FLORE
Repository istituzionale dell'Università degli Studi di Firenze

Analisi numerico-sperimentale di una ciminiera in muratura

Questa è la Versione finale referata (Post print/Accepted manuscript) della seguente pubblicazione:

Original Citation:

Analisi numerico-sperimentale di una ciminiera in muratura / Francesco Nicchi, E.D.M.. - In: BOLLETTINO INGEGNERI. - ISSN 2035-2433. - ELETTRONICO. - LXVI:(2018), pp. 15-25.

Availability:

The webpage https://hdl.handle.net/2158/1130514 of the repository was last updated on 2018-07-05T10:52:14Z

Terms of use:

Open Access

La pubblicazione è resa disponibile sotto le norme e i termini della licenza di deposito, secondo quanto stabilito dalla Policy per l'accesso aperto dell'Università degli Studi di Firenze (https://www.sba.unifi.it/upload/policy-oa-2016-1.pdf)

Publisher copyright claim:

La data sopra indicata si riferisce all'ultimo aggiornamento della scheda del Repository FloRe - The above-mentioned date refers to the last update of the record in the Institutional Repository FloRe

(Article begins on next page)

14 September 2026

ANALISI NUMERICO-SPERIMENTALE DI UNA CIMINIERA IN MURATURA

Francesco NICCHI, Emanuele DEL MONTE, Andrea BORGHINI, Sonia BOSCHI, Alessandro BRUNETTI, Paolo MAZZANTI

SOMMARIO

La memoria affronta lo studio della Ciminiera del Tannino. La ciminiera, in muratura di mattoni pieni a doppia canna e con setti radiali di collegamento tra i paramenti, è alta circa 45 metri e poggia su un basamento circolare alto 2.25 metri, anche questo in muratura di mattoni pieni; la canna esterna rastrema in altezza passando da circa 3.5 metri di diametro alla base a circa 1.5 metri in sommità, mantenendo costante lo spessore pari a 26 cm, mentre quella interna ha larghezza costante, pari a circa 1.7 metri, spessore pari a 15 cm ed alla quota di circa 38 metri si interrompe incontrando il paramento esterno. L'opera è stata costruita nei primi anni del XX secolo e presenta gli stessi sintomi di degrado di molte delle ciminiere in muratura di mattoni pieni sorte in Italia in quegli anni, dovuti perlopiù alle intemperie ed ai cicli di gelo e disgelo non più contrastati dal momento del disuso, tra cui il dilavaggio diffuso della malta di allettamento, l'esfoliazione dei laterizi e la deviazione dalla verticale. Vengono discussi i risultati delle verifiche condotte, sia in campo statico che dinamico, dopo aver descritto la campagna di indagine.

ABSTRACT

The Ciminiera del Tannino is a double pipe brickwork chimney, tall about 45 m and based on a cilindrical base tall 2.25 m (also this made of brickwork). The outer tube has a base diameter of 3.5 m and, at the crown, of 1.5 m. The outer tube thickness is 26 cm and the inner tube thickness is 15 cm; the inner tube has a constant diameter of 1.7 m and at 38 m height disappeared penetrating the outer one. The chimney was built in the early twentieth century and has the same symptoms of degradation as the other brickwork chimneys built in Italy in the same years. The symptoms are due to the weather and the frost cycles that are no longer counteracted by the time of disuse, including the mortar washout, exfoliation of the bricks and the deviation from the vertical. We have made linear tests in static and dynamic field and, after describing the survey campaign, the results of the analysis are discussed.

1. INTRODUZIONE

La Ciminiera del Tannino, realizzata in mattoni pieni a doppia canna, risale ai primi decenni del XX secolo. Posta in prossimità del centro abitato, è stata esposta alle intemperie per quasi 100 anni e in disuso da oltre cinquanta. "Fumante" simbolo di una delle più antiche e importanti industrie del luogo, fungeva da tiraggio per i forni, i quali, fornendo vapore che alimentava due turbine, producevano l'energia elettrica necessaria al funzionamento dell'intero stabilimento. In seguito all'avvento delle industrie per la produzione del tannino per via chimica (secondo dopoguerra) ci fu un rapido declino della produzione e infine, nel 1956, la definitiva chiusura dello stabilimento.

La struttura ha altezza complessiva pari a 47.36 metri (compreso il basamento circolare di altezza pari a 2.25 metri); il diametro alla base della ciminiera è pari a 3.54 metri mentre in sommità è difficilmente individuabile in modo univoco a causa della sfasature a sbalzo del coronamento. Nelle analisi condotte è stata considerata una sezione che rastrema linearmente dalla base (diametro pari a 3.54 metri alla quota di 2.25 metri) alla sommità (diametro di 1.53 metri alla quota di 47.36 metri) (Figura 1).

Il diffuso stato di degrado cui è soggetta la struttura, ascrivibile alle intemperie ed ai cicli di gelo e disgelo, è stato rilevato mediante ispezione visiva e avallato da riprese di dettaglio effettuate mediante volo con drone (Figura 2); consiste in:

- dilavaggio diffuso della malta di allettamento delle fasce esposte ad est e a nord.
- esfoliazione diffusa dei mattoni particolarmente evidente nelle fasce esposte ad est e a nord.
- quasi totale assenza della malta di allettamento degli elementi che costituiscono la parte superiore del coronamento.
- fuori piombo del coronamento sommitale.

Dopo aver presentato i risultati della campagna diagnostica che ha permesso di individuare la geometria e le caratteristiche meccaniche della struttura, sono descritte le azioni orizzontali (vento e sisma) cui è soggetta la struttura, ed infine vengono discussi i risultati e le verifiche delle analisi lineari condotte.

Figura 1. Struttura oggetto di studio (vista S-W).

Figura 2. Diffuso stato di degrado della struttura particolarmente evidente nella parte superiore della ciminiera.

2. CAMPAGNA DI INDAGINI

Al fine di acquisire un livello di conoscenza della struttura tale da poter svolgere le valutazioni di carattere geotecnico e strutturale, sono state svolte le seguenti tipologie di attività:

- rilievo geometrico della ciminiera ed esecuzione di saggi alla base e a diverse quote con l'uso di idoneo mezzo meccanico.
- monitoraggio dinamico con Interferometria Radar Terrestre.
- rilievo della struttura con tecnica Laser Scanner Terrestre (TLS).
- scavo localizzato per l'individuazione della struttura di fondazione.
- realizzazione di un'attività sperimentale in situ e laboratorio mirata alla caratterizzazione meccanica della muratura, ovvero:
- prove in situ sulla muratura mediante martinetto piatto singolo e doppio.
- prove in situ sulle malte della muratura mediante D.R.M.S. (Drilling Resistance Measurement System).
- prova di compressione su provini di mattoni prelevati in situ.

2.1 Saggi sulla muratura e rilievo geometrico

I saggi sono stati condotti al fine di individuare gli spessori della canna esterna e di quella interna (saggi a quota 2.25 m, 9.65 m e 11.65 m), e per identificare lo spessore e il numero dei setti radiali (saggio a quota 3.85 m). Da questi è emerso che la canna esterna ha spessore costante pari a 260 mm mentre il paramento interno ha spessore di 150 mm. L'intercapedine tra canna esterna e camino interno ha spessore variabile da 660 mm alla base della ciminiera e si annulla alla quota approssimativa di 38 metri; il collegamento tra le due canne è garantito da sette irrigidenti radiali che hanno spessore di 170 mm. La ciminiera insiste su un basamento cilindrico di diametro pari a 4.24 m e altezza pari a 2.25 m. L'osservazione diretta del blocco di fondazione ha permesso di individuare un ringrosso, alla base della ciminiera, delle dimensioni di 0.35 m a partire dalla profondità di 0.70 m da piano campagna; da tale profondità il blocco di fondazione si allarga linearmente fino ad un massimo di 0.77 m misurato alla profondità di 3.30 m.

2.2 Monitoraggio dinamico con Interferometria Radar Terrestre

Al fine di analizzare il comportamento dinamico della struttura e identificarne le principali frequenze proprie di vibrazione, è stato eseguito un monitoraggio dinamico con Interferometria Radar Terrestre - TInRAR ([1] [2]).

2.2.1 Principi di base della tecnica

L'Interferometria Radar Terrestre - TInRAR è una tecnica di telerilevamento che consente di eseguire, contestualmente, misure di spostamento su un elevato numero di punti della struttura oggetto di monitoraggio, con elevata frequenza di campionamento (fino ad alcune centinaia di Hz). Tale tecnica risulta pertanto adatta per lo studio e la caratterizzazione sia del comportamento statico che dinamico di strutture ed infrastrutture. Il sistema TInRAR è costituito da un radar interferometrico ad apertura reale dotato di antenne per la trasmissione e la ricezione del segnale radar di ritorno. La misura viene eseguita completamente in remoto, senza pertanto la necessità di installare sensori o riflettori a contatto con la struttura. In particolare vengono misurati spostamenti lungo la linea di vista strumento-scenario (LOS) attraverso il confronto delle informazioni di fase dell'onda elettromagnetica emessa e riflessa a differenti intervalli temporali [8] (Figura 3).

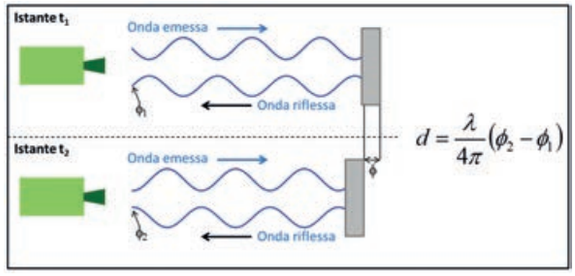

Figura 3. Calcolo degli spostamenti con tecnica TInRAR (d = spostamento misurato; λ = lunghezza d'onda emessa; φ = misura della fase grezza per ogni acquisizione).

2.2.2 Attività svolte

Le attività di rilievo in sito sono state svolte mediante un sensore modello IBIS-S IDS S.p.A. (Figura 4), installato temporaneamente su treppiede in corrispondenza di quattro diverse postazioni di rilievo identificate nell'ambito del sopralluogo tecnico preliminare.

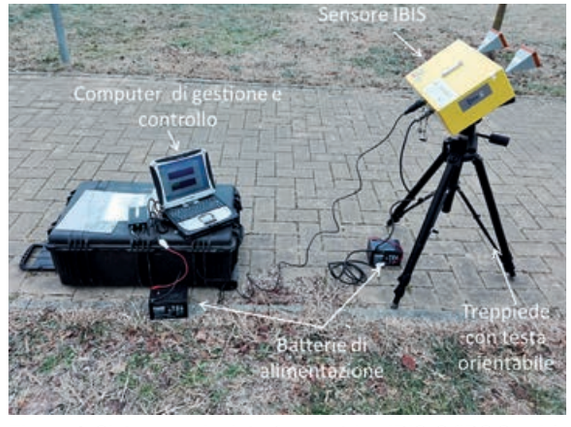

Figura 4. Sistema radar interferometrico IBIS-S (IDS S.p.A.).

Le postazioni di misura selezionate sono state ritenute idonee sia per le caratteristiche della tecnica sia per un'esaustiva caratterizzazione del comportamento dinamico della struttura (Figura 5). In particolare:

- la postazione TB01 (ubicata a circa 11 m dalla base della ciminiera) è stata scelta al fine di identificare eventuali frequenze proprie di vibrazione lungo l'asse verticale della struttura;
- le postazioni TB02 e TB03 (ubicate, rispettivamente, a circa 40 m e 55 m dalla base della struttura) sono state scelte al fine di identificare eventuali frequenze proprie di vibrazione sul piano orizzontale (in direzione circa Est-Ovest);
- la postazione TB04 (ubicata a circa 45 m dalla base della ciminiera) è stata scelta al fine di identificare eventuali frequenze proprie di vibrazione sul piano orizzontale (in direzione circa Nord-Sud).

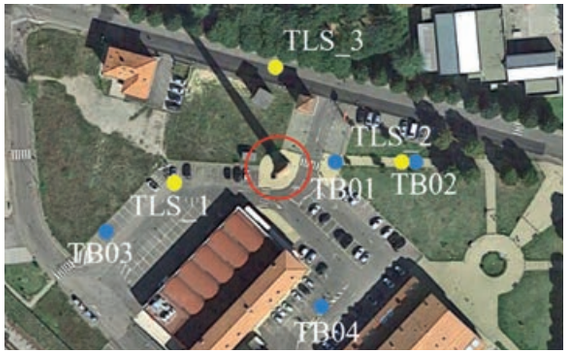

Figura 5. Ubicazioni delle postazioni di monitoraggio TInRAR (in blu) e delle postazioni di rilievo TLS (in giallo) su immagine ottica satellitare.

Le sessioni di rilievo (da ciascuna postazione di misura) sono state eseguite con una frequenza di campionamento del dato (PRF) di 150 Hz e in condizioni di sollecitazione ambientale naturale, come quelle indotte dall'azione del vento e del transito veicolare circostante. Nel corso delle attività di campo, l'intensità del vento è risultata fortemente variabile. Alcune sessioni di misura (come quelle eseguite dalla postazione TB04) sono pertanto state ripetute dalla medesima postazione al fine di identificare eventuali variazioni del comportamento dinamico della struttura in risposta a diverse condizioni di sollecitazione esterne. In Tabella 1 si riportano gli orari di inizio e fine delle sessioni di misura TInRAR.

Sessione di rilievo	Orario di inizio	Orario di fine	Durata
TB01	09:41:58	09:56:58	15 min
TB02	10:18:42	10:33:42	15 min
TB03	15:59:48	16:14:48	15 min
TB04 (1)	11:51:40	12:06:40	15 min
TB04 (2)	16:31:40	16:46:40	15 min

Tabella 1: Orari di inizio e fine delle sessioni di misura TInRAR.

2.2.3 Risultati ottenuti

I dati acquisiti sono stati elaborati con software ufficiali ed algoritmi proprietari di NHAZCA S.r.l. al fine di identificare le principali frequenze proprie di vibrazione della struttura e di valutarne le ampiezze di oscillazione. Per le analisi in frequenza è stato applicato un filtro Butterworth [3] con banda compresa tra 0.1 Hz e 10 Hz. Si riportano di seguito gli spettri di frequenza ottenuti, in corrispondenza di diversi settori della struttura, dall'analisi dei dati acquisiti nell'ambito delle sessioni di rilievo TB03 e TB04, ritenuti rappresentativi, rispettivamente, del comportamento dinamico della struttura lungo la direzione orizzontale sul piano Est-Ovest ed orizzontale sul piano Nord-Sud (Figura 6 e Figura 7). I grafici riportano gli spettri di frequenza ottenuti per ciascun punto di misura (Rbin).

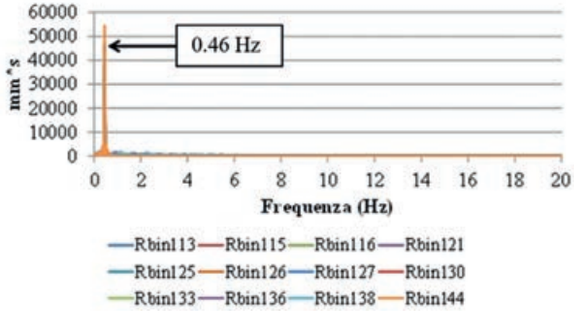

Figura 6. Spettri di frequenza ottenuti dalla postazione di rilievo TB03.

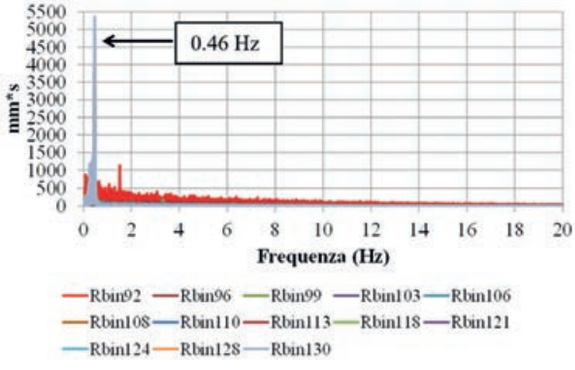

Figura 7. Spettri di frequenza ottenuti dalla postazione di rilievo TB04.

2.3 Rilievo della struttura con tecnica Laser Scanner Terrestre (TLS)

Al fine di acquisire il modello tridimensionale accurato della struttura è stato eseguito un rilievo multi-stazione con tecnica Laser Scanner Terrestre (TLS) [7]. In particolare, le attività sono state condotte con un sensore Riegl VZ1000 in grado di rilevare oggetti fino ad una distanza massima di circa 1.400 m, dotato di antenna GPS, sensore inclinometrico, bussola e fotocamera ad alta risoluzione Nikon D700 per l'acquisizione di immagini ottiche calibrate con il sensore laser.
I rilievi sono stati condotti da tre differenti punti di rilievo al fine di minimizzare le zone d'ombra residue e ottenere un modello tridimensionale continuo (Figura 5).

2.3.1 Risultati ottenuti

I dati acquisiti sono stati elaborati con software ufficiali e algoritmi commerciali di NHAZCA S.r.l.. Le nuvole di punti acquisite dalle singole postazioni di rilievo sono state allineate (mediante un processo di rototraslazione) per trasporle in un sistema di riferimento locale univoco e generare, di conseguenza, una nuvola di punti della struttura con oltre 20 milioni di punti. Tale processo è stato svolto mediante l'identificazione di punti comuni tra le nuvole di punti acquisite dalle singole postazioni di rilievo.
Attraverso il modello tridimensionale virtuale sono stati ricavati i principali parametri geometrici della struttura (altezza e diametro in corrispondenza di sezioni orizzontali a diverse altezze) che sono riportati nello schema di Figura 8.

2.4 Prove con martinetti piatti

La prova con martinetto piatto singolo è stata svolta ad una quota di 1.5 metri dall'estradosso del basamento; sono stati eseguiti due cicli, di cui il primo con passo di incremento pressione pari a 1.0 bar, successivo scarico con passo di decremento pressione pari ad almeno 2 bar ed infine ricarico con passo di incremento pressione pari a 2 bar; in Figura 9 si nota che le quattro basi di misura hanno risposto in maniera similare, indice della buona riuscita della prova. La pressione di ripristino deformazione risulta essere pari a 8 bar che corrisponde ad una tensione sulla muratura pari a 0.57 MPa.
Circa la prova con martinetto piatto doppio, sono stati eseguiti quattro cicli di carico e successivo scarico, con acquisizione in continuo della pressione. La massima tensione registrata è stata pari a 2.31 MPa. In Figura 10 è proposto l'andamento del grafico tensione-deformazione, basato sulla media delle deformazioni delle basi verticali, mentre in Figura 11 è riportato il grafico del modulo di elasticità E ricavato dalla curva inviluppo

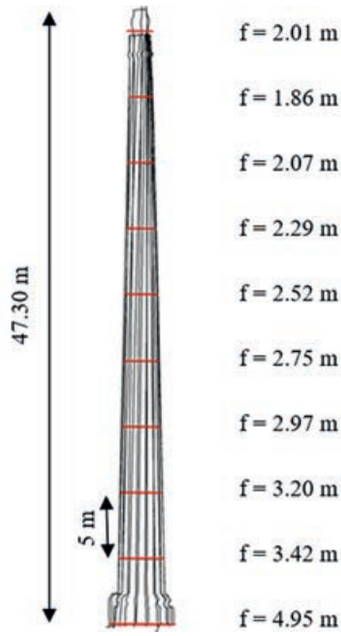

Figura 8. Schema geometrico della struttura ottenuto dal rilievo TLS.

dei quattro cicli con l'andamento della tensione applicata.
Per valori dello stato tensionale prossimi al valore registrato sperimentalmente in situ, che corrisponde a circa 1/3 della tensione massima della prova (prossima al carico di rottura della muratura), il valore del modulo E è compreso tra 2000 MPa e 2500 MPa.
Durante la prova con martinetto doppio, le oscillazioni della ciminiera indotte dall'azione del vento sono state registrate come fluttuazioni della

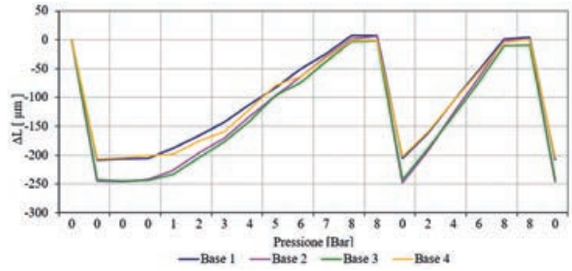

Figura 9. Diagramma pressione martinetto – deformazione basi di misura.

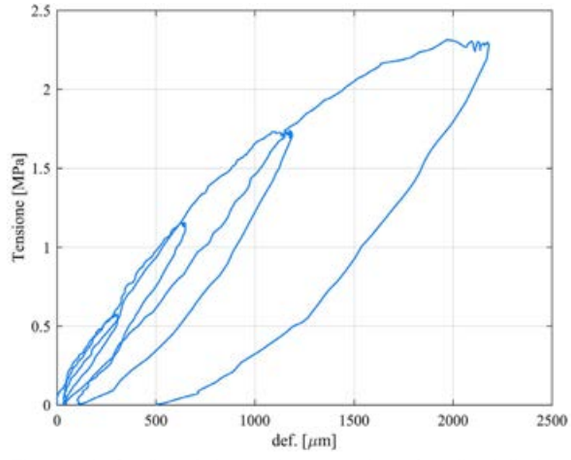

Figura 10. Grafico deformazione-tensione (media delle letture delle basi di misura).

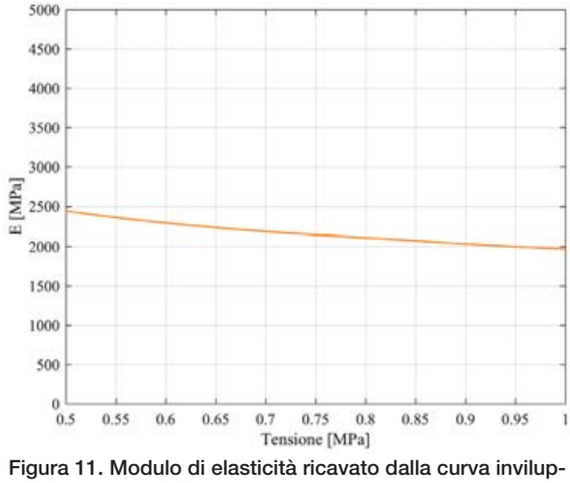

Figura 11. Modulo di elasticità ricavato dalla curva inviluppo dei quattro cicli.

storia di carico; in Figura 12 è riportata l'analisi spettrale dei cicli di carico che ha permesso di individuare la frequenza principale di vibrazione

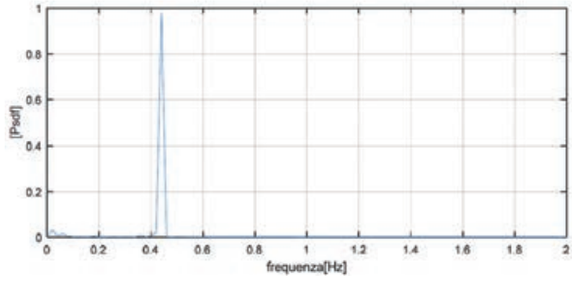

Figura 12. Spettro di densità di potenza del segnale.

della ciminiera a partire dai dati misurati con il martinetto piatto. Questa è risultata essere pari a 0.44 Hz ± 0.02 Hz, del tutto in linea con il risultato del monitoraggio dinamico con Interferometria Radar Terrestre (pari a 0.46 Hz).

2.5 Prove con D.R.M.S.

Il sistema DRMS (Drilling Resistance Mesurement System) è un trapano strumentato che misura la resistenza alla perforazione del materiale oggetto di indagine mediante una cella di carico. Durante la prova viene misurata con continuità la forza resistente alla foratura, mantenendo costanti sia la velocità di rotazione della punta sia la velocità di avanzamento (il campionamento dei

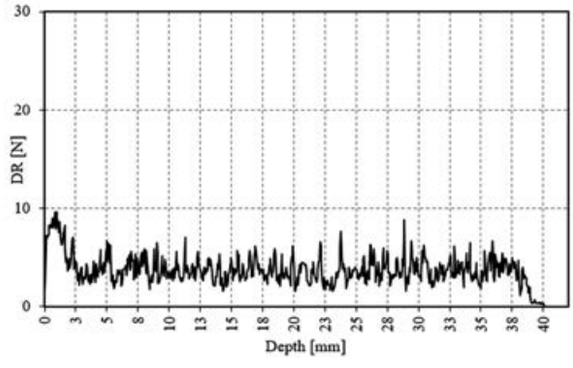

Figura 13. Esempio di grafico della forza di perforazione in funzione della profondità.

dati prevede una registrazione ogni cinque centesimi di millimetro). Il risultato finale è una curva che evidenzia l'andamento della forza di foratura (DR [N]) in funzione della profondità di penetrazione (Depth [mm]) [6] (Figura 13).
Nel corso delle prove vengono eseguiti dei fori di comparazione su provini di malta campione, con resistenza a compressione nota, al fine di valutare il grado di usura delle punte e correggere quindi i dati di ingresso. Le caratteristiche principali della prova sono le seguenti:
- velocità di avanzamento da 1 a 40 mm/min

(standard pari a 40 mm/min).
- velocità angolare da 100 a 1200 rpm (standard pari a 300 rpm).
- diametro punte pari a 5 mm.
- numero massimo di fori per ogni punti pari a 40.
- profondità massima dei fori pari a 45 mm.

Analizzando statisticamente i risultati della prova è possibile stabilire la qualità della malta. La malta non risulta essere di qualità scadente ma, data la quasi assenza in molti punti, nelle verifiche strutturali non è stato considerato il coefficiente migliorativo proposto dalla Circolare Ministeriale 217/2009 [4].

2.6 Prove di laboratorio

Per avere una stima quantitativa della resistenza dei blocchi di laterizio, sono state condotte dal Laboratorio Prove e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale della Scuola di Ingegneria di Firenze prove di schiacciamento su campioni estratti dalla ciminiera (Figura 14). In totale i campioni prelevati sono in numero di tre (B1, B2 e B3) da cui sono stati estratti quattro provini (dal campione B2 sono stati ricavati due provini). Il valore medio della tensione di rottura è risultato essere pari a 29.4 MPa mentre la massa volumica ha valore medio 1811.5 kg/m^3.

2.7 Resoconto del processo di conoscenza

Per la tipologia di muratura è stato fatto riferimento alla categoria “muratura in mattoni pieni e malta di calce” della Tab. C8A.2.1 della Circolare Ministeriale 617 del 02/02/2009 [4].
Tenuto conto di quanto suggerito dalla vigente normativa e relativa circolare esplicativa al punto C8A.1.B [4], nella quale vengono esplicitati i dati richiesti per il raggiungimento di un determinato livello di conoscenza, la campagna di indagine effettuata ha permesso di raggiungere un “livello di conoscenza adeguato” (LC2) e pertanto il fattore di confidenza (FC), da applicarsi ai valori di resistenza dei materiali, ha assunto valore 1.20; sono quindi stati adottati i valori medi delle resistenze proposti mentre, per il modulo elastico, è stato deciso di adottare il valore di 2500 MPa in accordo con i risultati sperimentali della prova con martinetto doppio. Nella Tabella 2 sono riportati i valori dei parametri meccanici della muratura.
Il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza della muratura (γ_m) assume i seguenti valori:
- verifiche non sismiche (carichi gravitazionali e vento): $\gamma_m = 3.0$.
- verifiche in campo sismico: $\gamma_m = 2.0$.

Applicando anche il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali (alle sole resistenze) si ottiene quanto riportato nella seguente tabella (Tabella 3).

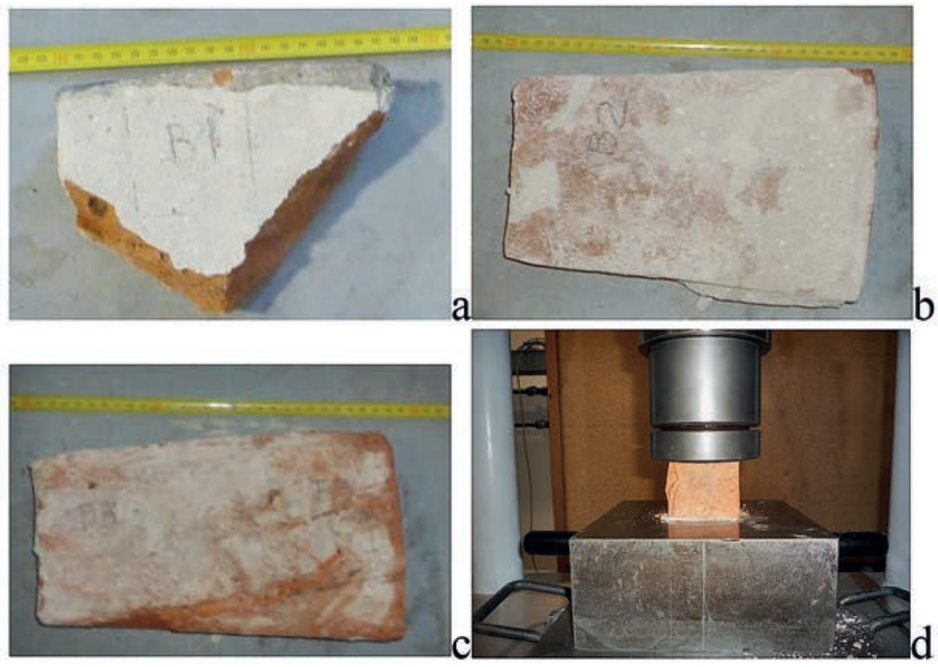

Figura 14. Campioni prelevati in situ da cui sono stati estratti i provini sottoposti a schiacciamento (a,b,c); prova di schiacciamento sul provino B1 (d).

Peso specifico	Modulo elastico	Resistenza a compressione	Resistenza a taglio
w	E	f_m	τ_0
kN/m^3	MPa	MPa	MPa
18.0	2500	3.2	0.076

Tabella 2. Parametri meccanici della muratura.

Campo non sismico		Campo sismico	
$f_{m,d}$	$\tau_{0,d}$	$f_{m,d}$	$\tau_{0,d}$
MPa	MPa	MPa	MPa
0.89	0.021	1.33	0.032

Tabella 3. Resistenze della muratura adottate nelle verifiche.

3. AZIONI ORIZZONTALI

Le azioni orizzontali prese in considerazione sono:
- azione del vento.
- azione sismica.

Per costruzioni snelle è necessario tenere in conto l’effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici indotto dall’azione del vento (vortex shedding); pertanto, oltre all’azione del vento longitudinale, è stato necessario stimare anche le azioni indotte da tale fenomeno.

3.1 Azione del vento longitudinale

Poiché la struttura in esame non rientra tra le tipologie edilizie per cui è lecito assumere il coefficiente dinamico (c_d) pari a 1.0 [9], si è proce-

duto alla stima dell'azione del vento secondo le "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni - CNR DT-207/2008" [5].
Le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento su costruzioni ed elementi snelli possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali f_X e f_Y e un momento torcente m_z, per unità di lunghezza, applicati lungo l'asse z di riferimento della costruzione. Vista la simmetria polare della sezione l'unica azione considerata è la forza longitudinale diretta lungo X.
Lo smorzamento relativo al critico per il primo modo flessionale è dato dalla somma di tre distinti contributi:

- ξ_s: rapporto di smorzamento strutturale.
- ξ_a: rapporto di smorzamento aerodinamico.
- ξ_d: rapporto di smorzamento legato alla presenza di eventuali elementi dissipativi (non essendo presenti tale contributo non è stato considerato).

Lo smorzamento strutturale gioca un ruolo fondamentale nella stima del coefficiente di amplificazione dinamica longitudinale c_{dD} e nella stima delle azioni trasversali indotte dal distacco dei vortici in risonanza; tenuto conto della difficoltà della stima di tale parametro, si è deciso di procede con un'analisi parametrica assumendone differenti valori. Con riferimento a quanto riportato in [5], è stato adottato come primo valore del rapporto di smorzamento strutturale relativo al critico per i primi modi di vibrazione il valore proposto per ciminiere in cemento armato, ovvero: ξ_{s1} = 0.005; in seconda analisi è stato assunto invece: ξ_{s2} = 0.010; in ultimo è stata condotta un stima mediante il metodo del decremento logaritmico.
Circa il rapporto di smorzamento aerodinamico relativo al primo modo di vibrazione flessionale nella direzione del vento, invece, con riferimento a [5] si è ottenuto $\xi_{a1} = \xi_{a2}$ = 0.00358, mentre è stato posto ξ_{a3}= 0 poiché lo smorzamento strutturale misurato con metodi sperimentali è comprensivo anche del contributo aerodinamico.

3.1.1 Rapporto di smorzamento strutturale valutato mediante il metodo del decremento logaritmico

Tale metodo è applicabile ad un sistema in oscillazioni libere dotato di smorzamento, pertanto è stato necessario individuare nell'intero campo di registrazioni interferometriche quegli intervalli di tempo rappresentativi di tale comportamento; a tal fine sono state estratte quattro finestre temporali, tre dalla registrazione TB03 e una da TB04. Tutte le registrazioni erano disturbate da rumore di fondo ad alta frequenza (rumore ambientale), pertanto è stato necessario un preliminare filtraggio dei segnali con cut-off delle frequenze superiori a 2 Hz (Figura 15 e Figura 16). Lo smorzamento strutturale relativo al critico ricavato da tale analisi è risultato essere pari al 25‰ ovvero: ξ_{s3} = 0.025.
Il periodo medio valutato sui picchi (positivi e negativi) è pari a 2.22 secondi e pertanto la frequenza è 0.45 Hz, valore prossimo alla frequenza fondamentale di vibrare della ciminiera già ricavata con l'analisi interferometrica e il martinetto piatto doppio.

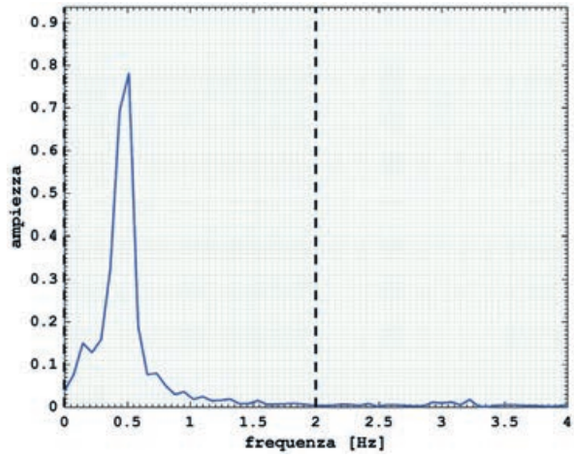

Figura 15. Esempio di filtraggio dati (registrazione TB03 – intervallo 1).

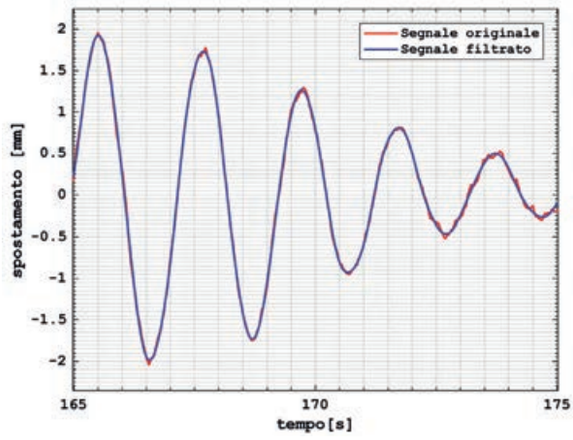

Figura 16. Sovrapposizione del segnale originale e segnale filtrato (registrazione TB03 - intervallo 1).

3.1.2 Coefficiente dinamico longitudinale (c_{dD})

Il coefficiente dinamico longitudinale è stato valutato in accordo al "metodo dettagliato" descritto in [5]. In Tabella 4 sono riportati sinteticamente i risultati ottenuti.

ξ_s	ξ_a	ξ	c_{dD}
0.005	0.00358	0.00858	1.175
0.010	0.00358	0.01358	1.025
0.025	0.00000	0.02500	0.873

Tabella 4. Valori del rapporto di smorzamento strutturale, aerodinamico e complessivo, e dei coefficienti dinamici longitudinali.

3.2 Distacco alternato dei vortici

Il distacco alternato dei vortici induce sulla struttura un'azione ciclica ortogonale alla direzione del vento, con una frequenza che è funzione dalla velocità media del vento, e dalla forma e dimensione della sezione della ciminiera. Quando la frequenza del distacco dei vortici è prossima a una frequenza propria trasversale della struttura (condizione di risonanza) l'azione ciclica indotta cresce tanto più quanto minori sono lo smorzamento e la massa della struttura. Le azioni statiche equivalenti associate al distacco dei vortici in risonanza con la struttura sono valutate applicando i criteri forniti in [5]. Gli effetti del distacco dei vortici devono essere valutati per tutte le velocità critiche che soddisfano la relazione:

$$v_{cr,i} < v_{m,l} \qquad (1)$$

dove $v_{cr,i}$ è la velocità critica di distacco dei vortici per il modo i-esimo valutata nella posizione più sfavorevole mentre $v_{m,l}$ è la velocità media del vento, valutata alla quota in cui si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno (T_R) pari a 10 volte il periodo di ritorno di riferimento ($T_{R,0}$ = 50 anni). Tale analisi è stata condotta per tutti i modi di vibrare nelle posizioni di spostamento modale massimo (assoluto e relativo). In Tabella 5 sono riportati i modi di vibrare e le quote per cui è soddisfatta la (1) e per i quali, quindi, è stato necessario considerare l'azione indotta dal distacco dei vortici in risonanza.

modo di vibrare	quota del punto [m]	v_{cr} [m/s]	$v_{m,l}$ [m/s]	nome combinazione
1	47.36	3.5	40.2	vento$_1$
2	25.25	19.9	36.1	vento$_{2a}$
2	47.36	10.6	40.2	vento$_2$
3	47.36	28.6	40.2	vento$_3$

Tabella 5. Velocità critiche e velocità medie del vento per i differenti modi di vibrare.

3.3 Azione sismica

La velocità delle onde di taglio del terreno entro i primi 30 metri di profondità ($V_{s,30}$) è pari a 361 m/s, dunque la categoria di sottosuolo di riferimento è la categoria B [9]. Tuttavia, poiché il valore di $V_{s,30}$ è prossimo al valore limite per il quale si ha il passaggio da terreno di categoria B a terreno di categoria C (il limite citato è pari a 360 m/s), e tenuto conto che il bedrock sismico è ad una profondità da piano campagna inferiore a 20 metri, le analisi sismiche sono condotte anche nell'ipotesi che il terreno di fondazione ricada nella categoria E.
Poiché il sito in esame non presenta pendenze apprezzabili è stata assunta la categoria topografica T1.

Con riferimento a [10] è stato adottato un fattore di struttura q = 1.5 corrispondente a una classe di duttilità bassa [CD "B"]; inoltre la struttura è stata considerata regolare in altezza poiché massa e rigidezza variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della struttura ([9] [10]).

4. ANALISI E VERIFICHE

Sono state condotte analisi lineari della ciminiera per la stima degli effetti indotti dai carichi gravitazionali e dalle azioni orizzontali (vento e sisma).

4.1 Enti resistenti

L'ente resistente per le verifiche a compressione centrata è stato posto pari a:

$$\mathrm{N_{Rd}} = A \times f_d \qquad (2)$$

dove A è l'area della corona circolare alle varie quote di analisi e f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura (Tabella 3).
Il momento ultimo resistente per le verifiche a pressoflessione è così definito:

$$\mathrm{M_{Rd}} = 0.85 f_d \times A' \times y_G \qquad (3)$$

dove f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura (Tabella 3), y_G è la distanza del baricentro della sezione reagente dall'asse della ciminiera e A' è l'area della corona circolare reagente valutata imponendo:

$$\mathrm{N_{Ed}} = 0.85 f_d \times A' \qquad (4)$$

Il taglio resistente per la generica sezione trasversale è stato stimato secondo il meccanismo di "scorrimento" valutando l'area della zona compressa della muratura che soddisfa l'equilibrio alla traslazione verticale e alla rotazione rispetto all'assegnata coppia sollecitante N_{Ed} e M_{Ed}, ipotizzando un diagramma lineare delle tensioni di compressione e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Il taglio resistente è pertanto valutato nel seguente modo:

$$\mathrm{V_{Rd}} = A' \times f_{vd} \qquad (5)$$

dove A' è l'area della corona circolare reagente valutata con le ipotesi sopra citate e f_{vd} è la resistenza a taglio di progetto della muratura (Tabella 3).

4.2 Verifiche per carichi gravitazionali

In Figura 17 sono riportati l'ente resistente (N_{Rd}) e sollecitante (N_{Ed}) per la verifica a soli carichi gravitazionali. La verifica evidenzia, alla base della struttura, un tasso di lavoro eccessivamente alto.

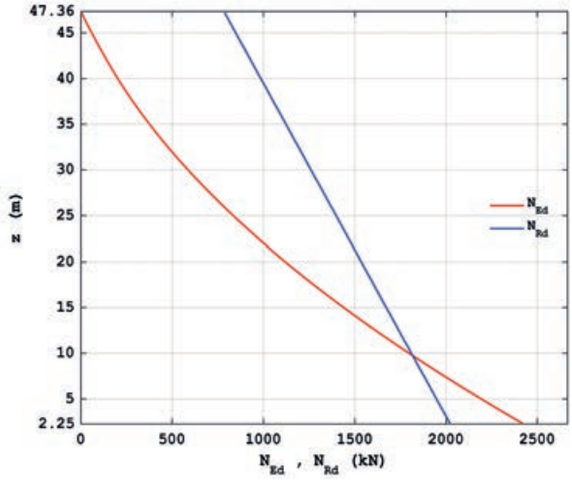

Figura 17. Ente sollecitante (N_{Ed}) e ente resistente (N_{Rd}) per la verifica allo stato limite ultimo.

4.3 Verifiche per azioni orizzontali (vento)

In Figura 18 e Figura 19 sono riportate, a titolo esemplificativo, le eccentricità del carico esterno per le differenti combinazioni di carico allo SLU considerando uno smorzamento strutturale pari al 5‰ (Figura 18) e pari al 25‰ (Figura 19).

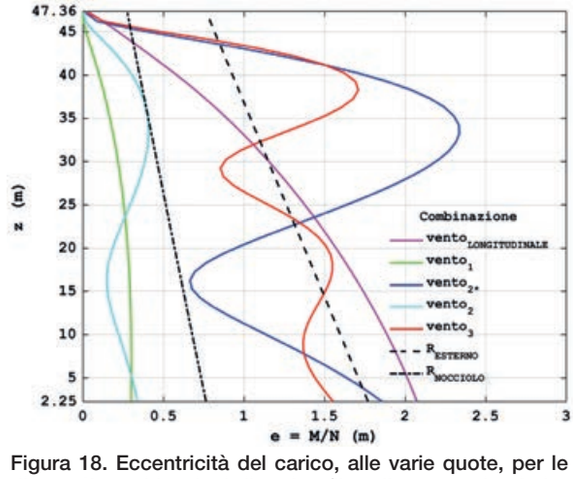

Figura 18. Eccentricità del carico, alle varie quote, per le differenti combinazioni di carico (il pedice numerico in legenda rappresenta il numero del modo di vibrare in risonanza cui è associato il distacco dei vortici) allo SLU con ξs = 0.005 confrontata con il raggio esterno della ciminiera e con il raggio del noccio d'inerzia.

Dalla Figura 18 e Figura 19 emerge l'importanza del valore dello smorzamento strutturale. Anche nel caso di smorzamento strutturale pari al 25‰, però, le verifiche mostrano uno stato di sollecitazione non compatibile con le caratteristiche di resistenza del materiale, a causa dell'eccessivo impegno a compressione della muratura evidenziato in § 4.2.

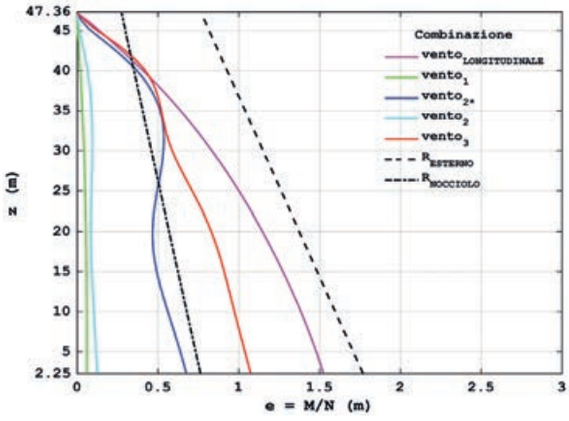

Figura 19. Eccentricità del carico, alle varie quote, per le differenti combinazioni di carico allo SLU con ξs = 0.025.

4.4 Verifiche per azioni orizzontali (sisma)

È stata condotta un'analisi dinamica lineare della struttura considerato un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore al 90% come richiesto in [10].

Dallo studio è emerso che per entrambe le categorie di sottosuolo si ha, a differenti quote, una eccentricità esterna alla sezione della ciminiera (Figura 20 e Figura 21). Tale fenomeno interessa praticamente l'intera ciminiera nelle analisi condotte per la categoria di sottosuolo E mentre si limita ad un tratto centrale (approssimativamente tra le quote 27.5 m e 44.0 m) per le analisi associate alla categoria di sottosuolo B.

Le analisi in campo sismico hanno quindi evidenziato una criticità diffusa.

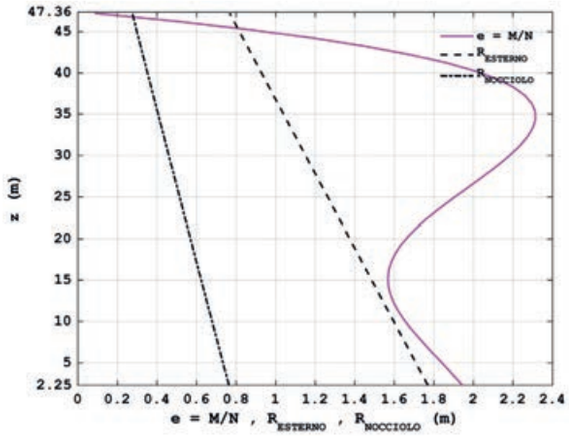

Figura 20. Eccentricità del carico, alle varie quote, per il sottosuolo di categoria E, confrontata con il raggio esterno della ciminiera e con il raggio del noccio d'inerzia.

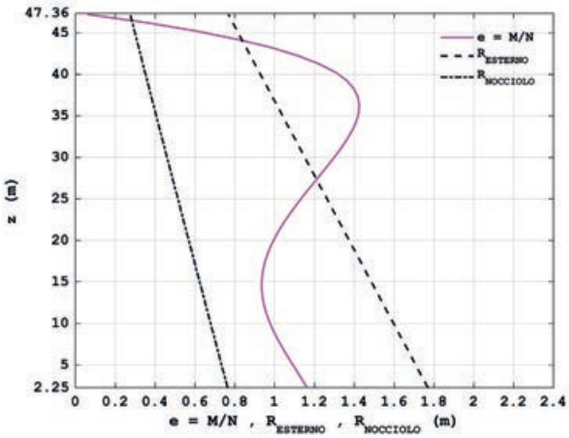

Figura 21. Eccentricità del carico, alle varie quote, per il sottosuolo di categoria B, confrontata con il raggio esterno della ciminiera e con il raggio del noccio d'inerzia.

5. CONCLUSIONI

L'approfondita campagna di indagine, cui è stata soggetta la Ciminiera del Tannino, ha permesso di raggiungere un "livello di conoscenza adeguato" (LC2) e pertanto il fattore di confidenza (FC), da applicarsi ai valori di resistenza dei materiali, è stato posto pari a 1.20.

Le azioni considerate nelle verifiche sono state, oltre al peso proprio, le azioni orizzontali indotte dal vento e dal sisma.

Particolare attenzione è stata posta nella stima delle azioni trasversali indotte dal distacco alternato dei vortici, che sono risultate essere particolarmente gravose ed estremamente sensibili al valore dello smorzamento della struttura (ξ_s); quest'ultimo è stato oggetto di un'analisi parametrica, assumendo tre distinti valori pari a 0.005 (valore suggerito da [5] per ciminiere in cemento armato), 0.010 e 0.025 (ottenuto con il metodo del decremento logaritmico sulle oscillazioni libere della struttura).

Dalla verifica per carichi gravitazionali è emerso un tasso di lavoro eccessivamente alto alla base della ciminiera.

Le verifiche per le azioni longitudinali e trasversali indotte dal vento hanno evidenziato una condizione di particolare criticità anche con il rapporto di smorzamento strutturale pari al 25‰; questo è vero, in particolare, quando la risultante dei carichi esterni ha un'eccentricità superiore al raggio esterno della ciminiera e alla base della struttura, per cui la muratura va in crisi per compressione.

Le analisi sismiche sono state condotte ipotizzando per la struttura un comportamento poco dissipativo (q = 1.5) come suggerito da [10]. Sono state considerate due distinte categorie di sottosuolo, la categoria B e la categoria E. Dallo studio è emerso che per entrambe le categorie di sottosuolo si ha, a differenti quote, una eccentricità esterna alla sezione della ciminiera, e pertanto è evidente una condizione di criticità diffusa dovuta all'elevato stato di sollecitazione in relazione alle caratteristiche di resistenza del materiale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] Beninati L., Brunetti A., Caruso C., Mazzanti P. (2015). "Structural Health Characterization of an Old Riveted Iron Bridge By Remote Sensing Techniques". Proceedings of the 7th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Torino, 1-3 luglio 2015.

[2] Bongiovanni G., Brunetti A., Clemente P., Conti C., Mazzanti P., Verrubbi V. (2015). "Dynamic characterization of tower structures by means of interferometry measurements". Proceedings of the 7th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, Torino, 1-3 luglio 2015.

[3] Butterworth S. (1930). On the Theory of Filter Amplifiers. Experimental Wireless and the Radio Engineer 7, pp. 536–541.

[4] Circolare 2009. "Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008." G.U. n. 47 del 26.02.2009, S.O. n. 27.

[5] CNR-DT 207/2008. (2009). "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

[6] Del Monte E., Vignoli A. (2008). "In situ mechanical characterization of the mortar in masonry buildings with DRMS". Proceedings of the Sacomatis conference, Varenna (Co), 1-2 settembre, Rilem PRO 59, Vol. 1, pp. 421-430.

[7] Lichti DD., Gordon SJ., Stewart MP. (2012). Ground-based Laser Scanners: Operation, Systems and Applications. Geomatica, Vol. 56, pp. 21-33.

[8] Mazzanti P. (2012). Il monitoraggio degli spostamenti con Interferometria SAR Terrestre. Geomedia, Vol. 1-2012, pp. 6-10.

[9] NTC 2008 (D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/01/2008) (2008). "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni." G.U. n. 29 del 04.02.2008, S.O. n. 30.

[10] UNI EN 1998-6. (2005). "Design of structures for earthquake resistance, part 6: Towers, masts and chimneys".

Francesco NICCHI consegue la laurea magistrale in Ingegneria Civile a Firenze discutendo la tesi "La Basilica di San Francesco ad Arezzo: indagini sperimentali e valutazione del rischio sismico" e attualmente esercita la professione di ingegnere progettista collaborando con la Società di Ingegneria S2R S.r.l., Spin-off dell'Università degli studi di Firenze. È specializzato nello studio dell'interazione terreno-strutture e nel consolidamento di terreni di fondazione e pendii.

Emanuele DEL MONTE è laureato in Ingegneria Civile ed ha conseguito il Dottorato di Ricerca in ingegneria civile e ambientale con la tesi "Valutazione dell'affidabilità dei metodi di analisi non lineare nelle strutture in cemento armato". Libero professionista esperto in riduzione del rischio sismico, svolge attività didattica presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze ed è autore di numerosi articoli scientifici in ambito di ingegneria sismica. È l'amministratore delegato della Società di Ingegneria S2R S.r.l.

Andrea BORGHINI è laureato in Ingegneria Civile ed ha conseguito il Dottorato di Ricerca in ingegneria civile e ambientale con la tesi "Valutazione della duttilità di strutture esistenti in c.a.". Libero professionista esperto di progettazione, svolge attività didattica presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze ed è autore di molteplici articoli scientifici. È il presidente del consiglio di amministrazione della Società di Ingegneria S2R S.r.l.

Sonia BOSCHI è laureata in Ingegneria Civile ed ha conseguito il Dottorato di Ricerca in ingegneria civile e ambientale. Libero professionista, collabora con la Società di Ingegneria S2R S.r.l., di cui fa parte del Comitato Tecnico Scientifico. Svolge attività didattica presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze ed è autore di molteplici articoli scientifici.

Paolo MAZZANTI Dottore di ricerca in Scienze della Terra, è ricercatore in Geologia Applicata e docente di telerilevamento presso l'Università presso l'Università di Roma "Sapienza". Consulente del centro di ricerca CERI (Centro di Ricerca per la Previsione, Prevenzione e Controllo dei Rischi Geologici), è il fondatore e amministratore delegato di Nhazca S.r.l., spin-off della "Sapienza" Università di Roma. È autore di numerosi articoli scientifici circa il monitoraggio delle deformazioni del terreno con tecniche di telerilevamento e interferometria SAR satellitare e terrestre.

Alessandro BRUNETTI ha conseguito la laurea specialistica in Geologia Applicata all'Ingegneria e alla Pianificazione del Territorio presso l'Università Sapienza di Roma. Consulente del centro di ricerca CERI (Centro di Ricerca per la Previsione, Prevenzione e Controllo dei Rischi Geologici) ed esperto in tecniche di telerilevamento.

NEWS DALLE COMMISSIONI PREZZI

Sicurezza: **Analisi modifiche D.lgs. 9 aprile 2008 Agg. 2017**

Dall'analisi svolta dalla commissione Prezzi Settore Sicurezza, in cui è stato confrontato il testo originale con il testo con aggiornamento Maggio 2017, non sono state riscontrate rilevanti modifiche a livello di testo ma viene rilevata:

- ***Articolo 36 - Informazione ai lavoratori / Articolo 37 - Formazione dei lavoratori e dei loro rappresentanti:*** mancata menzione alla formazione ed informazione dei lavoratori per distacco;
- ***Articolo 221 - Campo di applicazione / Articolo 222 - Definizioni / Articolo 223 - Valutazione dei rischi:*** scarso coinvolgimento esplicitato della figura del datore di lavoro;
- ***Articolo 227 - Informazione e formazione per i lavoratori:*** mancata menzione dei lavoratori per distacco.

Quesiti ed approfondimenti

- D. Il piano di sicurezza e Coordinamento redatto dal Coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione e previsto dall'art. 100 del D.Lgs. 81/08 è uno degli elaborati previsti dal progetto esecutivo ai sensi della normativa sugli appalti pubblici?
  R. La risposta è sicuramente positiva, in quanto il DPR 207 del 2010, tuttora in vigore, prevede all'articolo 33 fra i documenti costituenti il progetto esecutivo proprio il PSC
- Viene ribadito che con il nuovo accordo stato regioni sulla formazione dell'RSPP ai sensi del D.Lgs. 81/01 (luglio 2016) è stabilita la possibilità di far valere come formazione per l'aggiornamento dell'RSPP quella eseguita per CSP e CSE e viceversa. Su tale argomento un iscritto ha chiesto se questa disposizione può essere retroattiva, cioè per periodi antecedenti il luglio 2016. Su questo argomento i presenti convengono che la retroattività non sia applicabile.

L'accordo ha inoltre unificato la quantità di ore di formazione quinquennale necessaria per entrambe le due funzioni che è pari a 40 ore.

Paolo Del Soldato