

UNA RIFLESSIONE CRITICA SULL'UTILIZZO DELLA FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER LA VALUTAZIONE DEL PERIODO FONDAMENTALE DI STRUTTURE IN C.A.

A. Nigro, G. Auletta, R. Ditommaso, A. Cacosso, C. Iacovino, D. S. Nigro, F. C. Ponzo
Scuola di Ingegneria, Università degli studi della Basilicata

INTRODUZIONE

Il periodo fondamentale di oscillazione dipendente dalla massa, dalla rigidità della struttura e dal sistema di vincoli applicato, è influenzato da diversi fattori tra cui la regolarità strutturale, il numero di piani, le caratteristiche geometriche, la presenza di componenti non strutturali e l'interazione suolo-struttura (Hatzigeorgiou e Kanapitsas, 2013; Salama, 2013; Prajapati et al., 2012; Crowley et al., 2010; Kose, 2009). Tale parametro fornisce indicazioni sul comportamento globale del sistema edificio-terreno e dipende fortemente anche dal tipo di dinamica esibita dalla struttura nonché dai criteri di progettazione utilizzati e dalla pratica costruttiva utilizzata all'epoca di realizzazione dell'edificio. Negli ultimi anni sono stati effettuati diversi studi sperimentali, calibrati su dati provenienti da edifici monitorati durante eventi sismici rilevanti, che hanno portato allo sviluppo di formulazioni semplificate per stimare il periodo elastico. La grande maggioranza dei codici normativi a livello internazionale propone relazioni semplificate per la valutazione del periodo elastico delle strutture in funzione dell'altezza (Al-Nimry et al., 2014; Ditommaso et al., 2013; Ricci et al., 2011; Gallipoli et al., 2010; Michel et al., 2010; Verderame et al., 2010, 2007; Guler et al., 2008; Crowley et al., 2004), del numero di piani (Vidal et al., 2014; Michel et al., 2010; Oliveira et al., 2010) e, in alcuni casi, dell'estensione in pianta (Lee et al., 2000). Tuttavia, gran parte di tali relazioni sono state concepite secondo moderni criteri di progettazione sismica, diversi, in molti casi, da quelli che caratterizzano gli edifici esistenti.

La valutazione delle strutture esistenti e la conseguente progettazione degli interventi, così come la progettazione del nuovo, può essere affrontata con l'ausilio di analisi statiche, lineari e non lineari, a patto che la costruzione soddisfi alcuni requisiti geometrici e dinamici prescritti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) e dalla relativa Circolare esplicativa (617/2009). In tali condizioni, le forze statiche equivalenti da applicare alla struttura, per simulare l'effetto delle azioni sismiche, vengono calcolate facendo riferimento a una relazione semplificata che lega il periodo fondamentale di oscillazione all'altezza della struttura e alla tipologia strutturale. Negli ultimi anni, al fine di proporre relazioni semplificate, sono state eseguite diverse campagne numeriche e sperimentali su strutture in cemento armato in diverse aree geografiche. Le risultanze hanno evidenziato delle differenze sostanziali tra i valori dei periodi suggeriti dalle NTC 2008 e i valori sperimentali misurati in situ: la relazione di norma tende a sovrastimare, sistematicamente, i valori dei periodi di oscillazione delle strutture reali. A titolo di esempio, nella figura seguente vengono mostrati uno spettro di risposta elastico allo Stato Limite Ultimo e uno spettro di progetto (Fig. 1a) e uno spettro di risposta elastico allo Stato limite di Esercizio (Fig. 1b), per suolo di tipo B.

Figura 1. Spettro di risposta allo Stato Limite Ultimo (a) e spettro di risposta allo Stato Limite di Danno (b)

Come si può notare dalla Fig. 1, la sovrastima del periodo proprio di vibrazione può comportare l'adozione di un'accelerazione spettrale significativamente inferiore a quella reale. Tale approccio potrebbe essere coerente allo SLU, dove si deve tener conto dell'incremento del periodo a seguito delle plasticizzazioni della struttura. Al contrario, allo SLE, tale approccio si potrebbe rivelare a svantaggio di sicurezza in quanto la struttura, a tale livello prestazionale, non deve subire danneggiamenti tali da provocare riduzioni significative di rigidità. In questo lavoro viene presentato uno studio a carattere numerico e sperimentale, che ha l'obiettivo di confrontare il periodo fondamentale di oscillazione, misurato su diverse strutture intelaiate in cemento armato

ubicata in Basilicata, con il periodo fondamentale stimato con l'ausilio della formula 7.3.5 proposta dalle NTC 2008.

VALUTAZIONE DEL PERIODO CON FORMULAZIONE SEMPLIFICATA

La maggior parte delle relazioni presenti in letteratura tecnico-scientifica finalizzate alla determinazione del periodo fondamentale di oscillazione delle strutture, sono funzione dell'altezza totale H , dato che, più di ogni altro parametro, fissato il sistema di vincoli (incastro alla base), riassume il rapporto tra la rigidezza e la massa dell'edificio. La formulazione semplificata, tradizionalmente adottata, mette in relazione il periodo elastico (T) all'altezza (H) dell'edificio attraverso la seguente formulazione:

$$T = \alpha \cdot H^\beta \quad (1)$$

dove α è un coefficiente dipendente dalla tipologia strutturale. Essa compare per la prima volta in ATC3-06 (ATC, 1978) assumendo, per le strutture in calcestruzzo armato, il valore $\beta=0.75$, mentre il coefficiente α , calibrato sulla base dei periodi misurati durante il sisma di San Fernando del 1971, è posto pari a 0.025 (se H è in piedi) o, in maniera equivalente, a 0.06 (se H è espressa in metri).

Nell'ultimo decennio, sulla base di studi numerici e sperimentali, sono state proposte diverse varianti della sopracitata relazione che attribuiscono ai coefficienti α e β valori differenti (Al-Nimry et al., 2014; Ricci et al., 2011; Oliveira et al., 2010; Verderame et al., 2007; Lee et al., 2000). Tra le relazioni maggiormente citate in letteratura, che legano il periodo fondamentale di una struttura all'altezza, troviamo quella suggerita all'interno del lavoro di Goel e Chopra (1997). La formula empirica proposta per stimare il periodo fondamentale di vibrazione di edifici in calcestruzzo armato, è basata su misurazioni effettuate nel corso di diversi terremoti in California. In particolare, Goel e Chopra (1997), hanno collezionato una base dati sperimentale di ben 37 edifici in c.a., progettati sismicamente, con altezza variabile tra i 10 e 100 m, assoggettati a 8 terremoti californiani di diversa intensità, da quello di San Fernando del 1971 a quello di Northridge del 1994. La formulazione proposta è la seguente:

$$T = 0.052 \cdot H^{0.9} \quad (2)$$

dove altezza H è espressa in metri.

Un'altra relazione ampiamente citata in ambito scientifico è quella proposta da Hong e Hwang (2000) ottenuta sulla base dei risultati registrati su 21 edifici in c.a., progettati sismicamente, presenti sul territorio di Taiwan e sottoposti a 4 eventi di moderata intensità, tali da non violare il comportamento elastico della struttura. La formulazione è la seguente:

$$T = 0.029 \cdot H^{0.804} \quad (3)$$

A seguito del terremoto de L'Aquila del 6 Aprile 2009, alcuni autori (Ditomaso et al., 2013), hanno effettuato studi su 68 strutture intelaiate in c.a., differenti per tipologia strutturale, epoca di costruzione, altezza e livello di danneggiamento. In particolare, sono state ricavate delle relazioni periodo-altezza relative ai diversi livelli di danno riscontrati, in accordo con la scala EMS 98, considerando la seguente espressione:

$$T = \alpha \cdot H \quad (4)$$

I livelli di danno (DL) variano tra 1 (danno non strutturale) e 4 (danno strutturale elevato): sono stati ottenuti dei coefficienti di regressione relativi a un livello di danneggiamento DL0-DL1 (da danno trascurabile a limitato), un danneggiamento DL2-DL3 (da danno strutturale moderato a rilevante), un danneggiamento DL3 (danno rilevante).

Tabella 1. Coefficienti alfa di regressione

	DL0-DL1	DL2-DL3	DL3
alfa	0.016	0.026	0.028

Le Norme Tecniche per le Costruzioni riportano, nel paragrafo 7.3.3.2 *Analisi lineare statica*, la seguente relazione semplificata per la valutazione del periodo fondamentale di vibrazione:

$$T = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (5)$$

Dove C_1 dipende dalla tipologia strutturale ed, in particolare, è pari a 0.075 per costruzioni con struttura a telaio in cemento armato.

MODELLI NUMERICI

È stata effettuata un'estesa campagna di simulazioni numeriche considerando diverse tipologie di strutture in c.a. progettate a soli carichi verticali e modellate agli elementi finiti mediante l'utilizzo del programma SAP 2000. Su tali modelli sono state condotte analisi modali lineari per valutarne il periodo fondamentale. I modelli considerati sono caratterizzati da due, tre, quattro e cinque piani. È stata considerata, inoltre, la presenza e la possibile distribuzione delle tamponature all'interno del telaio spaziale, al fine di analizzare la loro influenza sulla risposta dinamica elastica. Per portare in conto la presenza delle tamponature (Dolce et al., 2004), che contribuiscono in termini di rigidità e resistenza, a modificare il reale comportamento per azioni orizzontali di un edificio, è previsto l'inserimento di bielle equivalenti reagenti solo a compressione. La valutazione della capacità resistente e irrigidente di un ipotetico tipo di tamponatura è stata effettuata considerando un sistema di bielle equivalenti, la cui area totale è stata determinata moltiplicando lo spessore del pannello t_w per una larghezza equivalente b_w , calcolata mediante la relazione di Mainstone R.J., (1974), valida per pannelli in laterizio di forma rettangolare. La fig. 2 mostra, della tipologia a 5 piani, un modello numerico tipo con e senza tamponatura.

Figura 2. Modelli numerici: (a) privo di tamponatura; (b) interamente tamponato

Delle quattro tipologie sono state analizzate le seguenti configurazioni che si differenziano in base al tipo di disposizione delle tamponature:

- Struttura priva di tamponatura (Bare Frames).
- Struttura interamente tamponata.
- Struttura con tamponatura a pilotis.

Complessivamente, sono state eseguite oltre 30 analisi statiche e dinamiche (lineari).

CAMPAGNA SPERIMENTALE

È stata eseguita un'ampia campagna di misure vibrazionali (di tipo velocimetrico) finalizzate alla caratterizzazione dinamica di diverse strutture intelaiate in cemento armato (sia strutture strategiche che edifici destinati a civile abitazione) ubicate in Basilicata.

La sperimentazione *in situ* è finalizzata alla valutazione delle principali caratteristiche dinamiche delle strutture e alla calibrazione, mediante tecniche di model updating, di modelli previsionali per la correlazione dei principali parametri geometrici di un edificio alle principali caratteristiche dinamiche, tali da tener conto anche della distribuzione delle componenti non strutturali, sia in condizione di vibrazione ambientale che sotto l'effetto di terremoti frequenti.

Il protocollo di indagine prevede il susseguirsi delle seguenti procedure di misurazione:

- Test in condizioni di vibrazioni ambientali alla testa dell'edificio;
- Test in condizioni di vibrazioni ambientali alla base dell'edificio;
- Misurazione altezza totale;
- Misurazione altezza interpiano;
- Valutazione rapporto dei lati alla base;
- Tipologia di tamponatura.

Le misurazioni sono state effettuate mediante velocimetri posizionati in testa e alla base degli edifici. Per ogni misura, considerata la tipologia di struttura e al fine di caratterizzare al meglio la risposta dinamica della struttura, sono stati utilizzati tempi di acquisizione della durata di 10 minuti.

RISULTATI

In questo paragrafo vengono mostrati i risultati preliminari derivanti dalle analisi numeriche e dalla campagna sperimentale. In particolare, è stata calibrata una relazione tra il periodo fondamentale di vibrazione e l'altezza di una struttura. Nelle Tab. 2 e 3 vengono riportati rispettivamente le frequenze e i periodi fondamentali ricavati dalla campagna numerica e sperimentale.

Tabella 2. Frequenze, periodi e altezze relativi ai modelli numerici

MODELLI NUMERICI	f [Hz]	T [sec]	H_{tot} [m]
Modelli privi di tamponatura	3.347	0.299	6
Modelli privi di tamponatura	2.543	0.393	9
Modelli privi di tamponatura	2.212	0.452	12
Modelli privi di tamponatura	1.959	0.510	15
Modelli totalmente tamponati	4.625	0.216	6
Modelli totalmente tamponati	3.400	0.294	9
Modelli totalmente tamponati	2.665	0.375	12
Modelli totalmente tamponati	2.199	0.455	15
Modelli con piano pilotis	3.776	0.265	6
Modelli con piano pilotis	3.030	0.333	9
Modelli con piano pilotis	2.472	0.405	12
Modelli con piano pilotis	2.067	0.484	15

Tabella 3. Frequenze, periodi e altezze relativi alle diverse strutture esaminate

STRUTTURE REALI	f [Hz]	T [sec]	H_{tot} [m]
I.I.S C. Levi Sant'Arcangelo	6.80	0.147	7.0
I.T.A. Villa D'Agri			
corpo 1	4.90	0.204	11.0
corpo 2	8.00	0.125	11.0
IPSIA Giorgi Potenza			
corpo 1	4.70	0.213	7.5
corpo 2	4.60	0.217	7.5
Istituto Alberghiero Potenza			
corpo 1	3.00	0.333	28.0
corpo 2	3.30	0.303	24.3
corpo 3	3.00	0.333	21.4
corpo 4	3.60	0.278	21.4
ITCG D'Errico Palazzo San Gervasio			
corpo 1	5.40	0.185	10.7
corpo 2	5.70	0.175	10.7
corpo 3	4.60	0.217	10.7
ITS D'Alessandro Lagonegro			
corpo 1	8.80	0.114	11.0
corpo 2	7.80	0.128	11.0
corpo 3	8.00	0.125	11.0
corpo 4	7.70	0.130	11.0
Liceo scientifico Melfi			
corpo 1	5.50	0.182	11.0
corpo 3	4.10	0.244	13.7
Liceo scientifico Potenza			
corpo 1	5.70	0.175	7.5
corpo 2	7.50	0.133	7.5
corpo 3	6.00	0.167	7.5
Mediafor Potenza	4.50	0.222	7.2
Scuola media F.lli Giura Maschito	4.60	0.217	11.6

Comune Maschito	4.90	0.204	12.7
Scuola elementare Giovanni XXIII Venosa	6.10	0.164	10.6
Scuola media De Luca Venosa	4.60	0.217	14.6

Nella Fig. 3 vengono mostrate le relazioni tra il periodo fondamentale e l'altezza per i diversi modelli numerici e le strutture reali.

Figura 3. Relazione tra il periodo fondamentale di vibrare e l'altezza per i diversi casi analizzati

Sono riportate, inoltre, la relazione contenuta nelle NTC 2008 (Equazione 5), la relazione proposta da Goel e Chopra (1997) (Equazione 2), la relazione proposta da Hong e Hwang (2000) (Equazione 3), le relazioni proposte da Ditommaso et al. (2013). Si può notare che le formulazioni proposte dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e da Goel e Chopra (1997) forniscono valori del periodo fondamentale superiori rispetto a quelli misurati su strutture reali non danneggiate.

Sulla base dei risultati ottenuti per le diverse strutture analizzate, è stata ricavata la seguente formulazione:

$$T = 0.011 \cdot H + 0.065 \quad (6)$$

La formulazione empirica proposta è basata sull'equazione 4 e differisce dalla stessa per la presenza di una costante. La costante α assume il valore 0.011 e l'intervallo di validità è [3, 40]m.

CONCLUSIONI

Dall'analisi dei risultati è emerso che il periodo calcolato con la relazione riportata nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) risulta superiore al periodo fondamentale misurato sulle strutture reali indagate in Basilicata. Anche per i modelli numerici, ad eccezione dei modelli Bare Frames, la relazione delle NTC 2008 sovrastima il periodo di vibrazione.

La formulazione proposta da Hong e Hwang (2000) riesce invece a stimare meglio i dati ottenuti dalla campagna di indagine sperimentale.

Tuttavia, la valutazione delle diverse formulazioni deve tener conto degli aspetti strutturali degli edifici esistenti che si presentano assai differenti dagli edifici progettati secondo una moderna concezione sismica. La regolarità in pianta o in elevazione e la gerarchia delle resistenze sono caratteristiche generalmente non considerate nel processo progettuale degli edifici esistenti.

Sulla base dei risultati ottenuti si possono effettuare alcune considerazioni in merito alla valutazione della sicurezza strutturale sia nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) che degli Stati Limite Ultimi (SLU). Utilizzando l'approccio semplificato, basato sulla categoria di sottosuolo (A, B, C, D, E – restane escluse le categorie speciali), e considerata la forma spettrale proposta dalla norma, la sovrastima del periodo fondamentale di vibrazione di una struttura può portare a considerare accelerazioni spettrali più basse e, di conseguenza, forze di inerzia più basse.

Le formulazioni del periodo proposte dalle attuali normative possono essere in accordo con la filosofia progettuale delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008), relativamente agli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC), ai quali si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e quindi, di conseguenza, un aumento del periodo proprio di vibrare rispetto alle condizioni non danneggiate. Per gli Stati Limite di Esercizio (SLO e SLD), ai quali si associa, invece, l'assenza, o quasi, di perdita di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, una tale sovrastima avrebbe come conseguenza quella di sottostimare le azioni sulla struttura. Pertanto, per essere più aderenti alle attuali filosofie progettuali, potrebbe essere opportuno considerare due distinte formulazioni del periodo fondamentale, con riferimento ai diversi stati limite considerati.

RINGRAZIAMENTI

Questo studio è stato finanziato parzialmente dal Dipartimento Nazionale di Protezione Civile nell'ambito del Progetto DPC-RELUIS 2015 – Osservatorio Sismico delle Strutture e Monitoraggio.

BIBLIOGRAFIA

- Al-Nimry H., Resheidat M., Al-Jamal M.; 2014: *Ambient vibration testing of low and medium rise infilled RC frame buildings in Jordan*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. **59**, pp. 21–29.
- Applied Technological Council 1978: *Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings*. Rep. No, ATC3-06, Applied Technological Council, Paolo Alto, California.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Crowley H., Pinho R.; 2004: *Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. **8** (Special Issue 1), pp. 93-119.
- Crowley H., Pinho R.; 2010: *Revisiting Eurocode 8 formulae for periods of vibration and their employment in linear seismic analysis*. Earthquake Engineering and Structural dynamics, Vol. **39**, pp. 223-235.
- Ditommasso R., Vona M., Gallipoli M.R., Mucciarelli M.; 2013: *Evaluation and consideration about fundamental period of damaged reinforced concrete buildings*. Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. **13**, pp. 1903-1912.
- Dolce M., Cardone D., Marnetto R., Mucciarelli M., Nigro D., Ponso F.C. Santarsiero G.; 2004: *Experimental static and dynamic response of a real r/c frame upgraded with SMA recentering and dissipating braces*. Proc. 13th World Conf. on Earthquake Eng., Vancouver, British Columbia, Canada, 1–6 August 2004, paper no. 2878, CDRom Edition.
- Fabbrocino G., Rainieri C., Verderame G.M.; 2007: *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*. Giornata di Studio “Controllo e monitoraggio di edifici in Calcestruzzo Armato: il caso-studio di Punta Perotti, Bari, Italia, Giugno 2007.
- Gallipoli M.R., Mucciarelli M., Šket-Motnikar B., Zupančić P., Gosar A., Prevolnik S., Herak M., Stipčević J., Herak D., Milutinović Z., Olumčeva T.; 2010: *Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. **8**, pp. 593-607.
- Goel R.K., Chopra A.K.; 1997: *Period formulas for moment-resisting frame buildings*. Structural Engineering Division ASCE; Vol. **123**, pp. 1454-1461.
- Guler K., Yuksel E., Kocak A.; 2008: *Estimation of the Fundamental Vibration Period of Existing RC Buildings in Turkey Utilizing Ambient Vibration Records*. Journal of Earthquake Engineering, Vol. **12**:S2, pp. 140-150.
- Hatzigeorgiou G.D., Kanapitsas G.; 2013: *Evaluation of fundamental period of low-rise and mid-rise reinforced concrete buildings*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. **42**, pp. 1599-1616.
- Hong L., Hwang W.; 2000: *Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan*. Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. **29**, pp. 327-333.
- Kose M.M.; 2009: *Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls*. Engineering Structures, Vol. **31**, pp. 93-102.
- Lee L.H., Chang K.K., Chun Y.S.; 2000: *Experimental formula for the fundamental period of RC buildings with shear-wall dominant systems*. The Structural Design of Tall Buildings, Vol. **9**, pp. 295-307.
- Mainstone R.J.; 1974: *Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames*, Current paper CP13/74, Build. Res. Establishment, London.
- Michel C., Guéguen P., Lestuzzi P., Bard P.Y.; 2010: *Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France*. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. **8**, pp. 1295-1307.
- NTC. Nuove norme tecniche per le costruzioni. DM 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008.
- Oliveira C.S., Navarro M.; 2010: *Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques*. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. **8**, pp. 609-642.
- Prajapati N., Desai A.N.; 2012: *Effect of height and number floors to natural time period of a multi-storey building*. International journal of emerging technology and advanced engineering, ISSN 2250-2459, Vol. **2**, Issue 11.
- Ricci P., Verderame G.M., Manfredi G.; 2011: *Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings*. Engineering Structures, Vol. **33**, pp. 308–319.
- Salama M.I.; 2013: *Experimental estimation of time period of vibration for moment resisting frame buildings*. 2nd Turkish Conference on Earthquake Engineering and Seismology – TDMSK -2013 September 25-27, 2013, Antakya, Hatay/Turkey.
- Verderame G.M., Iervolino I., Mariniello C., Manfredi G.; 2007: *Il periodo nella valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.* 12° Convegno Nazionale ANIDIS, Pisa, 10-14 giugno 2007, paper 315.
- Verderame G.M., Iervolino I., Manfredi G.; 2010: *Elastic period of sub-standard reinforced concrete moment resisting frame buildings*. Bulletin Earthquake Engineering, Vol. **8**, pp. 955-972.
- Vidal F., Navarro M., Aranda C., Enomoto T.; 2014: *Changes in dynamic characteristics of Lorca RC buildings from pre- and post-earthquake ambient vibration data*. Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. **12**, pp. 2095-2110.