALLA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEGLI EDIFICI IN C.A. CON L'AUSILIO DI TECNICHE PASSIVE A STAZIONE SINGOLA

*Approach to the dynamic characterization of reinforced concrete buildings using passive single-station techniques*

**Davide Prati\*, Lorenzo Badini\*, Giovanni Mochi, Silvia Castellaro\*\***

\*Dipartimento di Architettura – Università di Bologna (Bologna, Italia);

\*\*Dipartimento di Fisica e Astronomia – Università di Bologna (Bologna, Italia)

davide.prati5@unibo.it – lorenzo.badini3@unibo.it – giovanni.mochi@unibo.it –

silvia.castellaro@unibo.it

**Keywords:** Dynamic Characterization, Ambient Seismic Tremor, Single Pocket Seismometer, Structural Analysis, Targeted Structural Modeling

### Riassunto

L'obiettivo del presente lavoro è quello di comprendere maggiormente e migliorare la caratterizzazione dinamica degli edifici intelaiati in cemento armato attraverso l'utilizzo combinato della modellazione agli elementi finiti e della sismologia applicata. Il comportamento del modello virtuale, realizzato con il metodo agli elementi finiti, viene confrontato con valori ottenuti direttamente in situ mediante prove non invasive basate su un sensore capace di rilevare il microtremore sismico e fornire informazioni dirette in termini di periodi d'oscillazione propri e spostamenti. Per

l'edificio campione sono state eseguite diverse misurazioni attraverso Tromino® e si è parallelamente effettuata una modellazione agli elementi finiti, mediante il software SAP2000. Partendo da dati iniziali estremamente differenti sono state effettuate delle variazioni al modello che hanno prodotto un aumento della frequenza, allineandola a quella rilevata strumentalmente.

### Abstract

*The aim of this work is to better understand and improve the dynamic characterization of concrete frame buildings through the combined use of finite element modelling and applied seismology. The behavior of the virtual model, realized with the finite element method, is compared with values obtained directly in situ through non-invasive tests based on a sensor capable of detecting the seismic microtremor and provide direct information in terms of oscillation periods and displacements. For the case study structure, several measurements were made using Tromino® and, at the same time, a finite element modeling was carried out using the software SAP2000. Starting from extremely different initial data, multiple variations were made to the model in order to produce an increase in frequency, aligning it with the one detected instrumentally.*

### 1. Introduzione

La caratterizzazione dinamica delle strutture esistenti può essere affrontata con due approcci differenti. Il primo si fonda sulla modellazione digitale FEM che è in grado di simulare il comportamento della struttura e ricavare frequenze caratteristiche e masse partecipanti. Per ottenere un buon modello sono necessarie approfondite analisi, così da conoscere sezioni degli elementi portanti e caratteristiche meccaniche dei materiali che li costituiscono. Un rilievo accurato e delle prove invasive sui materiali

sono, in genere, la base per una modellazione il più fedele possibile alla realtà. L'accuratezza della risposta data dall'elaboratore è molto elevata, ma risulta inutile qualora i dati di partenza non siano corretti. Spesso sono molte le semplificazioni che vengono fatte per creare il modello. L'analisi modale non è mai fine a sé stessa, ma ha come obiettivo la quantificazione dell'accelerazione massima che subirebbe il sistema in caso di sisma. Per fare ciò, la normativa impone di applicare condizioni non sempre aderenti alla realtà.

Il secondo approccio, meno noto, fa uso di Tromino® [1] per ottenere direttamente risultati sperimentali. Lo strumento è in grado di isolare le frequenze dei principali modi di vibrare con poche misure, svolte anche in modo non sincrono. Sebbene le misure sincrone permettano una maggiore accuratezza, si può stimare il comportamento degli edifici in modo rapido anche mediante un singolo apparecchio. Per strutture intelaiate è relativamente facile determinare i primi tre modi di vibrare, mentre è più complesso e meno accurato ricavare informazioni sui modi superiori al terzo<sup>1</sup>. Questo tipo di misurazione ci fornisce un dato reale, senza dover conoscere le caratteristiche dei materiali utilizzati, né le sezioni degli elementi portanti. È di fatto una prova non invasiva che si esegue sull'edificio, senza la necessità di forzanti, che fornisce un dato concreto sul comportamento effettivo del fabbricato.

I due metodi dovrebbero condurre a risultati analoghi, ma alcuni dati sperimentali hanno messo spesso in luce la presenza di un ampio divario tra la frequenza propria del primo modo di vibrare della struttura modellata al computer con quella rilevata dal Tromino®. Questa discrepanza comporta che il modello FEM non descriva correttamente il comportamento reale dell'edificio in condizioni di microtremore<sup>2</sup>. Per provare a limitare questo problema, si è scelto di operare su un caso di studio reale. I dati emersi dall'analisi modale sono stati messi a confronto con i risultati delle misurazioni in situ e si è cercato di portare a convergenza

i valori. L'intento è capire quali siano gli elementi strutturali (parametri) primari e secondari che contribuiscono maggiormente alla variazione di rigidità.

## 2. Stato dell'arte

La ricerca è volta ad approfondire la caratterizzazione del costruito dal punto di vista dinamico, al fine di ottimizzare i successivi interventi di adeguamento e prevenzione, con strumenti che siano in grado di dare risposte soddisfacenti in tempi relativamente stretti. Sebbene sia possibile effettuare carotaggi strutturali ed estrapolare campioni in grado di dare informazioni sullo stato dell'edificio, sulla resistenza o sulla stratigrafia di murature e solai, è ormai sempre più sentita la necessità di trovare risposte dirette e speditive, limitando prove invasive.

In tale direzione sembrano essere promettenti gli sviluppi tecnologici in ambito geologico. In particolare, si segnalano gli strumenti adoperati per il rilevamento del rumore sismico ambientale. Si tratta di strumenti che misurano vibrazioni provenienti da sorgenti non controllate e pertanto definiti "passivi". Il metodo HVSR<sup>3</sup> (*Horizontal to Vertical Spectral Ratios*) rappresenta una delle tecniche principali nel settore [2]. Valutando il rapporto tra componente orizzontale e verticale delle onde superficiali, il metodo è in grado di individuare le frequenze di amplificazione del sottosuolo, consentendo quindi di confrontarle con quelle proprie degli edifici, verificando la presenza o meno di fenomeni di risonanza [3]. In ambito strutturale, ci si avvale in genere di un sismometro<sup>4</sup>, strumento in grado di rilevare accelerazioni, velocità o spostamenti in dipendenza dal tempo, il cui funzionamento è basato su sensori, amplificatori o strumenti di registrazione analogici o digitali [4]. Solitamente le indagini strutturali sono basate sull'utilizzo di accelerometri [5–7]. Utilizzando accelerometri

### TORNA ALL'INDICE

1. Generalmente si tratta di due flessioni e una torsione. Le flessioni associate ai primi modi di vibrare della struttura sono caratterizzate da una deformata in fase, cioè dove ogni nodo si muove nello stesso verso (a meno di eventuali effetti torsionali).

2. Il microtremore è una vibrazione ambientale di bassa ampiezza del terreno causata da disturbi antropici atmosferici. L'osservazione dei microtremori può fornire utili informazioni sulle proprietà dinamiche del sito come il periodo e l'ampiezza predominante. Le osservazioni di microtremore sono facili da eseguire, poco costose e possono essere utilizzate per la microzonazione sismica.

si considera che il rumore di fondo sia assente o minimo, ipotizzandone l'eventuale stazionarietà. Nella presente ricerca, invece, risulta di particolare interesse proprio lo studio del rumore ambientale al fine di rilevare il periodo proprio di vibrazione degli edifici e le valutazioni vengono condotte mediante Tromino<sup>®</sup>, brevettato nel 2004 [8].

Trattasi di uno strumento a stazione singola basata sul metodo HVSR, nato principalmente per studiare la stratigrafia dei terreni o per stimare la  $V_{s30}$ . In campo strutturale è stato utilizzato su infrastrutture, quali viadotti o ponti, cioè strutture pure, facilmente identificabili. Non mancano esempi di analisi svolte sugli edifici, sebbene il livello di dettaglio, in quest'ultimo caso, non sia andato oltre il mero reperimento di dati in situ ed il confronto con la risposta del terreno. Alcune analisi sono state effettuate su due edifici a torre collocati nella prima periferia di Bologna. Uno dei due edifici, strutturalmente in risonanza con il terreno, è risultato percepibile in termini di microtremore a distanze maggiori rispetto a quello non in risonanza col suolo. Per tale ragione risulta anche maggiormente suscettibile di danno qualora soggetto ad evento sismico. Queste ipotesi hanno trovato effettivamente riscontro a seguito del sisma del 2012, che ha prodotto diverse lesioni [9]. Nel 2011, su commissione dell'INGV di Bologna sono state condotte delle misurazioni su alcune vilette a schiera degli anni '50, a due piani, con struttura in calcestruzzo armato o muratura. L'obiettivo consisteva nel verificare che le vibrazioni indotte dal traffico veicolare rientrassero nei limiti di legge [10]. Contemporaneamente, presso l'Università di Potenza, sono stati condotti, su un modello di laboratorio in scala, studi sulla configurazione ottimale del Tromino<sup>®</sup> in termini di posizionamento in situ, introducendo un metodo alternativo all'utilizzo di accelerometri permanenti per il monitoraggio sismico [11]. A partire dal secondo decennio del 2000, l'attenzione, in campo ingegneristico, si è spostata sul confronto tra i dati rilevati e quelli riportati dall'analisi modale. Sulla Torre Eiffel, ad esempio, sono stati condotti dei rilievi sperimentali ai quali è

seguita una modellazione FEM, mediante programma MIDAS GEN<sup>5</sup>, sulla base dello studio dei progetti originali. Confrontando i dati sperimentali con derivanti dal modello, si è notato un notevole allineamento, sia nell'ampiezza che nella sequenza modale, tra le prime sei frequenze di oscillazione [12].

L'obiettivo della presente ricerca è proprio applicare i metodi sin qui presentati agli edifici pubblici o ad uso residenziale. Per queste tipologie mancano attualmente dei confronti che possano validare i valori modali dei modelli FEM con quelli ricavati sperimentalmente.

### 3. Caso di studio: Studentato di Atene

All'interno del framework del Pro-GET-onE (*Horizon 2020 EU project*) è in corso la progettazione di un sistema integrato di miglioramento sismico, architettonico ed energetico mirata alla realizzazione di un prototipo applicato ad un edificio che appartiene al campus di Zografou della *National and Kapodistrian University of Athens*.

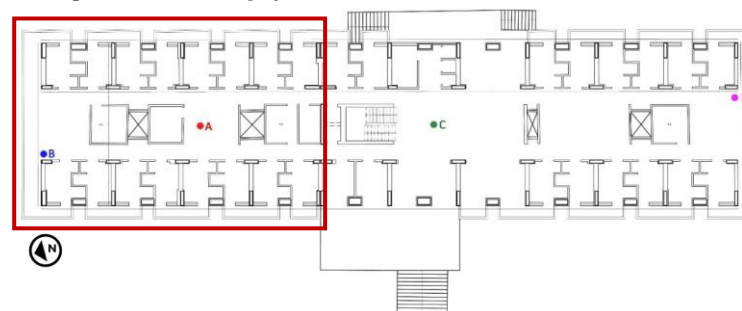


Fig. 1. Pianta del piano terra del caso di studio di Atene. Nel riquadro rosso, separata dal giunto di dilatazione, la parte di edificio a Nord e le diverse postazioni di misurazione.

#### TORNA ALL'INDICE

3. L'HVSR è stata applicata per la prima volta da Nogoshi e Igarashi nel 1970 e sviluppata da Nakamura nel 1989.

4. Sebbene si faccia risalire l'invenzione di rudimentali sismografi al II secolo d.C., si può attribuire la paternità del primo sismografo, in senso moderno, al matematico e filosofo campano Luigi Palmieri che ne ha posto le basi per lo sviluppo successivo. Si definisce sismometro un qualunque strumento che misura la dipendenza temporale dello spostamento, della velocità o dell'accelerazione, facendo ricorso ad una massa che fornisce una sufficiente inerzia. Il sismometro produce un sismogramma, ovvero un grafico rappresentante la dipendenza della quantità in oggetto dal tempo.

Trattasi di un edificio in linea intelaiato in calcestruzzo armato di lunghezza complessiva pari a 58 m. Nello sviluppo del sistema integrato così come in questo articolo sarà presa in considerazione la porzione di edificio collocata a Nord e separata da un giunto di dilatazione (Fig. 1).

La struttura è composta da cinque piani, il seminterrato di 3.9 m di altezza mentre i quattro piani superiori di 3.0 m ciascuno; le dimensioni in pianta del fabbricato a Nord risultano di 22.35x12m. Gli orizzontamenti sono lastre di 18 cm di spessore che possono essere considerate vincoli a diaframma. Gli elementi verticali sono setti di 125x25 cm disposti alternativamente nelle due direzioni principali, mentre le travi hanno diverse altezze (da 55 cm a 70 cm) a seconda delle campate con un'anima ricorrente di 25 cm di larghezza. Di seguito è possibile vedere una pianta strutturale del piano tipo e il modello ad elementi finiti (Fig. 2). Su tutto il perimetro della struttura sono presenti balconi, realizzati con una soletta di 15 cm di spessore, sporgenti di 1 m sui lati maggiori e di 1,5 m su quelli minori. Tutte le informazioni inerenti alla struttura dell'edificio sono state tratte da una relazione tecnica realizzata per ottenere un livello di conoscenza intermedio.

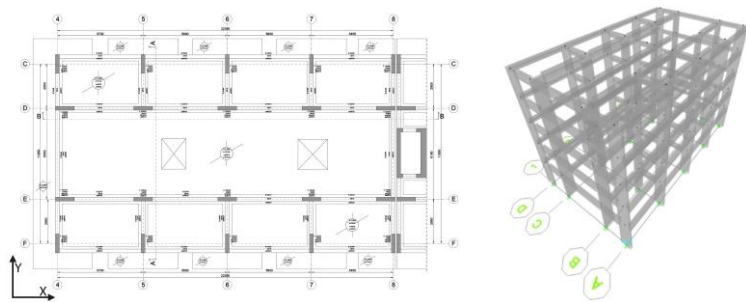


Fig. 2. Pianta strutturale del piano tipo e immagine del modello a elementi finiti.

Le categorie di riferimento per stabilire i carichi accidentali sono riferite all'Eurocodice 1<sup>6</sup>. Categorie A per le parti di piano dedicate alle stanze (2 kN/m<sup>2</sup>) degli studenti e C3 per i corridoi centrali (5 kN/m<sup>2</sup>). I balconi sono stati considerati inserendo i carichi distribuiti di momento torcente e di taglio sulle travi perimetrali sulla base di uno schema a mensola degli stessi, con un carico accidentale di 4 kN/m<sup>2</sup>. Risulta inoltre importante ai fini della presente trattazione indicare i valori di riduzione delle rigidità causate dalla fessurazione, valori ricavati sulla base delle normative considerando la condizione a favore di sicurezza (Tab. 1). Come conseguenza delle poche informazioni riguardo le fondazioni esistenti si è proceduto semplificando la modellazione agli elementi finiti inserendo degli incastrati alla base.

Elemento	Rigidezza flessionale	Rigidezza a taglio
Trave	0.3 EI	0.4 GA
Colonna	0.7 EI	0.4 GA

Tabella 1. Coefficienti riduttivi di rigidità dovuti alla fessurazione.

### 3.1 Primi risultati dell'analisi modale

La valutazione delle caratteristiche dinamiche dell'edificio è effettuata mediante un'analisi modale eseguita sulla base delle indicazioni fornite dall'Eurocodice 8<sup>7</sup> (Tab. 2). Analizzando i risultati, possiamo affermare che il primo modo di vibrare dell'edificio si manifesta alla frequenza di 1.24 s<sup>-1</sup> e comporta una flessione in direzione trasversale (y) che attiva una massa partecipante pari a quasi il 58% della massa totale dell'edificio. Il secondo modo di vibrare è prevalentemente torsionale attorno all'asse z con una massa attivata di circa il 60% della totale e con una frequenza di 1.26 s<sup>-1</sup>. Il terzo modo di vibrare è flessionale in direzione dello sviluppo longitudinale dell'edificio (x), con frequenza di 1.40 s<sup>-1</sup>, e una massa attivata pari al 85.7% della massa totale (Fig. 3).

## TORNA ALL'INDICE

5. Midas GEN FX - CSPFea - analisi e progettazione strutturale.  
[http://www.cspfea.net/portfolio\\_page/midas-gen-fx/](http://www.cspfea.net/portfolio_page/midas-gen-fx/). Ultimo accesso il 14 Maggio 2019

6. The European Union Per Regulation 305/2011, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC, EN 1991-1-1: 2002.

7. The European Union Per Regulation 305/2011, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC, EN 1998-1: 2004.



Modo	Frequenza (s-1)	Massa partecipante		
		Ux	Uy	Rz
1	1.238	0	57.9%	26.0%
2	1.264	0	25.6%	57.9%
3	1.396	85.7%	0	0
4	4.151	≈ 0	6.6%	5.0%
5	4.261	≈ 0	5.3%	6.5%

Tabella 2. Studentato di Atene - Principali risultati dell'analisi modale

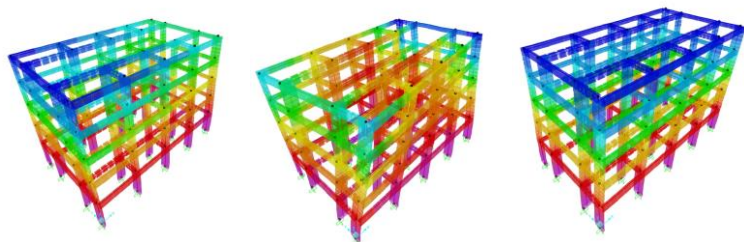


Fig. 3. Deformate dei primi tre modi di vibrare.

### 3.2 Indagine sperimentale

Nel rilevare l'edificio si è deciso di effettuare quattro misurazioni per piano, così da poter analizzare il fabbricato come se fosse costituito da due parti autonome separate dal giunto di dilatazione. Due misure per parte, una in posizione centrale rispetto alla struttura e una sul perimetro, consentono di studiare al meglio il comportamento dell'edificio evidenziando anche possibili modi torsionali. Le misurazioni sono state effettuate con Tromino® nelle posizioni A, B, C e D (Fig. 1) ad ogni piano

sulla stessa verticale. Si sovrappongono le misurazioni effettuate nel punto A ai diversi piani, normalizzate rispetto alla misurazione a livello dell'interrato, così da rendere più evidenti gli spostamenti relativi. Nelle misurazioni sugli edifici l'arrotondamento delle curve (*smoothing*) viene impostato al 2% così da rendere i picchi visibili. (Fig. 4).

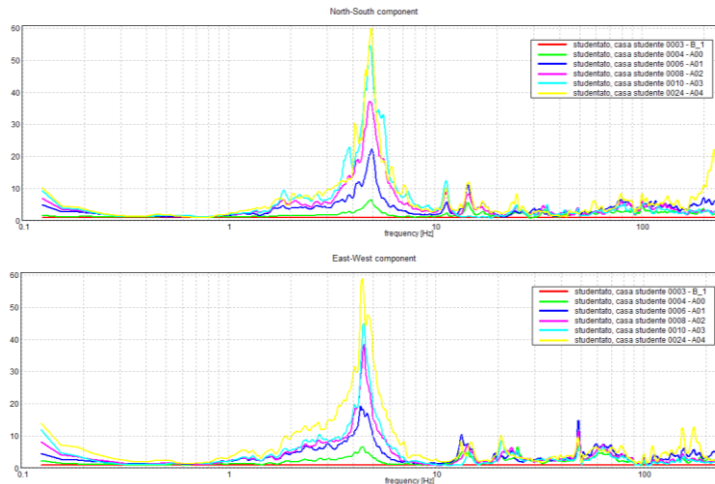


Fig. 4. Grafici delle componenti N-S (sopra) e E-O (sotto) - Punto A sui diversi piani.

Ogni misurazione è evidenziata con un colore differente: si può notare come lo spostamento sia maggiore al crescere del piano sia per la componente N-S che per la componente E-O<sup>8</sup>. Si riscontra un picco intorno alla frequenza di 4.5 Hz per la componente E-O che indica un comportamento flessionale come primo modo di vibrare. Un secondo picco è individuabile alla frequenza di 5 Hz per la componente N-S, tale massimo indica una flessione come secondo modo di vibrare. Si possono evidenziare altri picchi<sup>9</sup>, con un'ampiezza minore, che indicano modi di

## TORNA ALL'INDICE

8. Per le analisi è stato utilizzato il software proprietario GRILLA (<http://moho.world/tromino/geologia/>).

9. In particolare, alle frequenze di 11 Hz, 14 Hz, 15 Hz, 21 Hz, 25 Hz.

vibrare successivi. Picchi con frequenze superiori ai 50 Hz non sono più interessanti ai fini dell'analisi poiché troppo vicine a frequenze tipiche dell'attività antropica. Per verificare la presenza di picchi torsionali è opportuno confrontare misurazioni centrali e perimetrali, scegliendo le curve del piano di copertura che presentano le maggiori ampiezze (Fig. 5).

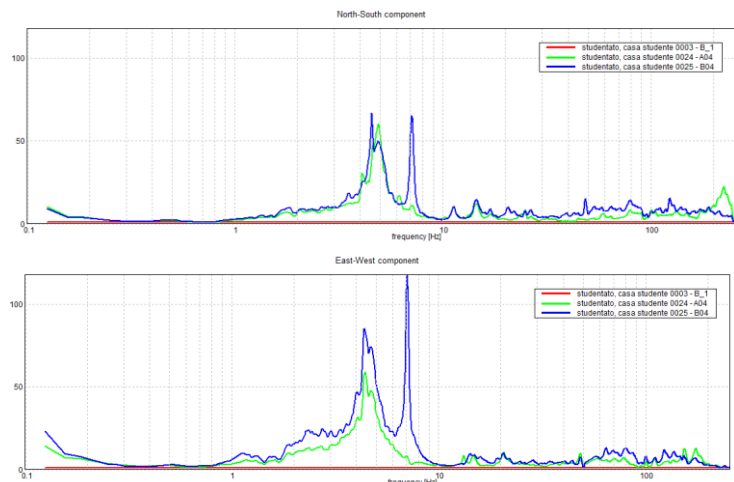


Fig. 5. Grafici delle componenti N-S (sopra) e E-O (sotto) – Punto A e B del piano di copertura normalizzati rispetto al piano interrato.

Confrontando queste due misurazioni è possibile notare come i picchi precedentemente individuati si ripropongano anche per la misurazione del punto B (curva blu). Dal grafico della componente Est-Ovest si può notare che il massimo a 4.5 Hz ha probabilmente, una componente torsionale, evidenziata dal fatto che l'ampiezza della curva B è molto più grande dell'ampiezza della curva A. Viene confermato che il primo modo di vibrare della struttura a 4.5 Hz sia prevalentemente flessionale con una

componente di torsione comunque rilevante. Il picco a 5 Hz, invece, ha un andamento simile per entrambe le curve, quindi il secondo modo di vibrare è effettivamente flessionale, mentre alla frequenza di 7 Hz si evidenzia un massimo della curva B non presente sulla curva A ad indicare un comportamento esclusivamente torsionale. Il terzo modo di vibrare è quindi il primo modo torsionale. Con l'aumentare del valore delle frequenze la precisione nell'interpretazione si abbassa, per cui risulta superfluo spingersi oltre il 5° modo (Tab. 3).

Modo	Frequenza (s-1)	Comportamento
1	4.5	1° modo flessionale-torsionale (E-O)
2	5.0	1° modo flessionale (N-S)
3	7.0	1° modo torsionale
4	11.0	2° modo flessionale (N-S)
5	14.0	3° modo flessionale-torsionale (N-S)

Tabella 3. Studentato di Atene - Caratterizzazione dinamica eseguita con Tromino®.

È possibile notare come le frequenze rilevate in sito siano quasi quattro volte maggiori rispetto a quelle della modellazione FEM. Il primo modo di vibrare, infatti, si attiva a circa 4.5 Hz in condizioni di microtremore, mentre a 1.2 nella stima fatta dall'analisi modale con una differenza di 3.3 Hz<sup>10</sup>. Lo stesso vale per i modi successivi al primo, che per il modello occorrono alle frequenze di 1.3 e 1.4 Hz, mentre le misurazioni collocano alle frequenze di 5 e 7 Hz. Tale discrepanza è considerevole, ma non è l'unica. I dati misurati in condizione di microtremore evidenziano infatti un'inversione tra il secondo e il terzo modo della struttura. Se per l'analisi eseguita con modello FEM il secondo modo di vibrare è prevalentemente torsionale, dai dati sperimentali risulta torsionale il terzo. Queste discrepanze sono imputabili a diversi fattori. Poiché in condizioni di microtremore le sollecitazioni sono molto piccole, elementi non strutturali, anche di natura fragile, possono contribuire a irrigidire la struttura. In caso

## TORNA ALL'INDICE

10. La frequenza misurata in situ è più alta del 275% rispetto a quella del modello.

di sisma, quando questo contributo viene meno, la frequenza propria dell'edificio potrebbe risultare più bassa di quella misurata in condizioni di microtremore. Contemporaneamente bisogna anche tenere presente che i modelli FEM che si realizzano per la caratterizzazione dinamica delle strutture sono soggetti a forti approssimazioni e risultano spesso molto cautelativi rispetto al caso reale<sup>11</sup>. Questo comporterebbe una sottostima della frequenza reale, che risulta essere maggiore di quella calcolata dal modello.

#### 4. Influenza dei parametri sulla modellazione

Si analizzano ora i parametri più incidenti sull'analisi modale della struttura: caratteristiche del sistema costruttivo e dei materiali, entità dei carichi, valutazione dei tamponamenti, modellazione dei solai e vincolamento del piano interrato<sup>12</sup>.

L'individuazione del sistema costruttivo che caratterizza l'edificio in esame è il primo passo da compiere per raggiungere un livello di conoscenza tale da poterne stimare il comportamento. La definizione della distribuzione spaziale degli elementi portanti e della loro geometria è essenziale al fine della realizzazione della matrice di rigidezza che determina i modi di vibrare della struttura. Un rilievo *laser scanner* di verifica ha evidenziato come i setti al piano interrato fossero di dimensione maggiore rispetto a quelli riportati dagli elaborati di progetto. Questa variazione è stata attribuita agli elementi verticali<sup>13</sup>. Sempre in riferimento ai setti, la sostituzione degli elementi *beam* con elementi *shell* rappresenta sicuramente un'altra variazione possibile, se non doverosa, sulla base dei rapporti dimensionali dell'elemento. La presenza dei balconi è stata inizialmente considerata tramite il solo inserimento dei carichi; come terza variazione legata alle caratteristiche dell'edificio è stato valutato il loro inserimento come strutture a mensola.

Anche l'incertezza sui materiali impiegati durante la costruzione può essere molto elevata e al tempo stesso determinante sui risultati. L'incidenza sull'analisi dinamica modale dipende in maniera diretta dal modulo elastico (E) dei materiali costituenti la struttura e di conseguenza anche sul grado di fessurazione, imputabile nei software, o attraverso una riduzione generale di E. Si può anche intervenire, come in questo caso, in maniera più specifica sulla rigidità a flessione e taglio degli elementi resistenti. Nello specifico il modulo elastico è stato variato dal valore iniziale cautelativo conferito dalla relazione tecnica di 29962 N/mm<sup>2</sup> fino ad un massimo di 45420 N/mm<sup>2</sup> relativo ad un calcestruzzo C80/90. In relazione alla fessurazione si è deciso invece di eliminarne completamente la riduzione cautelativa in virtù del fatto che è immediatamente percepibile dalle condizioni dell'edificio che il quadro fessurativo ipotizzato risulta troppo gravoso per le reali condizioni della struttura.

Una volta stabilite le caratteristiche della struttura portante, il passo successivo è stabilire i carichi che essa deve sopportare. Nelle analisi volte all'individuazione della vulnerabilità sismica è necessario rispettare le indicazioni della normativa vigente. Tuttavia, il fine ultimo della normativa è quello della salvaguardia della vita umana. I carichi previsti possono essere, di conseguenza, molto superiori a quelli che la struttura sostiene effettivamente e molto diversi dalla condizione di affollamento ipotizzata dalla normativa. Sono state pertanto valutate diverse soluzioni di riduzione dei carichi a partire da una drastica riduzione fino alla rimozione completa. Inoltre, sono state dettagliate progressivamente le stratigrafie del solaio ottenendo l'entità precisa dei carichi permanenti portati rimuovendo anche il carico distribuito generico derivante dalle tramezzature.

Le tamponature sono tra le componenti più influenti sulla rigidezza di piano delle strutture e sul conseguente modo di vibrare. È infatti dimostrato quanto queste possano essere incidenti sul comportamento globale di un edificio [13, 14]. Sono state considerate tre soluzioni: carichi

#### TORNA ALL'INDICE

11. Ad esempio, si utilizzano carichi accidentali superiori a quelli che normalmente la struttura sopporta o si applicano riduzioni troppo elevate di rigidezza a causa della fessurazione.

12. Per lo studio dell'influenza dei parametri sulla modellazione si è fatto riferimento alle tesi di laurea magistrale sviluppate in collaborazione con Carretti C., Fusco G. e Marini L. in merito alla caratterizzazione dinamica passiva di strutture in calcestruzzo armato per la calibrazione di modelli numerici.

13. I setti all'interrato risultano di dimensione 40x125 cm mentre quelli ai piani superiori di 35x125.

lineari applicati alle travi, bielle equivalenti incrociate oppure elementi *shell* inserite nelle campate del telaio interessate dalla presenza di murature rilevanti. Lo spessore delle murature è di 25 cm considerando un modulo elastico di 3000 N/mm<sup>2</sup>. Similmente a quanto succede con i tamponamenti, sono diversi i modi di rappresentare i solai. Essi, infatti, se sufficientemente rigidi possono essere paragonati a un vincolo di tipo diaframma che lega tutti i punti appartenenti a uno stesso piano. In questo caso, la modellazione mediante elementi *shell*, con caratteristiche di peso e rigidità analoghe a quelle del materiale disposto in opera, è una delle possibili alternative al diaframma rigido.

Infine, la presenza del piano interrato comporta la necessità di valutare l'incidenza della variazione della quota zero sismica sul comportamento della struttura e come tramutare tale incidenza in termini di modellazione. Non avendo sufficienti dati sulle caratteristiche del terreno risulta difficile modellarne il comportamento in modo dettagliato. Sono state quindi valutate ipotesi progressive di vincolamento degli elementi verticali a livello del piano di campagna. La situazione più estrema è rappresentata dall'utilizzo di un incastro; I risultati più rilevanti sulla frequenza di vibrazione sono stati ottenuti simulando la presenza di un incastro rigido e, in condizioni di microtremore, simulano effettivamente un comportamento dell'edificio solidale con il terreno.

#### 4.1 Risultati e riepilogo

È bene ricordare come le analisi svolte siano riferite a un edificio esistente su cui sono stati svolti rilievi e misurazioni tali da determinare alcuni parametri quali variabili utili per comprenderne l'incidenza sul comportamento del modello. Dopo averne analizzato l'incidenza sull'analisi modale in termini di frequenze, masse partecipanti e ordine dei modi di vibrare è possibile illustrare la sintesi dei dati di maggior rilievo.

Mediante i dati acquisiti è possibile intervenire sul modello iniziale per farlo convergere sui dati sperimentali rilevati. È possibile notare come i parametri più rilevanti sull'analisi modale dell'edificio sono la fessurazione, che incide sulla frequenza fino al 44%, il modulo elastico (23%) e le valutazioni sui piani interrati, circa del 30% (Tab. 4)

Parametri	Incremento di frequenza (%)	Variazione di massa (%)	Variazione dell'ordine
Sistema costruttivo	12.0	7.0	No
Setti come elementi <i>Shell</i>	1.4	20.0	No
Modellazione dei balconi	2.0	28.2	No
Modulo di elasticità	23.1	-	No
Fessurazione	44.1	19.1	No
Carichi	7.9	17.9	Si
Tamponamenti e tramezzi	16.0	16.0	Si
Modellazione dei solai	16.0	23.6	No
Piano interrato	27.9	25.6	No

Tabella 4. Incidenza dei parametri più rilevanti sulla frequenza caratteristica.

#### 4.2 Modello finale

Sulla base delle analisi condotte e dei dati raccolti in merito ai parametri fondamentali, sono state effettuate una serie di correzioni al modello iniziale di riferimento:

- utilizzo di C20/25 per tutti gli elementi della struttura con rimozione dei coefficienti riduttivi dovuti alla fessurazione;
- diaframma rigido e solai considerati come aree a sezione nulla con carico equivalente;



- carichi permanenti portati e accidentali “reali” ( $G_2=1.4 \text{ kN/m}^2$  su ogni piano a meno del piano di copertura  $G_{2,\text{roof}}=1.85 \text{ kN/m}^2$ ;  $Q_k=0.5 \text{ kN/m}^2$  i corridoi e  $1 \text{ kN/m}^2$  per le camere);
- il giunto sismico in tale modello è considerato come prolungamento della soletta in calcestruzzo, poiché in regime di microtremore sismico l'intero edificio vibra all'unisono;
- setti modellati tramite elementi *shell* con sezioni maggiori come descritto nel paragrafo precedente;
- modellazione dei balconi come aree nulle sul perimetro dell'edificio;
- inserimento anche dei vani scala e ascensore impiegando elementi *shell* a simularne le pareti per considerare nel modello l'intera struttura;
- il piano seminterrato è stato considerato inserendo setti perimetrali e considerando l'influenza del terreno con incastri perimetrali a livello del piano di campagna esterno;
- i tamponamenti esterni e le partizioni principali interne sono stati inseriti considerando una muratura di 30 cm in mattoni pieni modellata tramite elementi *shell*.

L'analisi modale del modello modificato ha portato ai risultati presentati nella tabella seguente, insieme ai risultati del modello iniziale, realizzato seguendo le indicazioni della normativa, e al dato sperimentale ottenuto con Tromino®. Dai risultati si evince che nel modello finale, il primo modo di vibrare si manifesta alla frequenza di  $4.54 \text{ s}^{-1}$  e comporta principalmente una flessione lungo l'asse  $y$  che attiva una massa partecipante pari al 68.0% della massa totale dell'edificio. Il secondo modo di vibrare, alla frequenza di  $4.82 \text{ s}^{-1}$  consta di una flessione in direzione  $x$ , con l'attivazione del 78.5% della massa. Il terzo modo di vibrare è una torsione attorno a  $z$ , alla frequenza  $4.85 \text{ s}^{-1}$ , che attiva una massa pari al 67.2% della massa totale. È possibile notare come tutte le modifiche applicate al modello permettano

di avvicinarsi molto al dato sperimentale sia in termini di frequenze che di direzioni dei modi di vibrare.

N° Modo	Frequenza ( $\text{s}^{-1}$ ) – Direzione principale		
	1° modello	Modello finale	Dato sperimentale
1	1.238 – Uy	4.542 – Uy	4.5 – Uy
2	1.264 – Rz	4.818 – Ux	5.0 – Ux
3	1.396 – Ux	4.849 – Rz	7.0 – Rz
4	4.151 – Uy	15.931 – Ux	11.0 – Ux
5	4.261 – Rz	17.674 – Rz	14.0 – Rz

Tabella 5. Comparazione delle frequenze caratteristiche tra modello iniziale e finale in relazione al dato sperimentale di riferimento.

## 5. Conclusioni

La ricerca mostra come sia possibile calibrare il modello numerico realizzato in fase di progetto portando a convergenza le frequenze caratteristiche con i dati sperimentali misurati mediante indagine a stazione singola. La discrepanza che si riscontra sembra essere riconducibile principalmente alla presenza di tamponature e tramezzi e alle considerazioni relative alla fessurazione e al modulo di elasticità del materiale, parametri spesso non considerati o ridotti sulla base di ipotesi cautelative. I tamponamenti risultano il parametro più incisivo sulle variazioni soprattutto là dove questi siano presenti in maniera significativa ed abbiano dimensioni rilevanti. Considerarli induce modifiche non solo alle frequenze e alle masse partecipanti, ma anche all'ordine dei modi di vibrare. Il divario che si palesa tra i valori di frequenze proprie delle strutture modellate secondo normativa e il dato sperimentale rilevato in sito pone interrogativi nell'ambito della stima della sicurezza. Applicando

periodi differenti agli spettri di risposta infatti è possibile ricavare valori significativamente diversi di pseudo accelerazioni di riferimento. Queste differenze da una parte comportano un incremento della resistenza della struttura, dovuto ad un aumento degli elementi resistenti e delle caratteristiche dei materiali, dall'altra comportano un aumento della domanda sismica e una riduzione della duttilità globale della struttura. Inoltre, essendo così ampio il divario tra misura strumentale e modello numerico, è opportuno porre particolare attenzione alle frequenze caratteristiche dello stesso in relazione ai picchi di risonanza presenti nello spettro di risposta del terreno per evitare coincidenze pericolose.

### Bibliografia

1. Castellaro S (2013) Tromino®: Il primo mattone di ogni costruzione. *STRUCTURAL MODELING* 13/14:26–33
2. Nakamura Y (1989) A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports* 30:
3. Albarello D, Castellaro S (2011) Tecniche sismiche passive: indagini a stazione singola. *INGEGNERIA SISMICA* 28:32–62
4. Descrizione e utilizzo dello strumento. <http://ionos.ingv.it/ASL2017/Sismometro.html>. Accessed 2 May 2019
5. Rytter A (1993) *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*
6. Testoni N, Zonzini F, Marzani A, et al (2019) A Tilt Sensor Node Embedding a Data-Fusion Algorithm for Vibration-Based SHM. *Electronics* 8:45. <https://doi.org/10.3390/electronics8010045>
7. Quqa S, Landi L, Diotallevi PP (2018) On the Use of Singular Vectors for the Flexibility-Based Damage Detection under the Assumption of Unknown Structural Masses. In: *Shock and Vibration*. <https://www.hindawi.com/journals/sv/2018/9837694/abs/>. Accessed 2 May 2019
8. Mulargia F, Castellaro S, Albarello D, Mucciarelli M (2010) High efficiency portable seismograph for measuring seismic tremor
9. Castellaro S, Negri N, Rovere M, Vigliotti L (2012) Interazione suolo-struttura e struttura-struttura: una lezione dal terremoto di Mirandola del 20.05.2012. 45:47–52
10. Pesci A, Teza G, Casula G, et al (2011) Esperienza di misura mediante lo strumento tromino per lo studio delle vibrazioni e delle sollecitazioni naturali e antropiche. [http://istituto.ingv.it/1-ingv/produzione-scientifica/rapporti-tecnici-ingv/copy\\_of\\_numeri-pubblicati-2010/2011-09-19.4136663709](http://istituto.ingv.it/1-ingv/produzione-scientifica/rapporti-tecnici-ingv/copy_of_numeri-pubblicati-2010/2011-09-19.4136663709)
11. Ditommaso R, Vona M, Gallipoli MR, Mucciarelli M (2013) Evaluation and considerations about fundamental periods of damaged reinforced concrete buildings. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 13:1903–1912. <https://doi.org/10.5194/nhess-13-1903-2013>
12. Castellaro S, Isani S, Bartolomei M, Perricone L (2013) La Torre Eiffel. *STRUCTURAL MODELING* 13/14:8–14
13. Monetti G (2015) *Risposta Sismica di Telai Tamponati in c.a.: Analisi umeriche e Valutazioni Sperimentali Preliminari*. Master's Degree Thesis, Università degli Studi di Pavia
14. Pompa N (2012) *Analisi sismica non lineare di telai in c.c.a. con tamponamenti*. Master's Degree Thesis, Alma Mater Studiorum - University of Bologna