

CASO STUDIO – LA TORRE DI CRACO (MT)

Sommario

L'attività di ricerca dell'unità del Poliba si è concentrata sullo studio del comportamento dinamico e statico della Torre Normanna situata nel comune di Craco (MT).

Il comune di Craco è stato nel corso degli anni interessato da fenomeni franosi che di fatto hanno reso inagibili la gran parte dell'edificato del paese, tanto da giustificare la totale evacuazione.

In tale ambito spicca la Torre Normanna oggetto di indagine poiché tra le poche strutture che non presentano importanti quadri fessurativi.

La Torre Normanna realizzata in muratura, presenta inoltre la singolarità di avere al suo interno quasi in adiacenza con le mura, una cisterna costruita interamente in calcestruzzo.

L'analisi della Torre Normanna si è svolta attraverso lo studio della documentazione storica, e una successiva ispezione visiva con rilievo geometrico. In considerazione dei vincoli di tutela imposti dagli Enti, è stata condotta una analisi sperimentale dinamica attraverso l'installazione di accelerometri ai diversi livelli della Torre Normanna. Le prove dinamiche sono state eseguite sotto l'azione delle sole forzanti indotte dal vento, essendo la zona interdotta.

Le vibrazioni ambientali sono state elaborate tramite procedure Operational Modal Analysis e valutati i primi 5 modi di vibrare.

I predetti risultati sperimentali sono stati utilizzati per l'update di un modello agli elementi finiti, il quale è stato infine utilizzato per verificare il potenziale effetto sulla Torre di un avanzamento del fronte di frana.

1. Introduzione

Tra gli edifici appartenenti al patrimonio architettonico italiano, le strutture in muratura costituiscono la parte principale. I materiali in muratura hanno una bassa duttilità che può portare a un comportamento globale piuttosto fragile; pertanto le strutture in muratura sono particolarmente vulnerabili alle azioni dinamiche.

La conservazione del patrimonio architettonico nei confronti delle azioni sismiche occupa un posto di rilievo nel nostro Paese. In seguito ai crolli e ai danni registrati in occasione dei recenti eventi sismici e per salvaguardare il patrimonio architettonico, viene richiesto che gli edifici in muratura possano resistere alle forze orizzontali. In passato, infatti, il concetto di costruzione si concentrava principalmente sull'azione dei carichi verticali e non sulla forza e sulla duttilità nei confronti delle forze orizzontali. Con questo obiettivo vengono analizzate le strutture antiche al

fine di comprenderne il comportamento strutturale e i relativi schemi di rottura. Negli ultimi anni, infatti, le loro caratteristiche geometriche sono state argomento di discussione in varie ricerche incentrate sui metodi di valutazione per determinare il comportamento dinamico di queste strutture [1-4] e su soluzioni di intervento per la riparazione strutturale e il rafforzamento [5, 6]. Il loro comportamento è molto scadente ai fini della resistenza, soprattutto se sono costruiti in aggregati come mostrato in letteratura [7, 8].

In questa ricerca l'interesse è centrato sulla città medievale di Craco, nei pressi di Matera ed in particolare sulla sua torre [9]; la struttura, di origine normanna, fu costruita a scopo difensivo e situata, a tal scopo, sul punto più alto della collina. Intorno ad essa poi, venne costruita la città, che oggi costituisce il centro storico del paese. Lo scenario odierno che si presenta, è quello di un borgo completamente abbandonato a causa dei danni alle case e agli edifici provocati da gravi frane sviluppatasi nella parte sud-occidentale tra il 1959 e il 1972, come si evince dalla Figura 1.

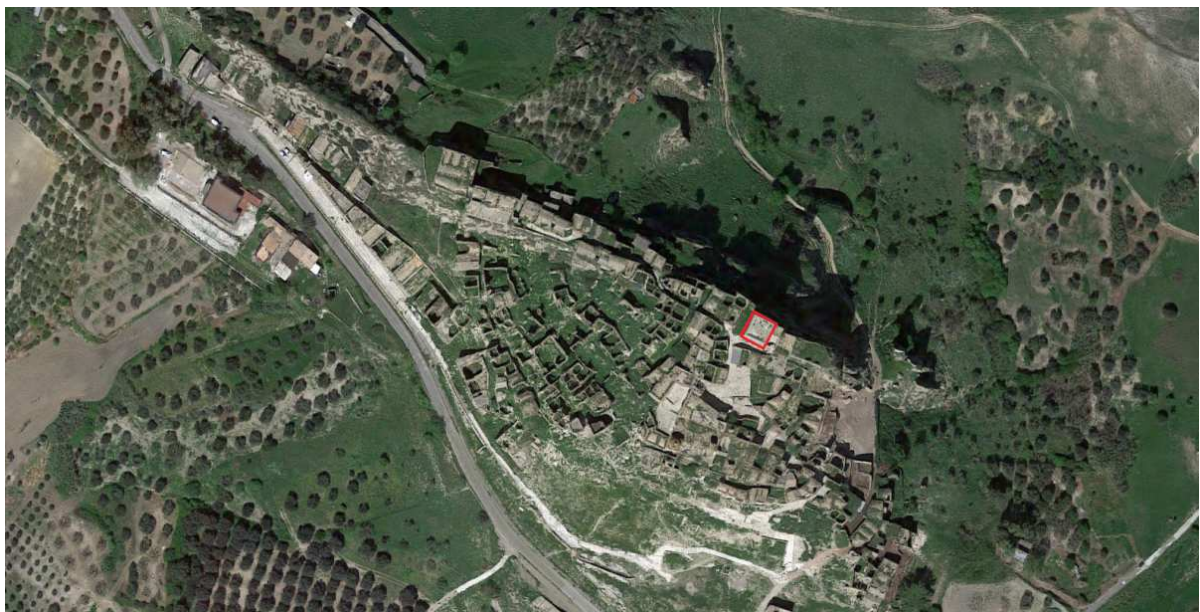


Figura 1 – Vista dall'alto del centro storico di Craco, indicazione della torre normanna (in rosso)

La propensione per le frane deriva dalla composizione litologica e dalla struttura geomorfologica dell'area. La parte superiore è costituita da conglomerati, intercalati dalla sabbia, erodibili e molto permeabili; mentre gli strati sottostanti sono composti principalmente da argilla sabbiosa relativamente permeabile, che forma il letto della falda freatica. Il rigonfiamento e la plasticità dell'argilla sulla superficie di contatto provoca lo scivolamento a valle dei conglomerati e delle macerie nel decadimento, innescando delle frane.

A Craco ci sono diversi tipi di frane: crolli dovuti alla rottura di massi nel lato nord-orientale, slittamenti roto-traslazionali, flussi di terra ed espansioni laterali sul lato meridionale. Il quadro

odierno è costituito da tre scenari principali: in primo luogo la frana, ancora attiva, chiamata "convento" nel Sud-Est; in secondo luogo le frane del "centro storico" nel sud-ovest e delle "scuole" nel nord-ovest, attualmente non attive.

La rapida evoluzione delle frane riattivate tra gli anni sessanta e gli anni settanta del XX secolo, che ha causato crolli e grandi movimenti strutturali, è all'origine di due ordini di evacuazione emessi il primo nel 1962 e il secondo nel 1991 con il trasferimento degli abitanti per lo più verso la vicina valle.

Il presente studio si propone, attraverso l'analisi modale e l'ispezione visiva, di valutare il comportamento reale della torre normanna e di determinare l'effettiva stabilità della struttura in relazione ad un'eventuale evoluzione della frana. A causa delle incertezze legate alle proprietà del materiale e alle caratteristiche degli elementi strutturali che compongono la torre (ovvero le dimensioni e il tipo di materiale delle pareti strutturali, la presenza di una cisterna all'interno della torre, un eventuale grado di connessione della parte inferiore della torre e le strutture adiacenti, ecc.), la definizione completa di un modello numerico in grado di stimare il comportamento strutturale della torre risulta essere abbastanza complessa.

Per superare questo limite, è stata condotta una campagna di test sperimentali, eseguendo test dinamici considerando le forze ambientali, al fine di evitare l'uso di test distruttivi che non sono compatibili con il carattere storico della torre esaminata. I dati sono stati registrati mediante una serie di accelerometri installati in punti specifici della struttura, ed utilizzati in seguito per l'Operational Modal Analysis (OMA) [10-12], che consente di valutare i valori reali dei parametri modali della torre.

Strutture snelle come le torri sono particolarmente adatte a questo tipo di indagine [13-15], come spiegato nelle linee guida italiane [16], poiché se soggette a vibrazioni anche di bassa intensità, generalmente producono segnali molto chiari. A volte, al contrario, sorgono difficoltà a causa della geometria delle vecchie torri in muratura e degli edifici, che spesso non sono accessibili ai livelli superiori [17]. L'esecuzione di test dinamici sotto forzanti ambientali è molto utile per quegli edifici che hanno un valore culturale come il caso studio in oggetto [18, 19].



Figura 2 – Vista sud del centro storico di Craco.



Figura 3 – Torre normanna.



Figura 4 – Vista Sud-Est del centro storico di Craco.

In questa ricerca è stata condotta un'indagine approfondita dal punto di vista geomorfologico e geologico del territorio di Craco ed un'analisi evolutiva della frana che ha colpito il paese, con lo scopo di determinare le cause principali dei crolli subiti dal centro storico; in particolar modo definire i motivi secondo cui la torre è una delle poche strutture rimaste illese in seguito agli eventi franosi.

Successivamente, viene descritto il metodo utilizzato per il monitoraggio dinamico della torre, con riferimento al tipo di strumentazione utilizzata e al set-up di prova.

Nella terza sezione, invece, sono esposti i passaggi e le scelte che hanno determinato la realizzazione del modello numerico tridimensionale ad elementi finiti, indispensabile per capire il comportamento reale della struttura.

Il modello preliminare agli elementi finiti (FE) della torre, è stato sviluppato basandosi sui dati ottenuti dall'ispezione visiva e dalla ricerca dell'archivio - definizione delle dimensioni della torre

e del tipo di materiali strutturali e non strutturali che lo costituiscono - che consentono di acquisire una conoscenza appropriata delle caratteristiche meccaniche di questi materiali.

Infine, i dati ottenuti dalla campagna di prove saranno confrontati con le precedenti caratteristiche dinamiche valutate mediante il modello FE in modo tale da poter conseguire un eventuale aggiornamento del modello per ottenere valori più vicini delle prime frequenze naturali. Questo sarà utile per la definizione di un modello numerico della torre sul quale poter condurre ulteriori studi per la valutazione del comportamento della struttura in relazione all'evolversi della frana.

2. La frana – Analisi per la valutazione del rischio da frana nell'area di Craco

Il comune di Craco, in provincia di Matera, è situato in un'area collinare compresa tra i fiumi Agri e Cavone, i quali, più ad est, sfociano nel Golfo di Taranto.

L'antico centro abitato, sorge sulla sommità di una dorsale collinare che raggiunge la massima elevazione di 390 m s.l.m., e si estende in direzione NO-SE tra le incisioni dei torrenti Salandrella a Nord-Est e Bruscata a Sud-Ovest. Il paesaggio, tipico delle colline argillose del Materano, è caratterizzato da modesti ed isolati rilievi, sulle cime dei quali si trovano i più antichi centri abitati dell'area.

I fianchi delle alture, quasi ovunque, scarseggiano di vegetazione a causa del clima e della natura argillosa del terreno, e le forme che più caratterizzano il paesaggio, sono i calanchi, che si notano in vaste aree lungo i versanti.

La morfologia dell'intera area, oggetto di studio, risente molto del complesso assetto tettonico. Infatti, sono visibili in affioramento le relazioni esistenti tra le unità tettoniche alloctone¹ e le unità argilloso-sabbioso-conglomeratiche poggianti in discordanza angolare sulle precedenti, ed appartenenti a diversi cicli di disposizione pliocenici².

Numerosi sono i movimenti di massa che interessano tutta l'area, ma è evidente il particolare sviluppo che assumono lungo il versante sud-occidentale di Craco. Questa accentuata franosità risulta essere in stretto rapporto con la presenza di un movimento di grandi dimensioni, che può essere riconducibile ad una Deformazione Gravitativa Profonda di Versante. Le continue riattivazioni di questo complesso franoso lungo il versante, che da Craco degrada verso il torrente

¹ **alloctono** agg. [comp. di *allo-* e del gr. *χθών* -ονός «terra»; cfr. *autoctono*]. – Di giacimento minerario i cui costituenti (o i materiali dai quali questi si sono originati) hanno subito un'azione di trasporto dalla primitiva sede per opera di agenti esterni, come l'acqua o il vento. – Vocabolario on line Treccani.

² Appartenenti all'epoca del Pliocene, compreso tra il Miocene ed il Pleistocene, che ebbe inizio 5,332 milioni di anni fa (Ma) e terminò 2,588 Ma.

Bruscata, hanno minacciato da sempre la stabilità dell'abitato fino ad arrivare alla drastica decisione dell'abbandono. Di fatto, il paese antico è attualmente disabitato in virtù di leggi³ che ne hanno imposto l'evacuazione, in seguito al progressivo peggioramento delle condizioni di stabilità dell'area. Per capire a fondo le cause principali che hanno portato allo sviluppo di questa frana e all'aggravarsi della pericolosità sismica del centro abitato, si analizzeranno di seguito la geologia e la geomorfologia dell'area in questione, oltre allo sviluppo di un'analisi sull'evoluzione della frana nel corso degli anni.

2.1 Geologia

In prossimità del fronte sepolto della Catena appenninica meridionale, in particolare appena ad ovest, si eleva la dorsale di Craco su cui è stato edificato nel medioevo il paese (Fig. 5a, b). Nell'area affiorano unità alloctone sovrascorse⁴ sui depositi clastici plio-pleistocenici della Fossa Bradanica⁵ e ricoperte a loro volta da conglomerati, sabbie e argille di età plio-pleistocenica deformati dal continuo avanzamento del fronte della catena (Fig. 5c).

³ Il primo DPR risale al 23 aprile 1965 ed includeva Craco tra gli abitati da trasferire a cura e spese dello stato ai sensi della legge n. 445 del 9.7.1908; successivamente con DPR n.1393 del 14.10.1968 fu modificato il precedente decreto stabilendo solo un trasferimento parziale dell'abitato, circa i 2/3. Nel 1980-81, in seguito al terremoto (1980) e agli eventi alluvionali occorsi nel 1979 il paese è stato completamente trasferito in località Peschiera, nel fondovalle, alla confluenza del torrente Bruscata nel fiume Cavone.

⁴ Il **sovrascorrimento**, in geologia, è la sovrapposizione di porzioni di crosta, singolarmente dette unità tettoniche, causata da spinte orizzontali di compressione che causano la formazione di una serie di pieghe coricate o di faglie inverse di bassa inclinazione. Il fenomeno si sviluppa su distanze relativamente grandi, dell'ordine di almeno una decina di km. Dal punto di vista stratigrafico, una caratteristica dei sovrascorrimenti è la sovrapposizione di strati più antichi su strati più recenti, documentata dalla presenza di fossili più antichi in contrasto con il principio di sovrapposizione. Quando l'erosione porta alla luce la sovrapposizione di strati più antichi su strati più recenti si forma una finestra tettonica. Quando il sovrascorrimento si estende su grandi superfici, assumendo carattere regionale, come nei casi di collisione tra placche continentali all'origine di movimenti orogenetici, le unità tettoniche prendono il nome di falde di ricoprimento e il sovrascorrimento origina vere e proprie catene montuose.

⁵ Territorio lievemente ondulato scavato dal Bradano e dai suoi affluenti, caratterizzato da un paesaggio fortemente omogeneo di dolci colline con suoli alluvionali profondi e argillosi. (Piano Paesaggistico Territoriale Regionale – PPTR, 4 novembre 2009)

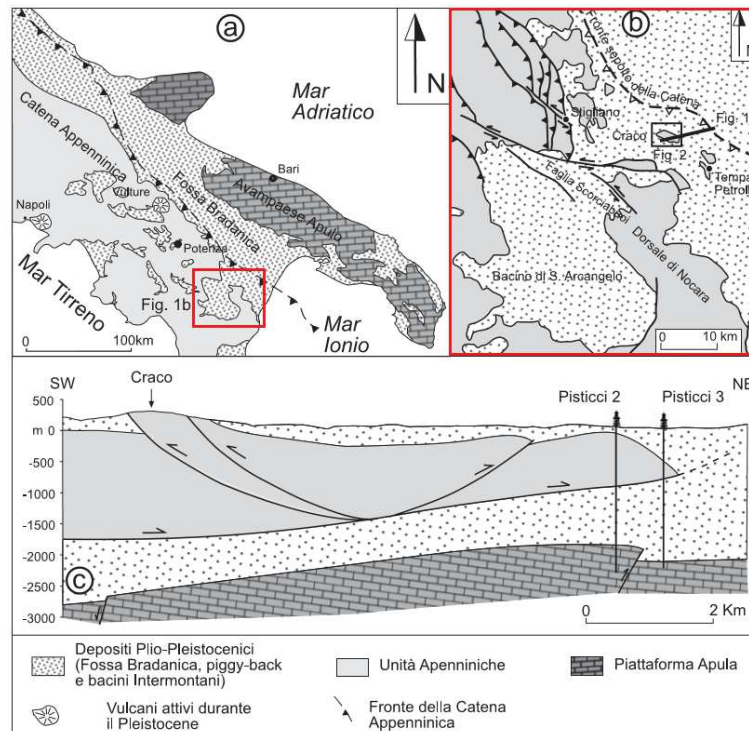


Figura 35 - a) schema geologico regionale dell'Appennino meridionale. **b)** schema tettonico della porzione frontale dell'Appennino meridionale, comprendente la faglia Scorsciabuoi ed il Bacino di Sant'Arcangelo (modificato da Patacca & Scadone, 2001). **c)** profilo geologico attraverso il fronte dell'Appennino meridionale.

Le unità alloctone sono sovrascorse lungo una superficie sub-orizzontale, sui depositi plio-pleistocenici della Fossa Bradanica, a loro volta poggianti direttamente sulla Piattaforma Apula, ribassata a gradoni da faglie dirette ad alto angolo. Per la messa a punto del modello strutturale è stato fondamentale conoscere i dati relativi ai sondaggi eseguiti per l'esplorazione petrolifera nell'area. Dai dati in possesso si può asserire che l'avanzamento delle unità alloctone è avvenuto fino al Pleistocene medio, visto che a letto delle unità sovrascorse sono stati trovati depositi del Pleistocene inferiore [19]. In particolare, lungo la dorsale di Craco le unità alloctone affiorano grazie alla presenza di retroscorrimenti legati alla deformazione del fronte della Catena appenninica (Figg. 6 - 7a). Dal punto di vista stratigrafico, i terreni alloctoni sono rappresentati dalle Argille Varicolori che risultano estremamente caotici, per cause tettoniche e gravitative, ed è quindi impossibile ricostruirvi una successione stratigrafica, nonché stabilirne una giacitura; risulta inoltre difficile una valutazione dello spessore di queste coltri, la cui formazione risale al periodo che va dal Cretaceo all'Oligocene. Ciò è evidente in alcuni punti del versante nord-orientale della collina di Craco ed in particolare in località Macinecchie, dove lungo il crinale si può osservare la superficie di discordanza che separa i due cicli deposizionali ed in particolare

l'appoggio in *onlap*⁶ dei depositi del secondo ciclo sulla stessa superficie (Fig. 7b). Il primo ciclo è composto da corpi conglomeratici lenticolari con intercalazioni sabbiose, sabbie bioclastiche ("sabbie inferiori" in Fig. 6), argille marnose con orizzonti sabbiosi ed infine sabbie bioclastiche ("sabbie superiori" in Fig. 6), con uno spessore complessivo stimato di circa 350 metri, mentre il secondo ciclo è costituito da argille marnose grigie con intercalazioni di sabbie e livelli tuffitici di spessore metrico. Le strutture tettoniche osservate nell'area di Craco sono lateralmente discontinue, come è facilmente riscontrabile dalla carta geologica (Fig. 6). La variabilità laterale nella geometria delle strutture è in parte legata alla presenza di numerose faglie ad orientazione antiappenninica che dislocano le strutture contrazionali. La presenza di queste faglie è stata verificata cartografando in dettaglio i principali orizzonti conglomeratici situati alla base del primo ciclo. Inoltre, importanti faglie antiappenniniche sono ben visibili tra la località Macinecchie e Tempa S. Lorenzo. Nell'area di Craco i depositi pliocenici e le Argille Varicolori formano una monoclinale immergente verso nord-est (Fig. 6 e 7a), situata a tetto di un retroscorrimento principale che porta le Argille Varicolori sulle argille del secondo ciclo. Il contatto tettonico, inclinato di circa 60° verso Nord-Est, è ben visibile da fosso Bruscata, lungo il versante meridionale della collina di Craco. A loro volta le Argille Varicolori sono ricoperte dal conglomerato basale del primo ciclo, che immerge sempre verso Nord-Est con inclinazioni di circa 60°. Oltre che sul versante sinistro di fosso Bruscata, le Argille Varicolori affiorano anche in corrispondenza del versante nord-orientale della collina di Craco, in località Macinecchie, dove apparentemente sono sovrapposte ai conglomerati ed alle sabbie inferiori. Questa situazione anomala può essere spiegata con un secondo retroscorrimento, che porta le Argille Varicolori sopra le sabbie inferiori o le argille marnose del primo ciclo, come è stato indicato nel profilo geologico di figura 7a. I dati ottenuti da rilevamenti eseguiti nell'area di Craco permettono di evidenziare i processi che hanno operato nella parte frontale della catena. In particolare si può documentare come la progressiva deformazione delle unità alloctone sia avvenuta contemporaneamente alla sedimentazione dei depositi pliocenici, come è evidenziato dall'appoggio in *onlap* dei depositi del secondo ciclo su quelli del primo ciclo (Fig. 7b). L'evoluzione tettonica dell'area può essere sintetizzata come segue:

- il processo di formazione del *mélange* [20], responsabile della notevole deformazione interna che caratterizza le Argille Varicolori, è avvenuto prima della deposizione della successione pliocenica. Infatti, i depositi del primo ciclo poggiano direttamente sulle

⁶ depositi di scarpatata, leggermente inclinati verso il largo che si appoggiano su strati bacinali orizzontali o suborizzontali.

Argille Varicolori già deformate, che costituivano la porzione frontale del prisma di accrezione dell'Appennino meridionale;

- un'intensa attività tettonica ha caratterizzato la fine del primo ciclo causando un'oscillazione verso nord-est di tutta la successione;
- la deformazione è proseguita durante il Pliocene – Pleistocene inferiore con la genesi di sovrascorrimenti e retroscorrimenti che hanno deformato le argille del Pliocene sommitale;
- a partire dalla fine del Pleistocene inferiore - inizio del Pleistocene medio, l'area è interessata da fenomeni di sollevamento [21] che hanno condotto alla genesi di una serie di terrazzi marini lungo tutto il Golfo di Taranto [22].

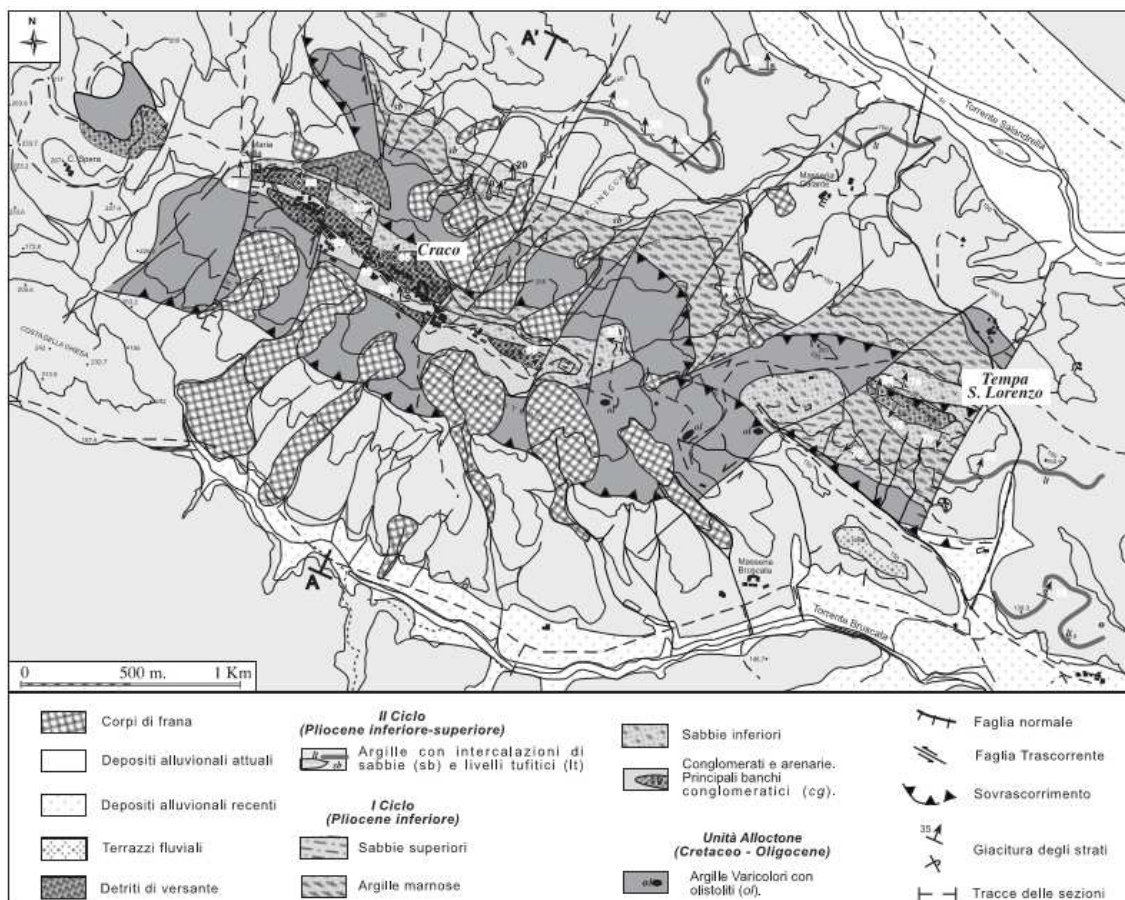


Figura 6 - Carta geologica dell'area di Craco

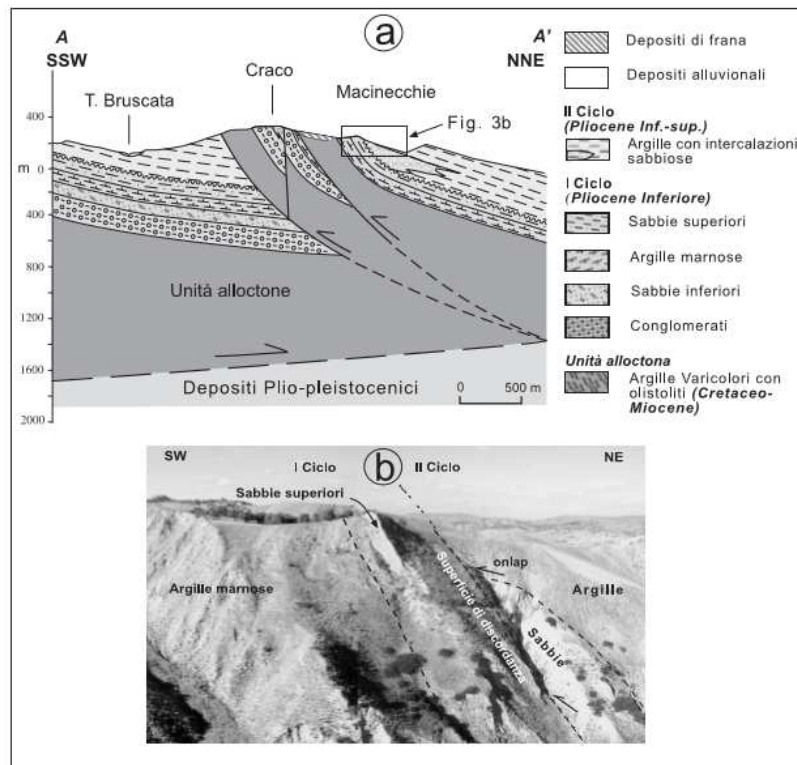


Figura 7 - a) sezione geologica che illustra le strutture tettoniche più rappresentative dell'area di Craco. b) Appoggio in onlap dei depositi del secondo ciclo sulla discontinuità che separa i due cicli della successione pliocenica. E' evidente la terminazione del corpo di sabbie situato alla base del secondo ciclo.

2.2 Geomorfologia

L'analisi geomorfologica ha messo in evidenza la geometria, lo stato di attività dei corpi franosi e le relazioni spazio-temporali esistenti tra di essi. Sono stati individuati, inoltre, tutti gli elementi utili ad un'analisi morfo-cronologica in modo da poter stabilire la sequenza degli eventi che hanno condotto all'assetto attuale del territorio. A tale scopo, particolare attenzione è stata rivolta alle relazioni esistenti tra il movimento gravitativo profondo di versante, la morfologia ed i depositi del fondovalle.

Il versante nord-orientale della dorsale, sulla quale si sviluppa Craco, ha una pendenza media di circa 13° ed è interessato da numerosi movimenti franosi, alcuni dei quali si sviluppano lungo tutto il versante fino a raggiungere il fondovalle. Sono stati classificati come frane per scivolamento, colate e più spesso movimenti franosi complessi perché si presentano con una zona di distacco ai piedi della quale sono presenti trincee e contropendenze tipiche delle frane per scivolamento rotazionale, mentre verso valle si sviluppano con lobi ed ondolazioni tipiche delle colate [23]. Le scarpate sono interessate da forme calanchive che si sviluppano talora per diverse centinaia di metri come nella parte settentrionale di contrada Macinecchia, che sono spesso soggette a fenomeni franosi, quali i crolli.

Questi fenomeni si manifestano prevalentemente lungo il versante nord del rilievo, dove si trovano le ripide pareti rocciose di conglomerato. In queste aree sono osservabili crolli locali che si producono a causa dello stato di fratturazione dell'ammasso, dell'alterazione e dell'erosione dovute agli agenti atmosferici. Prismi isolati di conglomerato, vengono individuati dalla presenza di discontinuità strutturali, e la loro stabilità è influenzata dalle condizioni di giacitura di tali discontinuità rispetto all'esposizione e pendenza del versante. I volumi dei blocchi instabili osservabili, risultano di dimensioni modeste, da qualche decina di decimetri cubi fino, al massimo, a qualche metro cubo.

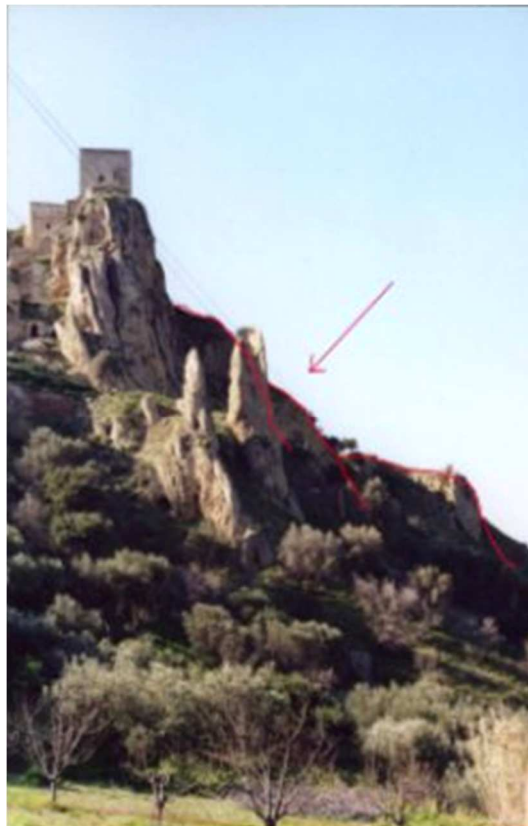


Figura 8 - superfici di distacco di crolli lungo le pareti conglomeratiche del versante nord-orientale.

Un contributo fondamentale allo studio geomorfologico del territorio di Craco ed alla produzione di una cartografia ad esso correlata è stato fornito dall'osservazione di foto aeree del sito in studio. L'analisi dello stato attuale del territorio è stata effettuata tramite immagini fotografiche fornite dalla società Geotec di Matera, relative ad un volo del 1997 a scala 1:14.000. Tale materiale, data la buona scala di dettaglio, ha permesso una accurata osservazione delle zone in dissesto e la redazione di una Carta Geomorfologica a scala 1:10.000, coerentemente alla scala della cartografia di base [24].

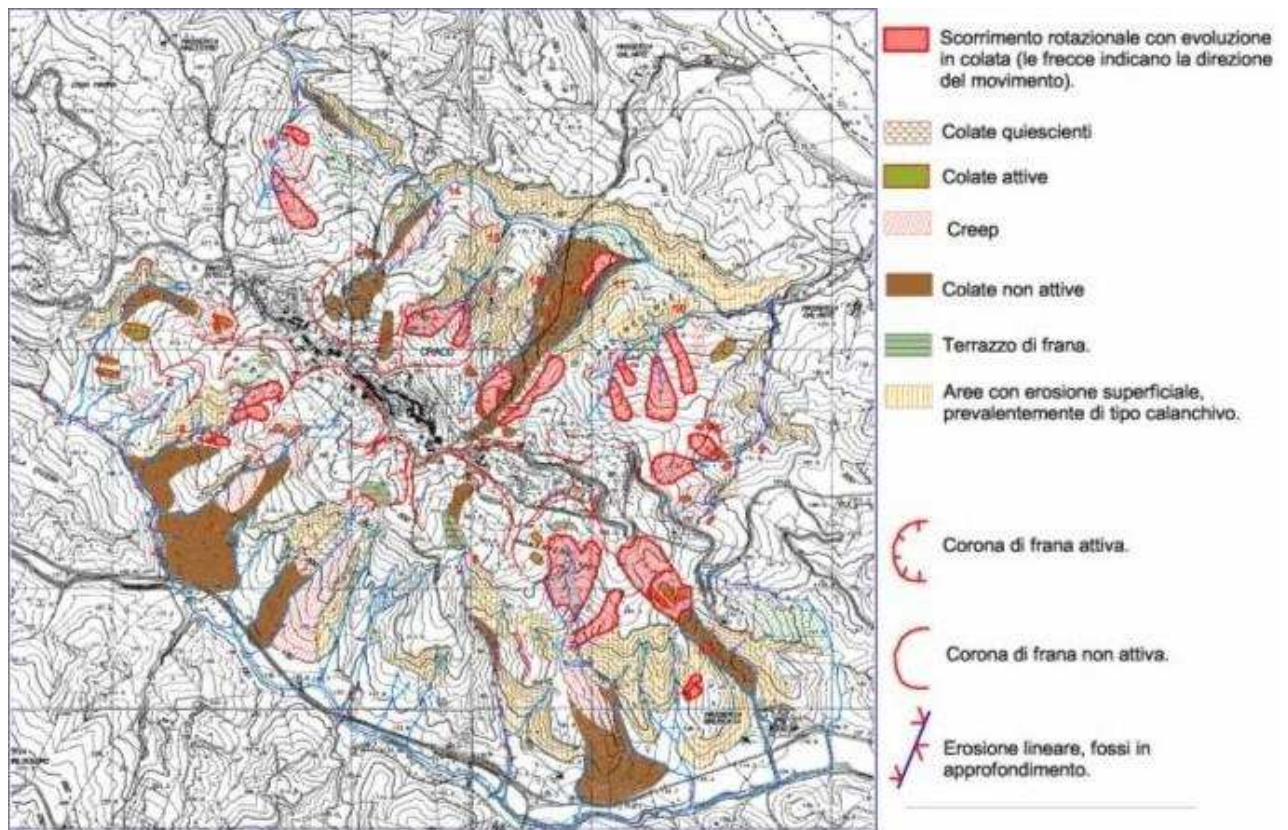


Figura 9 - Carta geomorfologica attuale. Scala 1:15.000

2.3 Analisi geomorfologica multi-temporale

Le prime notizie certe di attività della frana risalgono al 1888 quando, per salvaguardare l'attuale SS 103, fu costruito un ponte ad archi con strutture fondali poggianti alla profondità di 18 m. le cronache riportano un abbassamento di 20 cm, avvenuto subito dopo la costruzione dell'opera.

Non si hanno notizie dell'attività di frana fino al 1931 quando un'acutizzazione del movimento franoso procurò estese fratture alla struttura eseguita e furono portate a termine operazioni di rinforzo e di difesa della stessa.

Nel 1954, dopo un lungo periodo di apparente inattività della frana, fu costruito un campo da calcio in corrispondenza del terrazzo di frana a valle della statale. Questa iniziativa comportò operazioni di livellamento e il colmare delle zone depresse in maniera artificiale.

Il fenomeno erosivo che principalmente investe l'area in questo periodo è l'intensa attività dei calanchi, che si estende in modo diffuso sia lungo il versante settentrionale della dorsale di Craco, sia lungo quello meridionale, dove il processo è più sviluppato. I versanti calanchivi mostrano pendenze elevate, e risultano privi di qualunque tipo di vegetazione, fattore che favorisce la continua erosione del terreno. Questo tipo di processo si individua unicamente dove il substrato è costituito dalle argille plioceniche, mentre non si sviluppa nelle formazioni argillose sicilidi

(argille varicolori), probabilmente a causa delle caratteristiche meccaniche più scadenti che queste ultime presentano nello strato superficiale, soprattutto in termini di angolo di attrito.

Il materiale coinvolto dai dissesti evolve, generalmente, in tutti i casi osservati in colata, a valle del limite tra argille plioceniche e varicolori, e si rinviene all'interno dei fossi, fino al fondovalle.

La maggior parte di questi vasti movimenti è avvenuta lungo il versante meridionale.

Un ulteriore dato ricavabile dalle immagini fotografiche dell'epoca è la posizione della faglia che segna il passaggio tra le formazioni plioceniche e quelle sicilidi lungo tutto il versante meridionale.

Al contrario, sul versante settentrionale non è stato possibile distinguere chiaramente tale passaggio a causa della scarsa linearità e continuità della discontinuità tettonica.

Nel novembre 1959 una pioggia eccezionale, superiore a 400 mm, misurata in cinque giorni consecutivi nella vicina stazione pluviometrica di Pisticci, provocò la totale riattivazione del movimento franoso. Questo causò la distruzione del campo da calcio, una nuova dislocazione del ponte stradale e le prime fessurazioni delle case a monte di esso.

A partire da questo episodio, acutizzazioni del movimento si sono ripetute nel dicembre 1963 e gennaio 1965, quando la situazione del centro abitato cominciò a diventare critica.

Infatti il ponte del 1888, più volte consolidato subì una traslazione di un metro con contemporaneo abbassamento di due metri e danneggiamenti tali da renderlo inutilizzabile.

Molte case a monte della struttura dovettero essere abbandonate a causa della forte attività della frana tra il 1963 e 1965.

La crescente drammatica situazione provocò da una parte un parziale decreto di trasferimento del paese, dall'altra il cospicuo finanziamento per la costruzione di nuove opere di stabilizzazione. Sulla base di indagini geologiche, comprendenti 10 sondaggi a carotaggio continuo, della inutile profondità compresa tra 8 e 23 m, fu messo a punto un progetto di totale demolizione del vecchio muro e la costruzione di un nuovo muro, costituito da una piattaforma di cemento armato larga 4 m e lunga 60 m, fondata su pali armati accostati del diametro di 800mm. I pali erano predisposti con una lunghezza tale da superare le parti conglomeratiche e degradate ed intestarsi nelle argille varicolori, supposto sulla base delle stratigrafie dei sondaggi; non è noto, però, il modello geologico utilizzato per la progettazione di tale opera.

Subito dopo la costruzione del nuovo muro di sostegno, nell'aprile del 1971, si verificò il quasi totale collasso dell'area abitata, con apertura di ampi cigli di distacco, raggiungenti le porzioni più alte dell'abitato.

Il nuovo muro di sostegno subì un abbassamento di 2 m ed una traslazione in blocco superiore a 3 m, mentre un abbassamento di 15 m del terreno a valle provocò un denudamento della struttura.

Gli studi svolti dopo l'evento consentono di effettuare alcune considerazioni sulle sue principali fasi evolutive: la costruzione del ponte del 1888 non causò particolari alterazioni, probabilmente per la struttura ad archi relativamente leggera e nel contempo permeabile; questo sembra confermato dall'attività della frana molto ridotta del 1950. Dopo questo lungo periodo di quiete, la costruzione del campo di calcio e le conseguenti operazioni di conglomerato furono particolarmente dannose ai fini dell'indebolimento progressivo del versante. Queste operazioni combinate con le eccezionali piogge del 1959 hanno causato lo sviluppo dell'intensa attività franosa tra il 1959 e 1965.

Grazie ad alcune foto aeree scattate alla fine degli anni '90 è stato possibile individuare l'evoluzione dei dissesti. L'erosione superficiale, nel versante meridionale, è presente in modo più esteso nel settore ad Est della frana del centro storico, mentre nel settore ad Ovest della stessa si manifesta solo in alcune aree isolate lungo i versanti occidentali dei fossi, che presentano una esposizione prevalente a Sud-Est. Le aree calanchive attualmente attive coinvolgono settori di modesta estensione rispetto al passato. Le superfici precedentemente interessate da tale fenomeno ne conservano la morfologia ma non i processi di erosione accelerata; tale fatto è evidenziato dalla presenza di vegetazione arbustiva lungo i versanti.

Nel settore meridionale le zone a calanchi attivi si trovano lungo il versante destro del fosso a Sud-Ovest di S. Maria Stella, e lungo i fossi minori compresi tra il centro storico ed il convento.

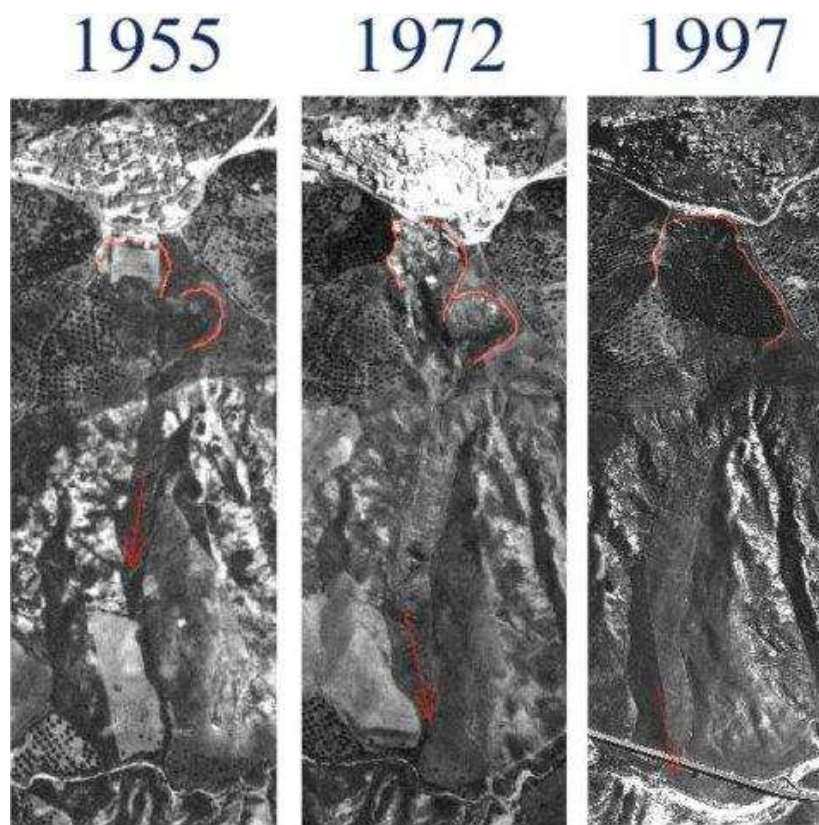


Figura 10 – frana del centro storico nelle tre differenti annate; in rosso sono evidenziate le nicchie di distacco e le frecce indicano l'avanzamento della colata.

I rilevamenti effettuati in campagna e le immagini aeree hanno permesso di osservare l'evoluzione dei versanti della dorsale di Craco lungo un arco temporale di circa 50 anni. In tale periodo il settore che ha subito maggiori modificazioni è quello al di sotto del centro dell'abitato di Craco, a causa delle riattivazioni della frana del centro storico, nel 1959, nel 1965 e nel 1971, l'ultima delle quali osservabile dal volo aereo effettuato qualche mese più tardi. A differenza di questo fenomeno di vaste dimensioni, non sembrano aver progredito verso il paese le altre nicchie prodotte da antichi dissesti. Ciò nonostante la maggior parte delle aree sommitali dei fossi, soprattutto nel versante meridionale, sono state interessate da movimenti di minore entità, che comunque testimoniano l'alta propensione al dissesto dei terreni argillosi presenti nella parte alta della dorsale.

In base all'analisi geomorfologica multi-temporale, attualmente tutte le frane maggiori possono essere classificate come quiescenti, cioè forme di dissesto che possono essere riattivate in presenza di fattori innescanti.

Come precedentemente evidenziato nell'analisi storica dei dissesti, la frana del centro storico, anch'essa attualmente quiescente, mostra, nella sua evoluzione, i caratteri tipici di un fenomeno retrogressivo e multi-direzionale, in quanto la corona principale di frana si è progressivamente spostata verso l'alto della dorsale (di circa 50 m tra il 1955 ed il 1972) interessando aree sempre più vaste dell'antico abitato, mentre la seconda corona è progredita verso Nord-Est; oggi le due aree formano un'unica ampia conca. Il carattere di retrogressività, relativo alla distribuzione di attività dei dissesti, è riferibile anche alle altre grandi frane quiescenti presenti nell'area, infatti le testimonianze storiche raccolte in occasione delle riattivazioni della frana principale, riportano osservazioni riguardo alle zone di richiamo delle due grandi nicchie laterali, che nel tempo hanno danneggiato porzioni di abitato sempre più elevate. Inoltre, dalle osservazioni dirette effettuate durante le campagne di indagine, sono state individuate fratture di tensione, sia all'interno dell'abitato, sia lungo la SS. 103, in corrispondenza delle scuole e soprattutto in prossimità del convento, dove si osservano recenti fratture dovute ai dissesti presenti nel versante nord, al di sotto del ciglio stradale.

2.4 Analisi di suscettibilità ai fenomeni franosi in relazione alla torre normanna

Le indagini effettuate hanno condotto ad una selezione all'interno delle quattro tipologie di fenomeni franosi inizialmente individuati⁷, operata in base all'effettiva capacità di ognuno di questi di determinare condizioni di dissesto.

⁷ Scorrimenti rotazionali, colate lente, crolli, espandimenti laterali.

La modesta pericolosità sia dei crolli, dovuta alla prevalenza del lento processo di disfacimento del corpo sabbioso-conglomeratico rispetto ai fenomeni di fratturazione e distacco di blocchi isolati, sia del fenomeno di espansione laterale, dovuta alla bassissima velocità di sviluppo, ha determinato la scelta di concentrare l'attenzione sui fenomeni di scorrimento e sulle colate. Di conseguenza le considerazioni che seguono, relative ai fattori d'innescò ed alle dinamiche evolutive, sono dirette prevalentemente a queste due tipologie di frana.

Nell'area in esame i fenomeni profondi si producono essenzialmente per riattivazione di dissesti già verificatisi in passato, con retrogressione nelle parti sommitali e allargamento nelle porzioni mediane dei versanti. In sostanza lo sviluppo e l'evoluzione di questi fenomeni avviene solamente nelle aree già in frana e non avrebbe quindi significato la ricerca di nuove aree suscettibili.

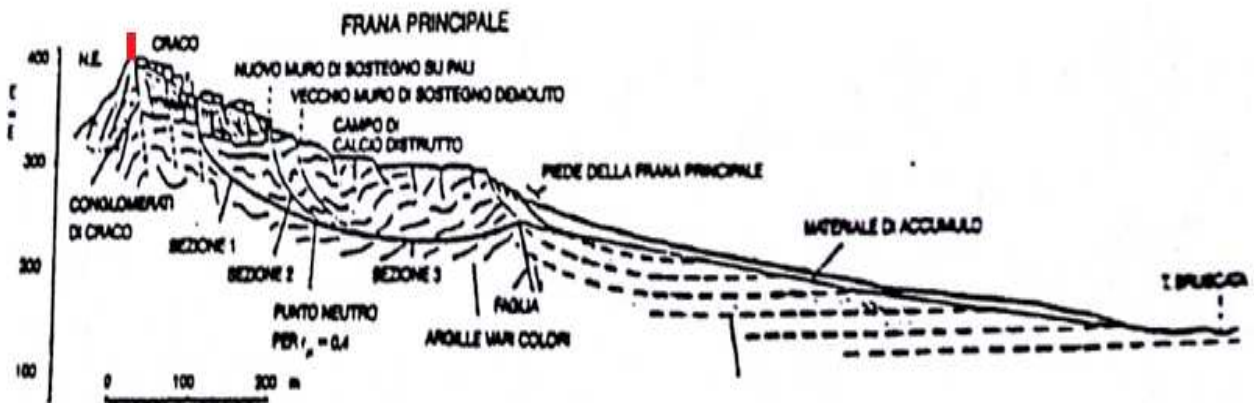


Figura 11 - sezione della frana principale con identificazione della torre (in rosso)

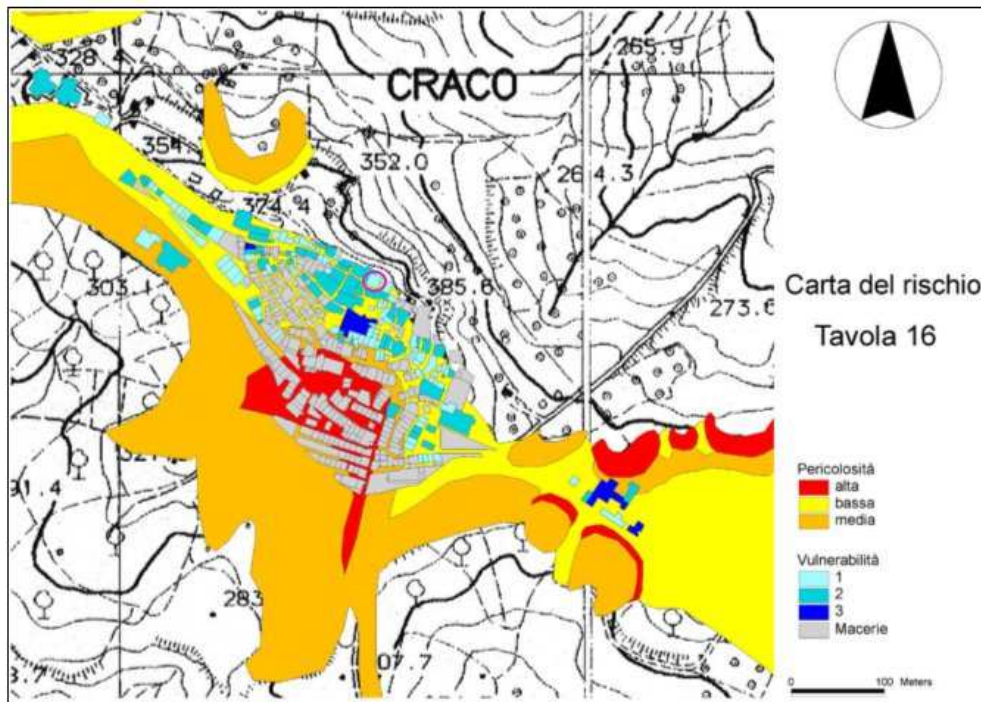


Figura 12 - Carta del rischio; identificazione della torre normanna (cerchio)

Attraverso l'analisi multi-temporale, è stato possibile ricostruire lo stato di attività dei fenomeni franosi individuati, e ricavare alcune utili indicazioni.

In primo luogo, è possibile evidenziare una franosità passata, più intensa di quella attuale; numerosi autori⁸, ritengono infatti che i più vasti fenomeni franosi presenti nell'area siano di origine molto antica, e riconducibili ad un disequilibrio della morfologia dei versanti rispetto a condizioni climatiche differenti dall'attuale quadro di riferimento.

Di tutte le antiche forme di dissesto, quelle che si sono riattivate in epoca storica vengono rinvenute lungo il versante di Sud-Ovest, in corrispondenza del centro abitato. Le tre corone di frana che lambiscono il paese hanno fatto tutte registrare riattivazioni nel tempo, ma l'unica di queste che ha subito il collasso e prodotto lo spostamento di ingenti masse di terreno è la frana del centro storico.

Le ipotesi riguardo i meccanismi che hanno portato allo sviluppo della franosità sui versanti di Craco sono principalmente due, le cui cause di innesco sono entrambe riconducibili all'assetto tettonico e stratigrafico dei terreni affioranti nell'area.

La prima ipotesi, riconducibile a Del Prete e Petley (1982) considera come elemento principale il contatto tettonico tra le argille plioceniche e le Argille Varicolori; secondo questi autori, in seguito alla formazione di una scarpata prodotta dall'abbassamento dei depositi pliocenici, avrebbe avuto

⁸ Del Prete, Petley, 1982; Brugner, 1963

inizio l'erosione al piede dei depositi di Argille Varicolori; tale fenomeno avrebbe, quindi, prodotto dei progressivi scivolamenti di materiale, evolutisi successivamente in superfici di scorrimento rotazionale a carattere retrogressivo. Gradualmente, nel tempo, queste superfici si sarebbero propagate verso l'alto del versante, giungendo ad interessare i depositi pliocenici sui quali sorge il paese.

La seconda ipotesi invece, condotta da Brugner (1964), si focalizza sul contatto tra i depositi pliocenici che sorgono nella parte alta della dorsale, e le sottostanti formazioni argillose Sicilidi. La causa naturale dei dissesti verrebbe in questo caso riconosciuta, nella presenza delle acque di falda all'interno dei depositi conglomeratici e sabbiosi; l'elevato grado di fratturazione tettonica dei terreni argillosi sottostanti, permetterebbe l'infiltrazione delle acque in profondità, causando fenomeni di rigonfiamento e rammollimento lungo le principali vie di infiltrazione. Tale processo produrrebbe quindi, nel tempo, un generale decadimento delle caratteristiche meccaniche di questi terreni, provocando la formazione di potenziali superfici di scivolamento, che dalle zone più esterne di contatto si propagano verso l'alto del rilievo.

Lo stesso processo di deformazione del substrato argilloso, nelle aree del versante nord in cui le bancate conglomeratiche più competenti si trovano in giacitura subverticale, contribuirebbe invece, allo sviluppo dei ben visibili fenomeni di espansione laterale. L'assetto dei conglomerati, che penetrano più in profondità nelle argille, ed il rammollimento di queste ultime, produce infatti la lenta migrazione dei blocchi di roccia che si separano dalla parete lungo le principali discontinuità tettoniche o stratigrafiche.

In analogia a quanto rilevato da studi realizzati in aree simili per caratteri litologici e stratigrafici, si ritiene valida l'ipotesi di Brugner, pur non escludendo una possibile coazione di entrambi i tipi di fenomenologie [6].

Sono comunque le precipitazioni, anche modeste ma distribuite in più giorni consecutivi, a rendere critiche le condizioni di stabilità dei versanti.

Queste osservazioni risultano in accordo con le caratteristiche litologiche delle formazioni interessate. Infatti, a parte casi di precipitazioni eccezionali, la permeabilità dei terreni è tale da consentire una saturazione delle coltri in periodi di tempo piuttosto prolungati. Generalmente i dissesti si osservano tra novembre e gennaio, quando la stagione piovosa è al culmine e le piogge dei mesi precedenti hanno permesso la saturazione dei terreni in profondità. Per quanto riguarda le modalità ed i tempi di evoluzione dei fenomeni possono essere al momento valutate esclusivamente in modo qualitativo sia per i fenomeni superficiali che per quelli profondi.

3. Il monitoraggio dinamico della torre normanna di Craco

3.1 Descrizione dell'opera

La torre normanna, oggetto di studio, è una delle poche strutture rimaste illese dagli effetti della frana, sino ad oggi. L'edificio, risalente all'epoca medievale, si eleva nella parte più alta della collina sulla quale sorge il paese ed il centro storico è stato costruito intorno ad esso.

Il carattere difensivo della torre è sottolineato dal suo aspetto robusto e da una struttura in muratura compatta di forma quadrangolare di dimensioni 11x11 m, con un'apertura architravata sul lato est al primo livello che ne consente l'accesso e aperture ad arco al secondo livello (12,5 m), una per ogni lato, ad esclusione di quello rivolto a nord. Fessure disposte a tre file all'altezza della corona (aventi forma triangolare nelle file inferiori e forma quadrangolare nella terza fila) segnano la chiusura orizzontale posta a 20 m dal piano di campagna; mentre il seminterrato ha una forma piramidale tronca.

Originariamente la struttura presentava due volte in muratura, un barile (non più esistente) al primo piano e una crociera (ancora visibile) al secondo livello e collegata da una scala interna andata distrutta. L'interno della torre è stato sottoposto, in tempi relativamente recenti, a manipolazioni che hanno interessato lo stato generale di conservazione. Risale, infatti, al 1949 la demolizione della volta a botte e la scala, per l'installazione di un serbatoio comunale di acqua con forma cilindrica in cemento armato, minando così la stabilità e la funzione dell'edificio; la cisterna non è collegata alla torre, ma ad alcuni livelli è perfettamente aderente ad essa.

Dal rilievo dello spessore della parete (circa 2,15 m alla base e di circa 1,70 m nella parte superiore) e dall'ispezione visiva dei due lati, esterno ed interno, si ipotizza una muratura a due falde con nucleo interposto a sabbia. Esternamente il basamento in muratura è costituito da un insieme di pietre di fiume irregolari e mostra condizioni di decadimento avanzato; la parte superiore della torre, apparentemente in buone condizioni, è costituita da arenarie di dimensioni variabili, ad eccezione dei cantoni dove prevalgono blocchi di pietra tagliata utilizzati per i doppi anelli delle aperture ad arco. La conoscenza dei materiali e delle tecniche di costruzione è certamente utile per discernere i punti deboli della struttura, da considerare nella modellazione numerica. [25]



Figura 2.1



Figura 2.2



Figura 2.3



Figura 2.4

Figura 13 - vista SW-NE di Craco con torre normanna. **Figura 14** – prospetto Est della torre normanna.
Figura 15 – particolare interno della torre con cisterna. **Figura 16** – volta a crociera della torre all'ultimo livello.

3.2 Setup dinamico

L'osservazione sperimentale mediante monitoraggio strutturale assume un ruolo centrale nel processo diagnostico in quanto costituisce la base informativa indispensabile per l'individuazione delle cause del dissesto e nell'analisi e valutazione della vulnerabilità sismica.

La catena di misura tipicamente usata nelle attività di monitoraggio dinamico in campo strutturale è composta da:

- n.16 accelerometri piezoelettrici (National Instruments) di tipo sismico
- sistema multi-canale di condizionamento del segnale ed alimentazione dei sensori
- scheda di campionamento ad alta frequenza

La campagna di prove sperimentali è stata condotta con l'obiettivo di un monitoraggio diretto delle vibrazioni ambientali, successivamente i risultati sono stati analizzati e confrontati con i dati ottenuti dal modello numerico ad elementi finiti.

Questa tecnica è particolarmente adatta per edifici a torre poiché, come indicato nel DPCM sulla Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale [26], se sottoposti a vibrazioni, anche a bassa intensità, producono segnali facilmente misurabili, al contrario di edifici non indipendenti strutturalmente e quindi aggregati con altri [27].

Le condizioni al contorno della torre e le proprietà meccaniche della muratura possono essere definite mediante l'identificazione dinamica basata sulle registrazioni sperimentali *in situ*, attraverso il monitoraggio delle sole vibrazioni ambientali. In questo modo è possibile valutare le caratteristiche dei materiali e le condizioni di vincolo della struttura, al fine di definire dei modelli numerici affidabili e di identificare i modi di vibrare della struttura, le frequenze naturali e il rapporto di smorzamento sui dati reali [28].

Il rilievo architettonico e l'osservazione diretta sono state le operazioni preliminari alla fase di acquisizione dei dati.

Modulo	Canale	Numero Seriale
1	1	35205
1	2	35122
1	3	35035
2	1	35212
2	2	35203
2	3	35204
3	1	35098
3	2	35092

Tabella 1 - Dati relativi al DAQ 1 posizionato a quota 12,50 m.

Modulo	Canale	Numero Seriale
1	1	35211
1	2	35208
1	3	35090
2	1	35201
2	2	35119
2	3	35120

3	1	35089
3	2	35083

Tabella 2 - Dati relativi al DAQ 2 posizionato a quota 21,00 m.

Durante le prove effettuate, le sollecitazioni principali agenti sulla struttura sono state provocate dal vento.

Durante il monitoraggio effettuato sulla torre normanna di Craco sono stati impiegati:

- 2 moduli chassis NI9188, uno posto alla quota di 12,5 m ed uno a quota 21 m, con moduli NI9232 collegati secondo le tabelle di seguito riportate (fig. 17)
- unità di acquisizione o accelerometri piezoelettrici PBC della National Instruments, ognuna con una sensibilità di circa 1000 mV/g; blocchi rettangolari appropriati sono stati progettati e realizzati in modo da garantire la perfetta ortogonalità degli accelerometri in ciascun punto di applicazione: gli accelerometri sono stati inseriti con viti nelle filettature realizzate sulle facce perpendicolari dei blocchi. (fig. 18)
- Cavi coassiali a bassa impedenza e con lunghezza variabile da 4 a 15 m.
- Un computer portatile in cui è installato un software di acquisizione NI.

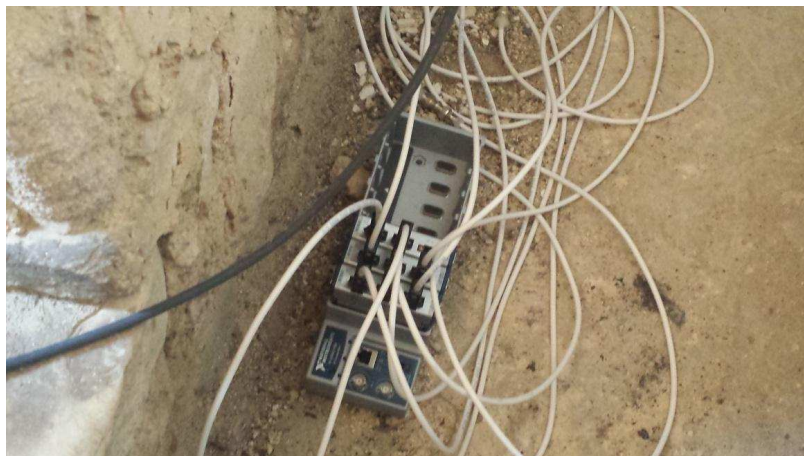


Figura 17 – Modulo chassis NI9188 con 8 slot per schede DAQ



Figura 18 – Accelerometri piezoelettrici PBC della National Instruments, ortogonali tra loro.

La gestione di acquisizione dati e archiviazione avviene attraverso un software sviluppato in un ambiente Labview [29].

3.3 Posizionamento degli accelerometri all'interno della torre

Per le prove sono stati utilizzati 16 accelerometri piezoelettrici, con una sensibilità di circa 1000 mV/g, posizionati in punti diversi all'interno della torre.

In particolar modo, sono stati posizionati 8 accelerometri a coppie di 2 tra loro ortogonali, all'altezza di 12,5 m dal piano campagna, disposti ai quattro angoli della torre. (fig. 19)

Mentre gli altri 8 accelerometri, ugualmente accoppiati e disposti come i primi, sono stati posizionati alla quota di 21 metri, sul piano di copertura della torre. (fig. 20)

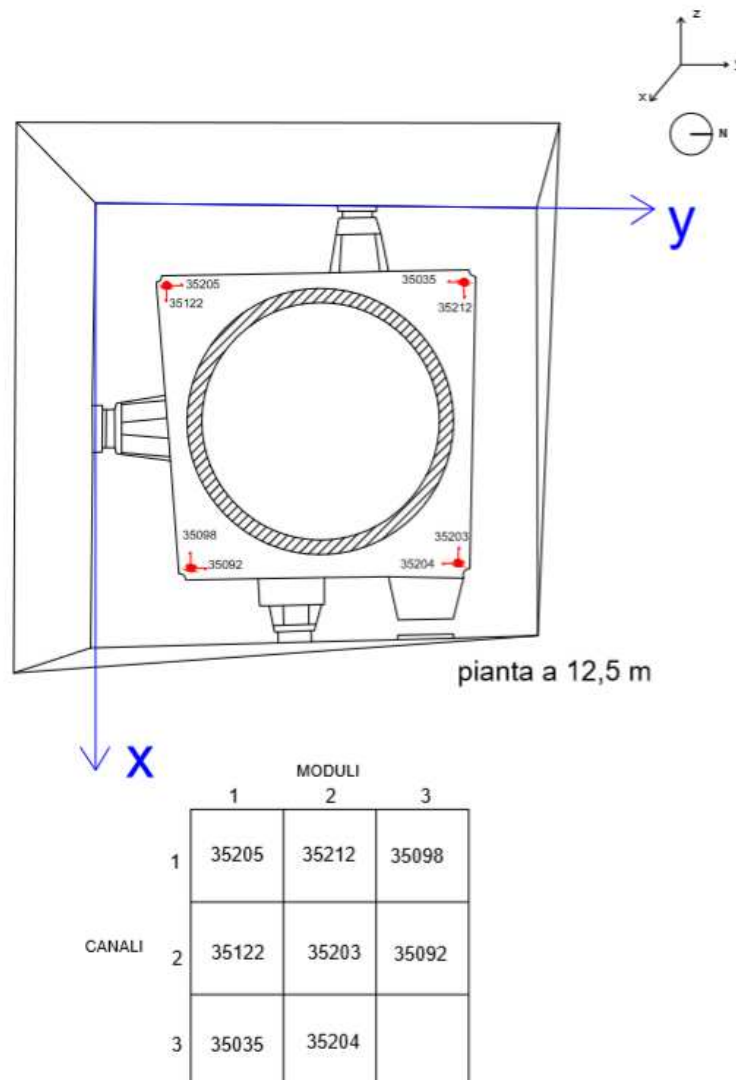
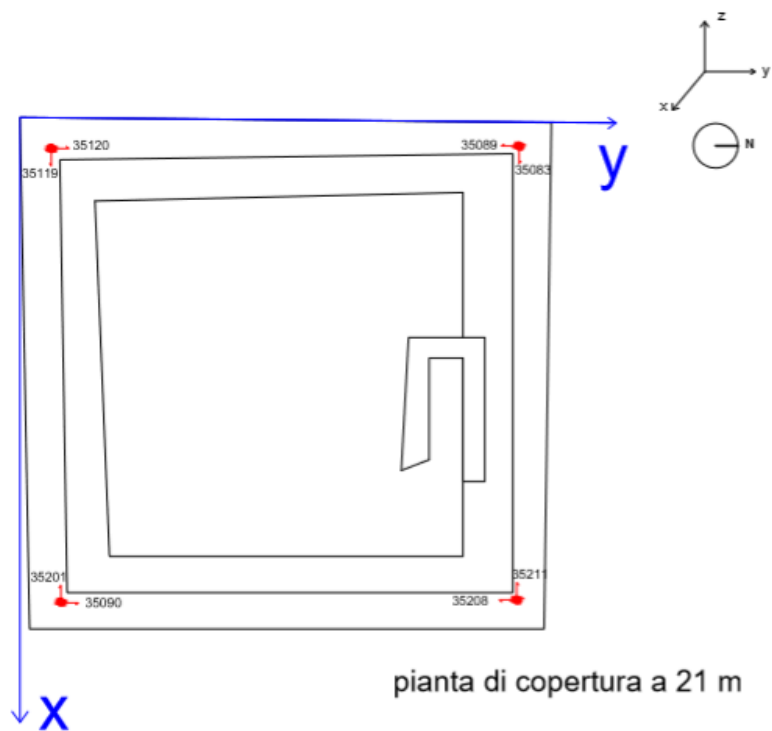


Figura 19 – Posizionamento degli accelerometri (in rosso) in pianta a 12,5 m; tabella con indicazione dei canali posizionati sul DAQ1.



		MODULI		
		1	2	3
CANALI	1	35211	35201	35089
	2	35208	35119	35083
	3	35090	35120	

Figura 20 – Posizionamento degli accelerometri (in rosso) in pianta a 21 m; tabella con indicazione dei canali posizionati sul DAQ2.



Figura 21 - Accelerometri piezoelettrici posizionati nell'angolo sud-ovest della torre a quota 12,5 m
Figura 22 - DAQ 1 (modulo di acquisizione dati) posto a quota 12,5 m



Figura 23 - Accelerometri piezoelettrici posizionati nell'angolo sud-est della copertura della torre a quota 21 m
Figura 24 - DAQ 2 (modulo di acquisizione dati) posto a quota 21

Il sistema di riferimento globale OXYZ, preso in considerazione per determinare le coordinate degli accelerometri, ha come origine un punto della muratura esterna della torre, appartenente all'angolo Sud-Ovest alla quota del piano campagna; nell'origine, poi, si intersecano i tre assi cartesiani: l'asse X in direzione Est, l'asse Y in direzione Nord e l'asse Z rivolto verso l'altro (così come mostrato nelle figure 19 e 20). Gli assi cartesiani sono tra loro ortogonali e non del tutto coincidenti con le pareti della torre a causa della non perfetta ortogonalità di queste ultime. Di fatto, si è scelto di posizionare l'asse Y allineato ed aderente al lato Nord-Ovest della torre; mentre l'asse X, ortogonale al primo, si discosta leggermente dalla parete Sud della struttura.

Nelle tabelle che seguono vengono riportate le coordinate dei 16 accelerometri divisi sui due livelli della torre.

MODULO	CANALE	SERIE	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	DIREZIONE ACCELEROMETRO
1	1	35205	200	176	1250	y
1	2	35122	200	176	1250	x
1	3	35035	187	911	1250	- y
2	1	35212	187	911	1250	x
2	2	35203	885	900	1250	- x
2	3	35204	885	900	1250	- y
3	1	35098	900	235	1250	- x
3	2	35092	900	235	1250	y

Tabella 3 – Coordinate degli accelerometri alla quota di 12,5 m

MODULO	CANALE	SERIE	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	DIREZIONE ACCELEROMETRO
1	1	35211	1110	1150	2100	- x
1	2	35208	1110	1150	2100	- y
1	3	35090	1120	96	2100	y
2	1	35201	1120	96	2100	- x
2	2	35119	72	72	2100	x
2	3	35120	72	72	2100	y
3	1	35089	57	1157	2100	- y
3	2	35083	57	1157	2100	x

Tabella 4 – Coordinate degli accelerometri alla quota di 21 m

Durante le indagini sperimentali sono state effettuate 6 serie di registrazioni delle accelerazioni nei punti sopra indicati, dovute a vibrazioni ambientali; ogni registrazione ha avuto una durata di 15 minuti.

Le acquisizioni sono state effettuate con una frequenza di 1028 Hz; mentre i dati ottenuti da tali acquisizioni sono stati campionati con una frequenza di 128 Hz.

Analizzando le sei differenti registrazioni, si è notato che alcuni accelerometri mostravano delle anomalie, dovute probabilmente a fattori esterni non identificabili con certezza. Ragion per cui sono state considerate soltanto quattro delle sei registrazioni effettuate, nello specifico le acquisizioni 2, 3, 5, 6; escludendo di conseguenza le registrazioni 1 e 4 per i motivi sopra indicati. Ad ogni modo, in tutte le prove, i canali 352011 e 35208 relativi a due degli accelerometri presenti al secondo livello (piano di copertura), hanno mostrato delle anomalie dovute ad interferenze o cause esterne non decifrabili con esattezza.

Di seguito sono riportati a titolo illustrativo alcuni diagrammi relativi alle acquisizioni degli accelerometri, in funzione del tempo, riferiti alle prove n°5 e n°6.

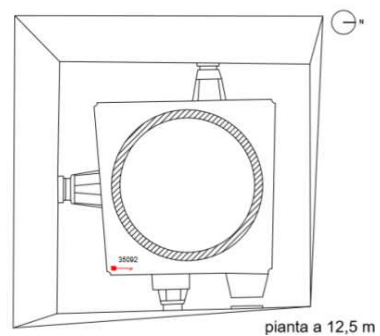
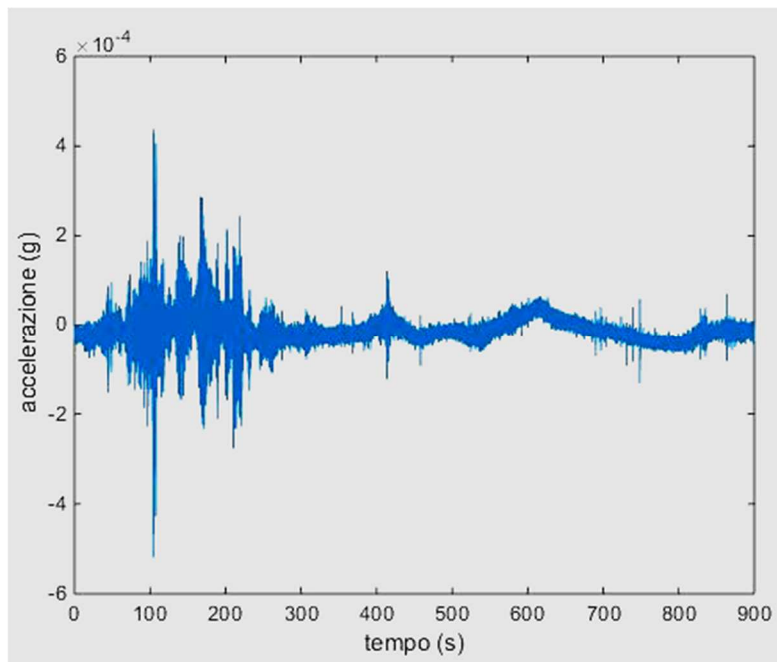


Figura 25 – Diagramma relativo all'accelerometro 35203 durante la prova n°5 con indicazione della posizione in pianta.

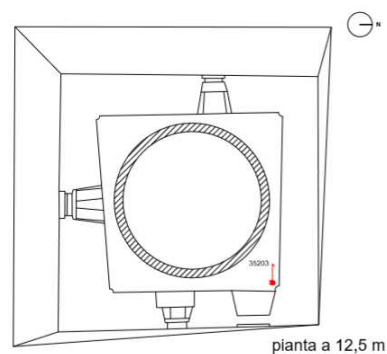
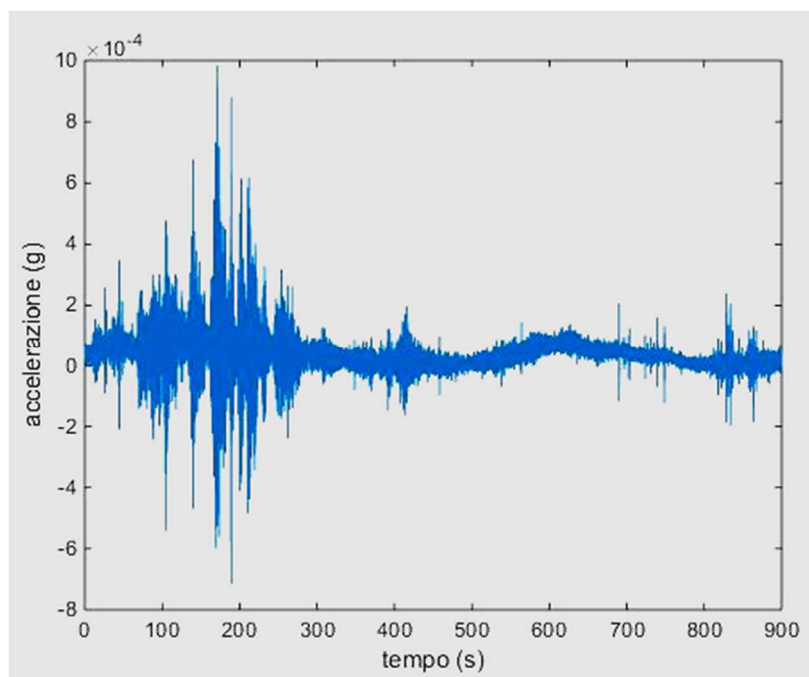


Figura 26 – Diagramma relativo all'accelerometro 35092 durante la prova n°5 con indicazione della posizione in pianta.

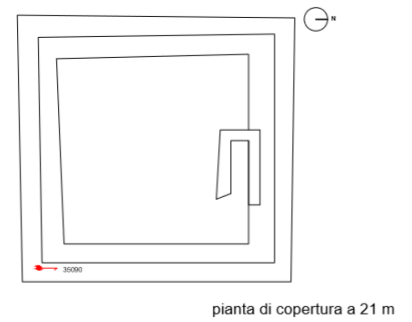
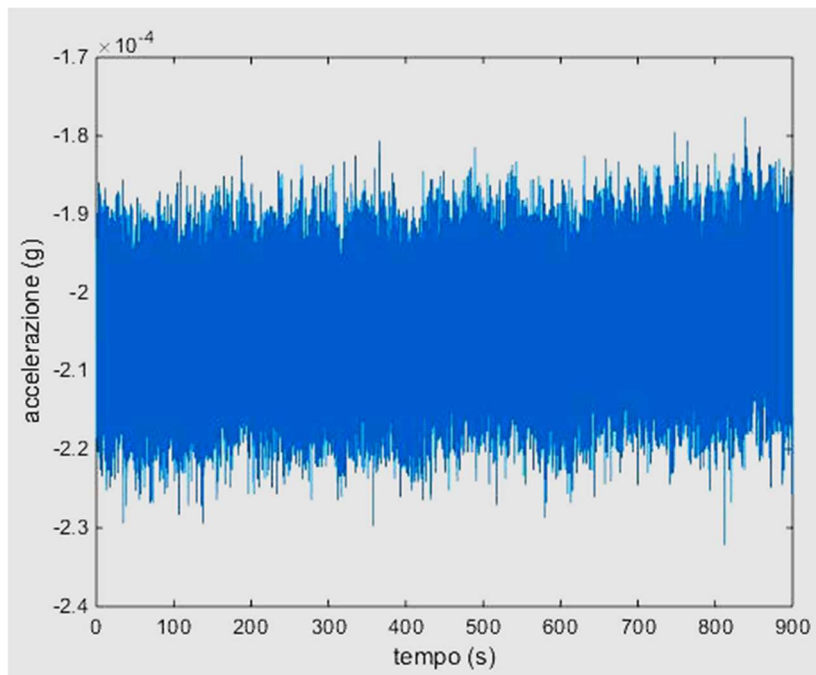


Figura 27 - Diagramma relativo all'accelerometro 35090 durante la prova n°5 con indicazione della posizione in pianta.

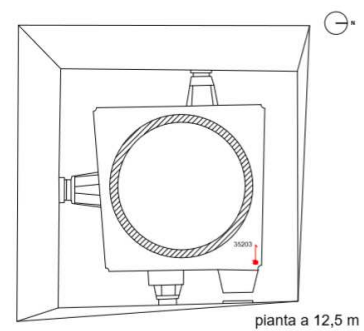
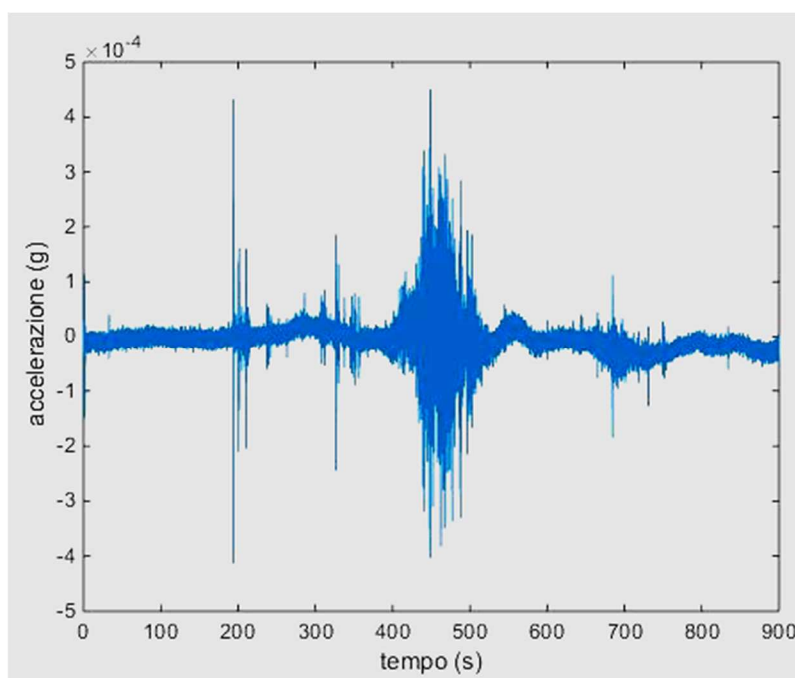


Figura 28 - Diagramma relativo all'accelerometro 35203 durante la prova n°6 con indicazione della posizione in pianta.

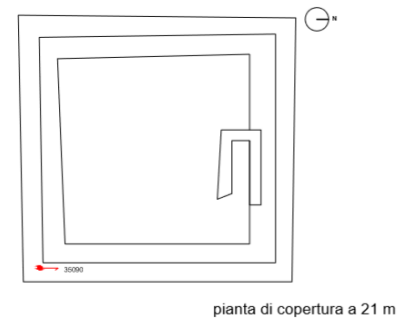
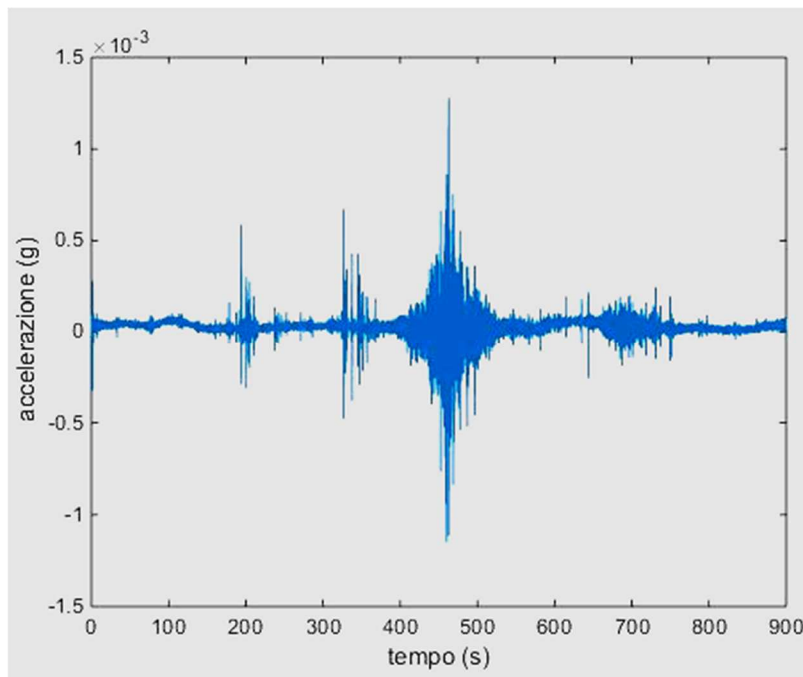


Figura 29 - Diagramma relativo all'accelerometro 35092 durante la prova n°6 con indicazione della posizione in pianta.

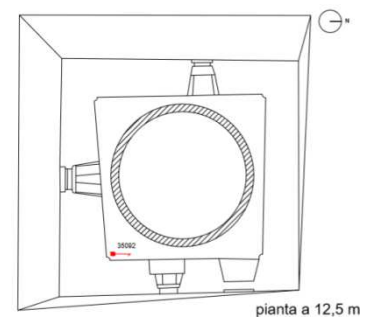
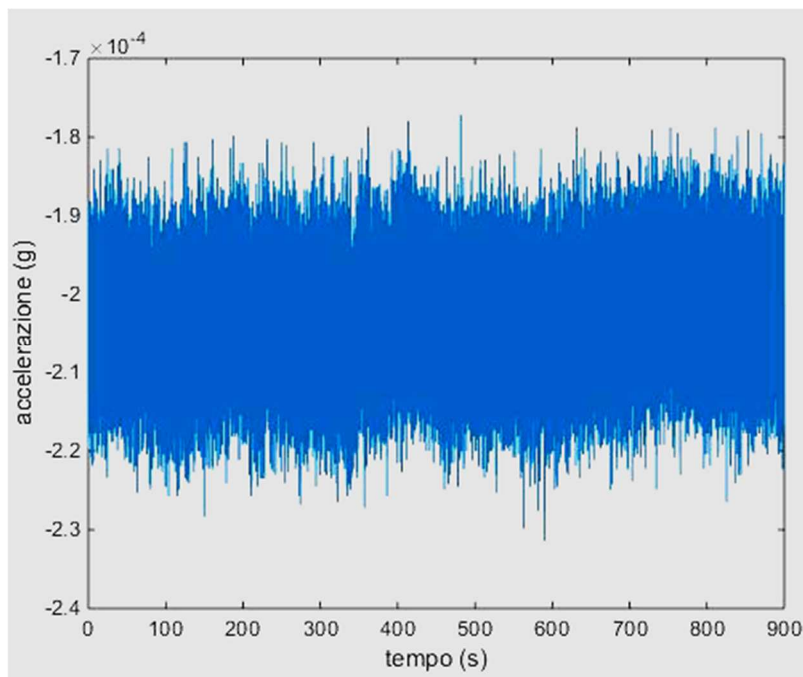


Figura 30 - Diagramma relativo all'accelerometro 35090 durante la prova n°6 con indicazione della posizione in pianta.

Dai grafici si nota un andamento dell'accelerazione pressoché costante nell'accelerometro 35090 disposto sul piano di copertura, a differenza degli altri due accelerometri posizionati alla quota di 12,5 m, in cui compaiono dei picchi di accelerazione variamente disposti in funzione del tempo, durante tutta la durata delle prove.

4. Modello numerico ad elementi finiti della torre normanna

In seguito ai dati ottenuti dalle ricerche di archivio, dall'indagine geometrica e dall'ispezione visiva è stato possibile sviluppare un modello tridimensionale agli elementi finiti preliminare, allo scopo di valutare il comportamento strutturale della torre. Tale modello è stato realizzato mediante l'utilizzo del software Straus7 [32], (Fig. 31)

Per la modellazione della struttura sono stati utilizzati elementi piani quadrangolari del tipo Quad4 per un totale di 14.382 elementi, con una distribuzione uniforme lungo tutta l'altezza della torre, mantenendo la lunghezza del lato di ciascun elemento piano quadrangolare di circa 30 cm; inoltre sono stati utilizzati 17.050 nodi e 46 vertici per modellare l'intera geometria della torre. Nel modello sono stati inseriti anche 3.266 molle per modellare il vincolo offerto dagli edifici circostanti la torre.

Al fine di rendere il modello numerico finale il più veritiero possibile, sono stati generati più modelli che tenessero in considerazione i diversi elementi che la compongono, e quindi, i differenti vincoli e le caratteristiche meccaniche dei vari elementi. I modelli considerati sono stati n.3:

1. Modello completo, in cui è stata modellata anche la cisterna in calcestruzzo all'interno della torre, tenendo conto di opportune semplificazioni: quest'ultima è stata creata da un cilindro, modellato con elementi piani triangolari del tipo Tri3 ed vincolati alla base da incastro. (figg. 32 e 33)

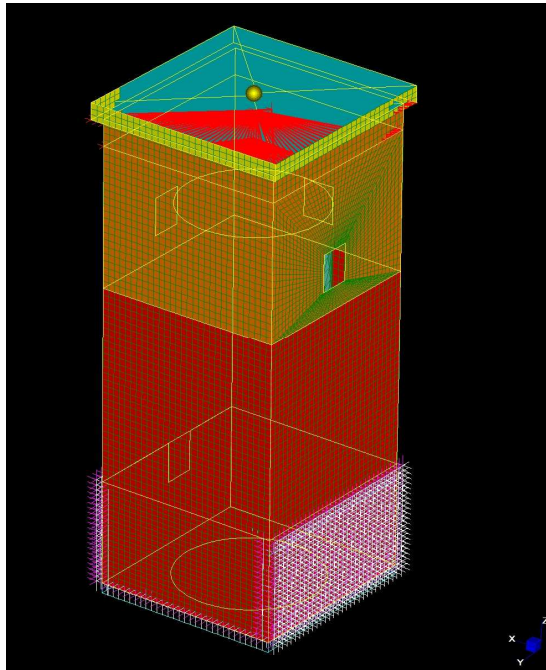


Figura 31 – Vista Sud-Est del modello ad elementi finiti della torre e visualizzazione degli elementi piani.

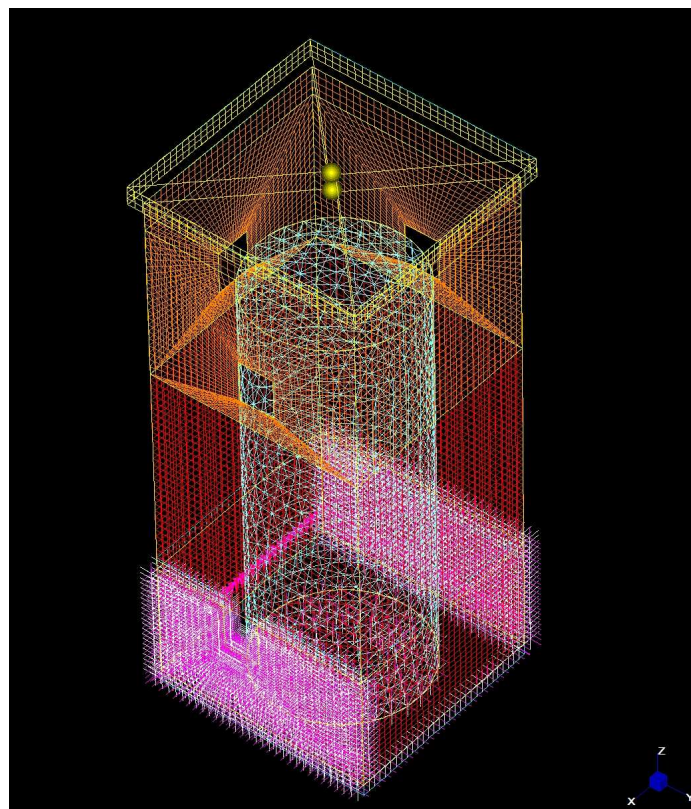
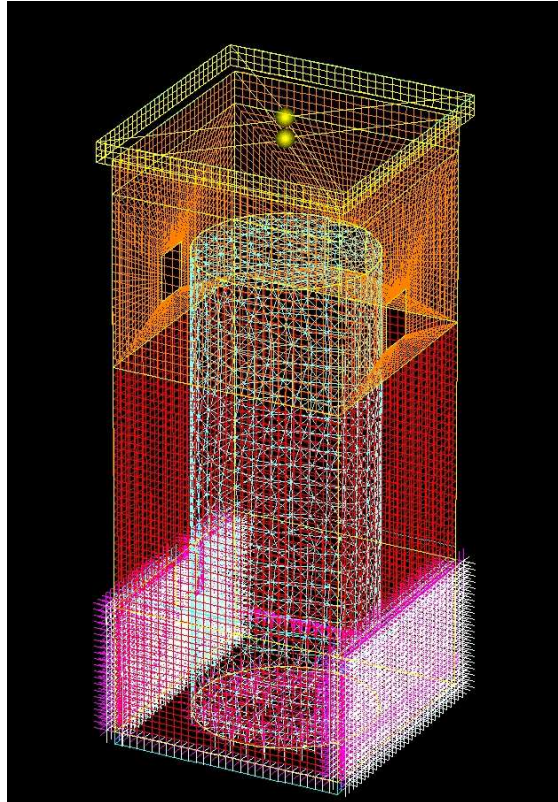


Figura 32 – Vista Nord-Ovest del modello numerico completo della torre con visualizzazione della cisterna interna; vista Wireframe. (a sinistra)

Figura 33 – Vista Sud-Ovest dall’alto del modello numerico completo della torre con visualizzazione della cisterna interna; vista Wireframe. (a destra)

2. Modello con la sola muratura, per valutare le frequenze naturali della struttura senza la cisterna, e in una fase successiva il possibile martellamento dei due elementi che la compongono durante un evento sismico. Sia in questo modello, che nel precedente, la muratura della torre è stata modellata tenendo conto delle proprietà geometriche e meccaniche rilevate visivamente.

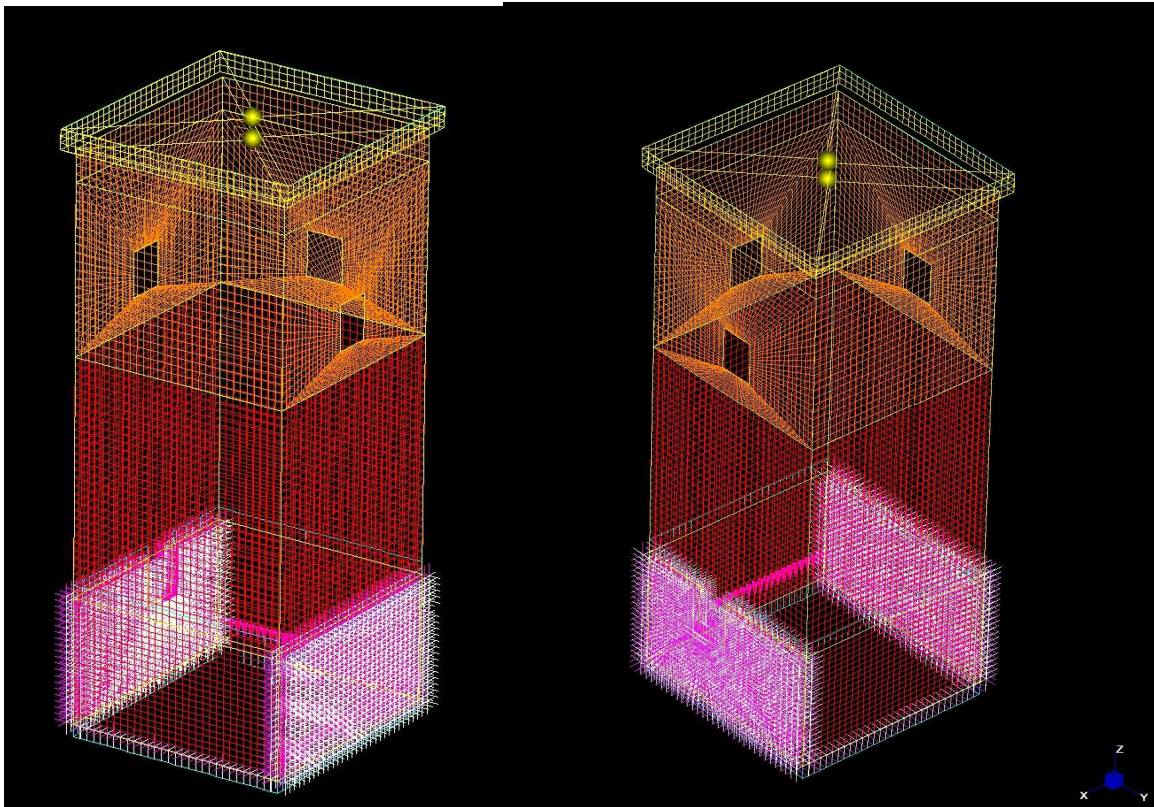


Figura 34 – Vista Nord-Ovest del modello numerico della torre composta dalla sola muratura; vista Wireframe.

(a sinistra)

Figura 35 – Vista Sud-Ovest dall'alto del modello numerico della torre composta dalla sola muratura; vista Wireframe. (a destra)

Nelle figure sopra esposte, si notano i diversi colori che corrispondono al cambio di spessore della muratura: con il colore rosso si intende lo spessore di 215 cm, pressoché costante fino alla quota di 12,5 m, al di sopra lo spessore assume un valore di 170 cm, ed infine, in giallo lo spessore pari a 85 cm.. (figg. 31, 32, 33, 34 e 35)

3. Modello con la sola cisterna, creata da un cilindro, modellato con elementi piani triangolari del tipo Tri3 ed vincolati alla base da incastro

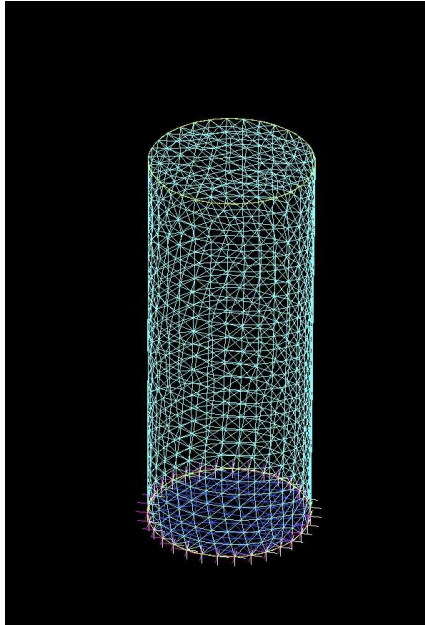


Figura 36 – Vista Nord-Ovest dall'alto del modello numerico della torre composta dalla sola muratura; vista Wireframe. (a destra)

In una fase successiva, dopo aver sviluppato le analisi e confrontato singolarmente i dati dei tre modelli numerici studiati, è stato constatato che per l'ottimizzazione è sufficiente prendere in considerazione anche solo il primo modello, ovvero quello completo.

4.1 Scelta delle proprietà meccaniche del modello

Le proprietà meccaniche della muratura utilizzate per l'analisi FEM sono:

- Modulo elastico $E = 1050 \text{ MPa}$
- Modulo di Poisson $\nu = 0,2$
- Peso specifico medio della muratura $w = 19 \text{ kN/m}^3$

Il valore del modulo elastico è stato ricavato in funzione dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) della torre.

Dalla differenza sostanziale tra la muratura interna e quella esterna, e dallo spessore consistente dell'intera muratura, è intuibile che tra le due vi sia interposto un nucleo, non direttamente ispezionabile.

È stato necessario, quindi, individuare un IQM interno ed uno esterno. Il valore finale del modulo elastico è stato assunto pari alla media dei moduli elastici risultanti in funzione di ciascun Indice di Qualità Muraria.

4.1.1 Calcolo dell'Indice di Qualità Muraria

La qualità muraria viene valutata separatamente per tre tipologie diverse di azioni; nello specifico si fa riferimento ai carichi verticali, alle azioni orizzontali che sollecitano il pannello murario nel suo piano medio e alle azioni che lo sollecitano ortogonalmente al piano medio. In questo modo si ottengono tre diversi valori dell'IQM: IQM verticale, IQM nel piano e IQM ortogonale al piano [33].

I parametri della muratura che sono stati valutati sono:

- (MA) Malta di buona qualità/ efficace contatto fra gli elementi/ zeppe
- (P.D.) Ingranamento trasversale/ presenza di diatoni
- (F.EL.) Forma degli elementi
- (D.EL.) Dimensione degli elementi
- (S.G.) Sfalsamento fra i giunti verticali
- (OR.) Presenza di filari orizzontali
- (R.EL.) Resistenza adeguata degli elementi

$$IQM = R.EL \times (OR. + P.D. + F.EL. + S.G. + D.EL. + MA)$$

Ottenendo, in questo modo, un punteggio globale (IQM) per ogni tipo di azione sollecitante.

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0,5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1,5	3	0	1	2
F.EL. forma degli elementi resistenti	0	1,5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0,5	1	0	0,5	1	0	1	2
D.E.L. Dimensione degli elementi	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0,5	2	0	0,5	1	0	1	2
RE.EL Resistenza degli elementi	0,3	0,7	1	0,5	0,7	1	0,3	0,7	1

Figura 37 – Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte per la muratura interna

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0,5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1,5	3	0	1	2
F.EL. forma degli elementi resistenti	0	1,5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0,5	1	0	0,5	1	0	1	2
D.E.L. Dimensione degli elementi	0	0,5	1	0	0,5	1	0	0,5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0,5	2	0	0,5	1	0	1	2
RE.EL Resistenza degli elementi	0,3	0,7	1	0,5	0,7	1	0,3	0,7	1

Figura 38 - Punteggi da attribuire ai parametri della regola dell'arte per la muratura esterna

Attraverso questa procedura, si ottengono tre valori di IQM compresi tra 0 e 10; uno per ogni direzione di sollecitazione.

Per la muratura interna gli IQM sono:

- Azioni verticali: 2
- Azioni ortogonali al piano: 2
- Azioni nel piano: 1

Per la muratura esterna:

- Azioni verticali: 3
- Azioni ortogonali al piano: 2
- Azioni nel piano: 3

nella seguente tabella è possibile verificare il tipo di muratura in riferimento al tipo di azione sollecitante.

Metodo dei punteggi			
Tipo di azione \ Categoria muratura	C	B	A
Azioni verticali	$0 \leq IQ < 2,5$	$2,5 \leq IQ < 5$	$5 \leq IQ \leq 10$
Azioni ortogonali	$0 \leq IQ \leq 4$	$4 < IQ < 7$	$7 \leq IQ \leq 10$
Azioni orizz. complanari	$0 \leq IQ \leq 3$	$3 < IQ \leq 5$	$5 < IQ \leq 10$

Figura 39 – Attribuzione della qualità muraria

Nelle tabelle 5 e 6 seguenti sono indicati il tipo di qualità muraria corrispondente a ciascuna azione sollecitante ed i parametri meccanici relativi alla muratura e dipendenti dall'IQM.

IQM interno			
Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano
Metodo punteggi	C	C	C
LMT (sezione)		130	
IQM	2	2	1
Parametri meccanici: valori MIN-MAX	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)
	150-260	780-1150	2,4-3,7

Tabella 5 – Parametri relativi alla muratura interna della torre

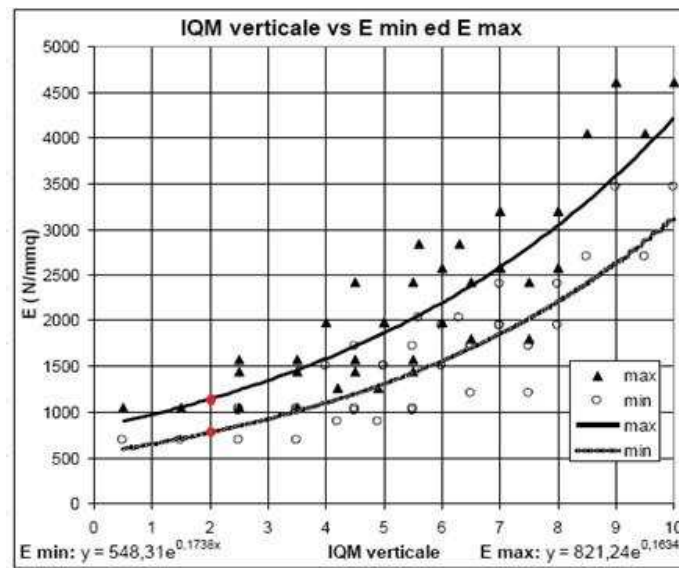


Figura 40 – Posizione (in rosso) dei valori min e max del modulo elastico riferito alla muratura interna, sul grafico E-IQM.

IQM esterno			
Categoria	Verticali	Fuori piano	Nel piano

Metodo punteggi	B	C	C
		130	
LMT (sezione)			
IQM	3	2	2,5
Parametri meccanici: valori MIN- MAX	f_m (N/cm ²)	E (N/mm ²)	τ_0 (N/cm ²)
	185-310	920-1350	3,2-5

Tabella 6 - Parametri relativi alla muratura esterna della torre

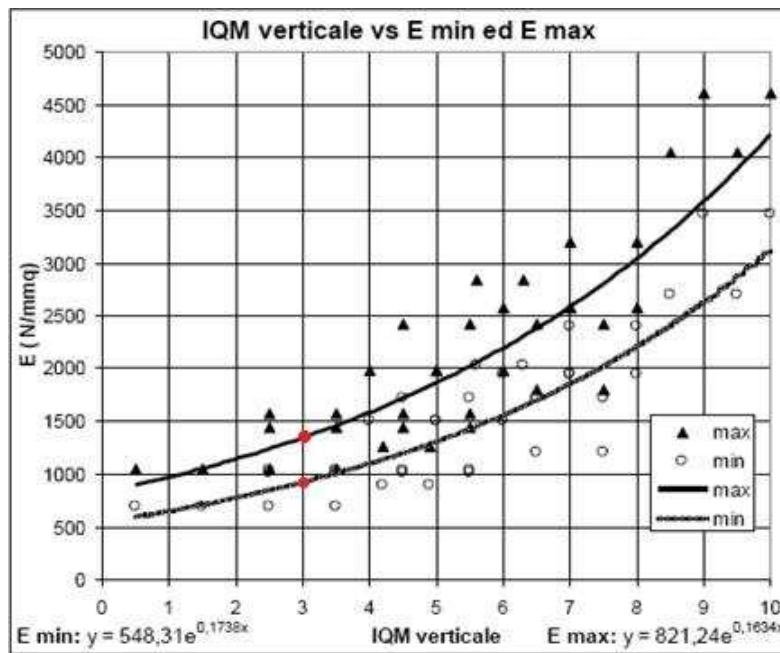


Figura 41 - Posizione (in rosso) dei valori min e max del modulo elastico riferito alla muratura esterna, sul grafico E-IQM

Secondo la normativa vigente⁹, per determinare le proprietà meccaniche dei materiali facenti parte delle costruzioni esistenti è necessario condurre delle indagini sperimentali in situ.

⁹ Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) D.M. 14 gennaio 2008

Nel caso specifico della torre normanna, sono state effettuate delle *indagini in situ limitate*¹⁰. I risultati delle prove, poi, vengono utilizzati in combinazione con quanto riportato della Tabella C8A.2.1¹¹ in funzione del livello di conoscenza acquisito durante le indagini.

In relazione a tale livello di conoscenza si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza (FC). In questo caso il livello di conoscenza corrisponde ad un livello LC1, il quale si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza FC è pari a 1,35.

Con un livello di conoscenza LC1, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue [37]:

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

A questo punto è possibile ricavare il valore del modulo elastico (E) che sarà utilizzato nel modello agli elementi finiti. Dopo aver calcolato i valori medi tra i minimi e i massimi di E riferiti alla muratura interna ed esterna (vedi Tabella 1 e Tabella 2), si è considerato il valor medio tra questi due pari a 1050 MPa.

È possibile, ora, confrontare tale valore con quelli presenti nella tabella della normativa, al fine di determinare le altre proprietà meccaniche non identificate nelle le prove sperimentali.

¹⁰ Servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria, condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita; si valuta in maniera approssimata anche la compattezza della malta. È importante valutare anche la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

¹¹ Tabella presente nella Circolare 2 febbraio 2009 n°617 p. 389

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Figura 42 – Tabella C8A.2.1. Indicazione in rosso degli elementi da prendere in considerazione

Con il valore di 1050 N/mm² del modulo elastico, si possono prendere in considerazione le prime due righe della tabella, che corrispondono in buona parte, al tipo di muratura della torre.

Il peso specifico della muratura è stato considerato pari a 19 kN/m³, restringendo, quindi, la scelta delle proprietà meccaniche da adottare, alla prima riga.

La resistenza media della muratura a compressione f_m è stata calcolata a partire dai valori minimi di f_m :

- $f_m = 150$ N/cm² per la muratura interna
- $f_m = 185$ N/cm² per la muratura esterna

il valore medio tra i due, ridotto del Fattore di Confidenza pari a 1,35, rappresenta il valore finale della resistenza utilizzato nel modello numerico e pari a 124 N/cm².

4.2 Condizioni di vincolo della struttura

La struttura, oggetto di studio, poggia le sue fondamenta su un terreno roccioso abbastanza resistente e non direttamente intaccato dalla frana. Sulla base di questi dati, si è scelto di considerare la torre incastrata alla base.

Le diverse condizioni di vincolo che caratterizzano la struttura sui lati Nord-Ovest e Sud-Est, in contatto con altre piccole strutture, invece, sono state modellate con molle elastiche locali.

Tali molle elastiche sono state distribuite fino alla quota di 4,7 m; andando a coprire, in questo modo, l'area di contatto tra la torre e le strutture ad essa adiacenti.

La rigidezza delle molle, secondo la relazione $k = \frac{EA}{L}$ risulta, infine, essere pari a 400.000 N/mm².

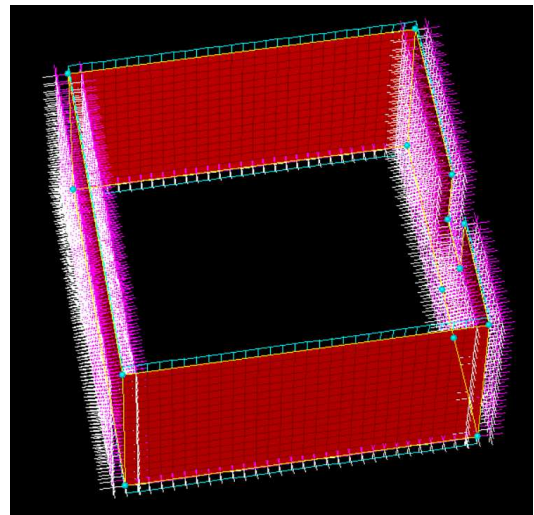
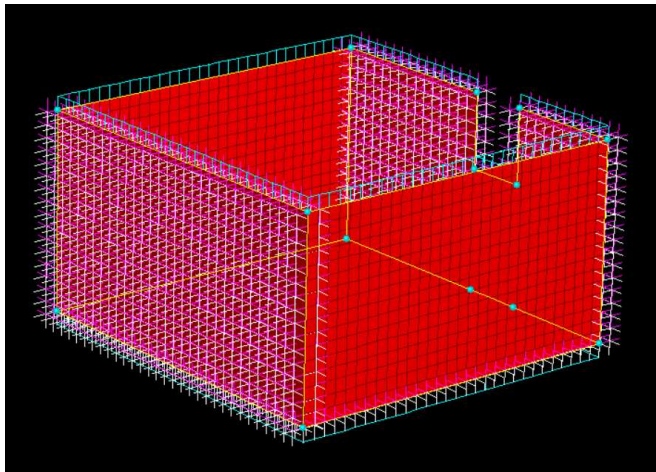


Figura 43 e 44 – elementi *beams* nel modello numerico aventi funzione di molle

Inoltre per modellare il comportamento rigido di piano della copertura è stato inserito un vincolo di piano rigido in sommità alla torre (*load patch*).

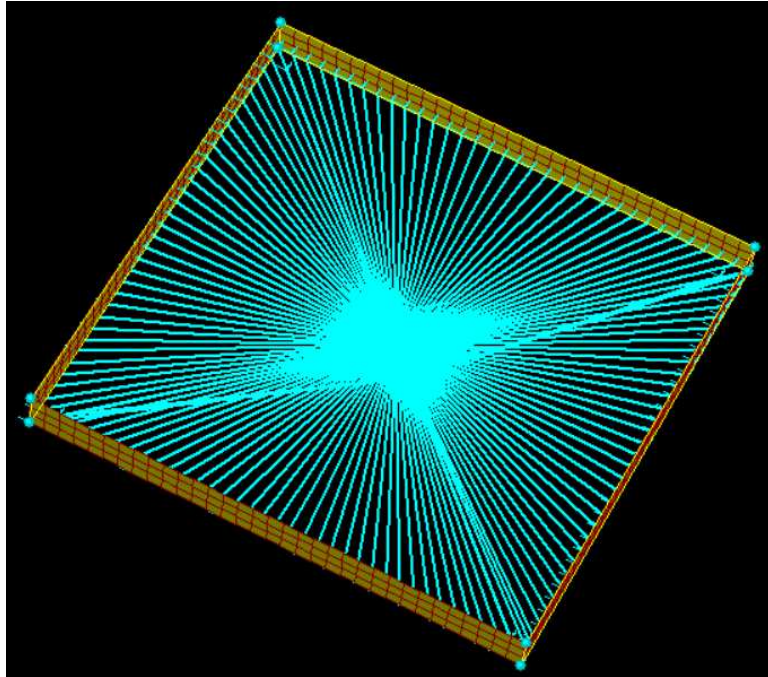


Figura 45 – Piano rigido di sommità.

4.3 Analisi lineare dinamica

Successivamente alla modellazione della torre è stata effettuata l'analisi modale della stessa, tramite il software Straus7, con lo scopo di ricavarne i relativi modi di vibrare e confrontarli con quelli identificati sulla base dei dati acquisiti durante la campagna di prove preventivamente condotta sulla struttura.

In riferimento a quanto esplicitato dalla normativa riguardo alla massa partecipante di ciascun modo di vibrare, in fig.46 e 47 sono mostrati i valori delle frequenze e della massa partecipante dei primi 25 modi di vibrare della torre.

TOTAL MASS (MX,MY,MZ) : (3.130866E+03, 3.130866E+03, 0.000000E+00)

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	2.6435E+00	8.9887E+05	2.4798E+08	0.001	71.557	0.000
2	3.1350E+00	5.9616E+05	2.3132E+08	49.177	0.002	0.000
3	5.0349E+00	9.8685E+05	9.8764E+08	0.001	0.155	0.000
4	7.1541E+00	6.5488E+05	1.3232E+09	0.004	12.011	0.000
5	1.0165E+01	1.8344E+06	7.4831E+09	0.052	0.154	0.000
6	1.0585E+01	3.7858E+05	1.6746E+09	11.626	0.002	0.000
7	1.0851E+01	1.2449E+05	5.7865E+08	5.999	0.962	0.000
8	1.0854E+01	1.2447E+05	5.7884E+08	0.963	5.999	0.000
9	1.1782E+01	3.3993E+05	1.8629E+09	2.023	0.003	0.000
10	1.2961E+01	1.3162E+05	8.7286E+08	0.000	1.653	0.000
11	1.4176E+01	1.0133E+06	8.0388E+09	0.048	0.055	0.000
12	1.7204E+01	1.4295E+05	1.6704E+09	0.249	0.409	0.000
13	1.7979E+01	3.2259E+05	4.1167E+09	0.157	0.081	0.000
14	1.8196E+01	3.0459E+05	3.9812E+09	0.007	0.017	0.000
15	1.9089E+01	2.1236E+05	3.0551E+09	0.135	0.075	0.000
16	2.0319E+01	2.1817E+05	3.5562E+09	0.895	0.247	0.000
17	2.1008E+01	1.5760E+05	2.7461E+09	1.642	0.020	0.000
18	2.1210E+01	2.0623E+05	3.6626E+09	0.003	0.005	0.000
19	2.3134E+01	9.4985E+03	2.0069E+08	0.222	0.152	0.000
20	2.3270E+01	8.9804E+04	1.9198E+09	0.000	0.000	0.000
21	2.3305E+01	1.1318E+05	2.4269E+09	0.000	0.000	0.000
22	2.3597E+01	9.0642E+03	1.9925E+08	0.022	0.115	0.000
23	2.3752E+01	1.4403E+04	3.2078E+08	0.067	0.004	0.000
24	2.4791E+01	2.1942E+04	5.3240E+08	0.000	0.653	0.000
25	2.5104E+01	4.5612E+03	1.1348E+08	0.082	0.050	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				73.374	94.381	0.000

Figura 46 – Risultati dell'analisi modale: valori delle frequenze

MODE PARTICIPATION FOR ROTATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-RX (%)	PF-RY (%)	PF-RZ (%)
1	2.6435E+00	8.9887E+05	2.4798E+08	86.433	0.002	68.625
2	3.1350E+00	5.9616E+05	2.3132E+08	0.003	81.900	0.406
3	5.0349E+00	9.8685E+05	9.8764E+08	0.682	0.001	0.004
4	7.1541E+00	6.5488E+05	1.3232E+09	0.174	0.001	13.035
5	1.0165E+01	1.8344E+06	7.4831E+09	0.017	0.013	0.180
6	1.0585E+01	3.7858E+05	1.6746E+09	0.003	3.008	0.167
7	1.0851E+01	1.2449E+05	5.7865E+08	1.194	7.439	0.539
8	1.0854E+01	1.2447E+05	5.7884E+08	7.439	1.194	6.498
9	1.1782E+01	3.3993E+05	1.8629E+09	0.011	0.748	0.035
10	1.2961E+01	1.3162E+05	8.7286E+08	0.227	0.000	1.462
11	1.4176E+01	1.0133E+06	8.0388E+09	0.009	0.008	0.004
12	1.7204E+01	1.4295E+05	1.6704E+09	0.001	0.009	0.404
13	1.7979E+01	3.2259E+05	4.1167E+09	0.002	0.004	0.043
14	1.8196E+01	3.0459E+05	3.9812E+09	0.017	0.001	0.035
15	1.9089E+01	2.1236E+05	3.0551E+09	0.007	0.011	0.023
16	2.0319E+01	2.1817E+05	3.5562E+09	0.000	0.096	0.217
17	2.1008E+01	1.5760E+05	2.7461E+09	0.000	0.335	0.080
18	2.1210E+01	2.0623E+05	3.6626E+09	0.008	0.001	0.011
19	2.3134E+01	9.4985E+03	2.0069E+08	0.003	0.025	0.219
20	2.3270E+01	8.9804E+04	1.9198E+09	0.000	0.000	0.000
21	2.3305E+01	1.1318E+05	2.4269E+09	0.000	0.000	0.000
22	2.3597E+01	9.0642E+03	1.9925E+08	0.005	0.001	0.151
23	2.3752E+01	1.4403E+04	3.2078E+08	0.014	0.005	0.009
24	2.4791E+01	2.1942E+04	5.3240E+08	0.002	0.001	0.674
25	2.5104E+01	4.5612E+03	1.1348E+08	0.001	0.005	0.074
TOTAL ROTATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				96.253	94.812	92.896

Figura 47 – Risultati dell'analisi modale: valori della massa partecipante per ogni modo di vibrare

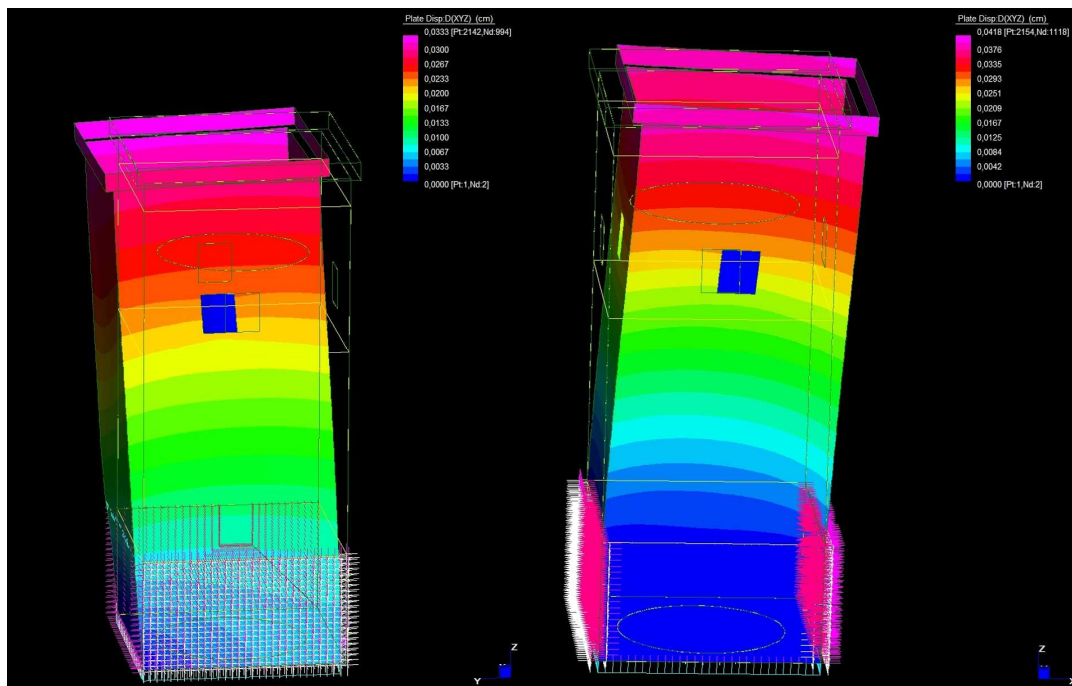
Per il confronto con i dati acquisiti dalle prove sperimentali, sono stati presi in considerazione soltanto i primi 5 modi di vibrare.

	Frequenza [Hz]	Frequenza [rad/s]	Periodo [s]
1° modo	2,643	16,609	0,38
2° modo	3,1435	19,697	0,31
3° modo	5,034	31,635	0,19
4° modo	7,154	63,869	0,14
5° modo	10,016	66,508	0,10

Tabella 7 – Valori della frequenza e del periodo riferiti ai primi 5 modi di vibrare.

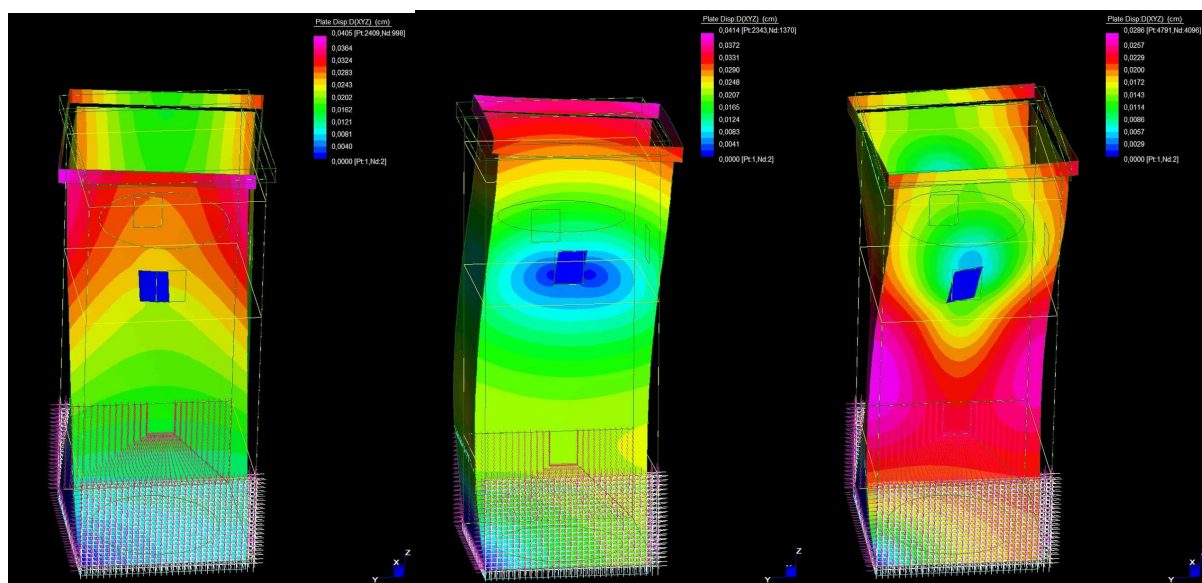
I primi due modi di vibrare risultano essere di tipo flessionale, il primo diretto verso l'asse y in direzione Nord-Sud ed il secondo diretto verso x con direzione Est-Ovest (figure 48a e b); il terzo modo di vibrare è di tipo torsionale (figura 48c), mentre il quarto risulta di tipo flessionale in direzione y (figura 48 d) e il quinto modo è torsionale (figura 48 e).

Considerata la geometria quadrangolare della torre, i primi due modi di vibrare risultano molto vicini come periodo e frequenza. I lati disposti lungo l'asse x, hanno comunque una rigidità maggiore dovuta alla presenza delle piccole strutture annesse alla torre, il che favorisce l'andamento del primo modo di vibrare lungo l'asse y. In questi primi cinque modi di vibrare la cisterna interna alla torre non viene coinvolta, iniziando a vibrare dal settimo modo in poi, con delle frequenze più elevate della torre.



a)

b)



c)

d)

e)

Figura 48. Primi cinque modi di vibrare ottenuti dall'analisi numerica della torre di Craco.

Di seguito in Fig. 49 si riportano le deformate modali relative ai primi 5 modi di vibrare per i tre differenti modelli analizzati: modello completo, modello costituito da sola struttura in muratura e modello della cisterna cilindrica.

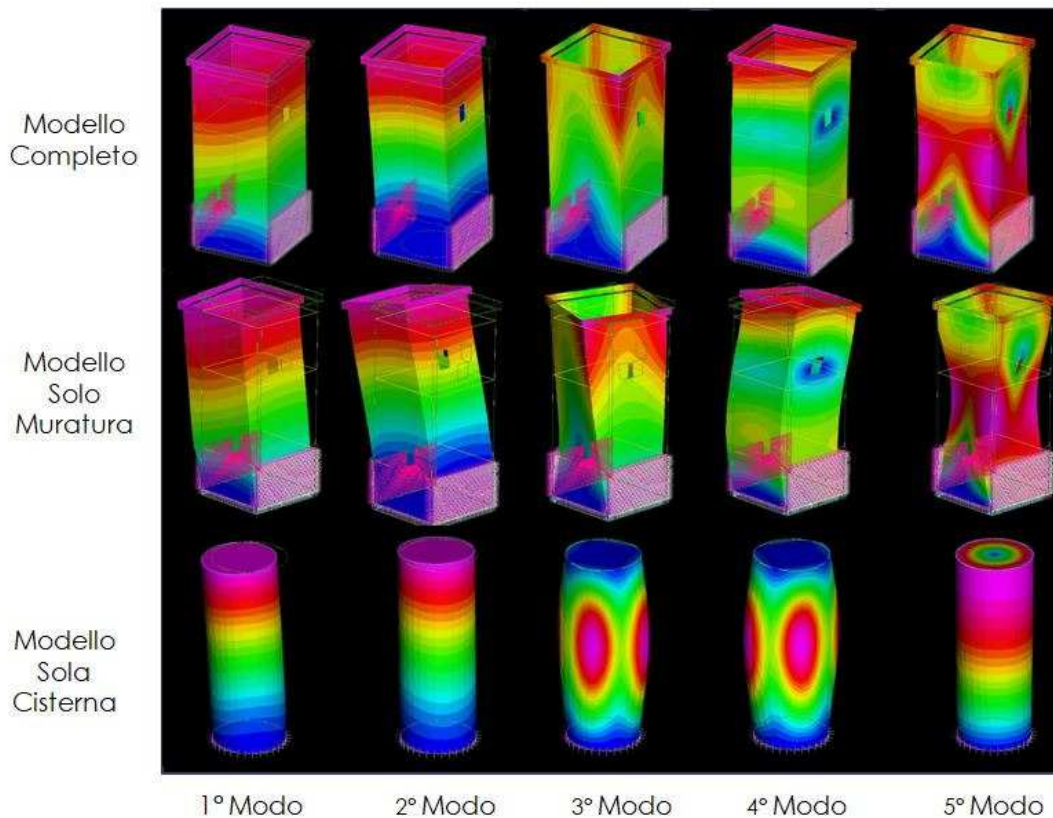


Figura 48. Primi cinque modi di vibrare ottenuti dall'analisi numerica dei tre diversi modelli considerati.

5. L'Analisi Modale Operazionale. Confronto tra il modello FE ed i dati sperimentali

I dati acquisiti durante la campagna di prove sperimentali tramite gli accelerometri, disposti in punti specifici della torre, sono stati poi elaborati attraverso il software Artemis secondo le procedure dell'Analisi Modale Operazionale, con lo scopo di ricavare la risposta dinamica strutturale alle azioni ambientali agenti sulla torre normanna.

Il fine ultimo di questa analisi è quello di determinare le proprietà dinamiche della struttura in questione, in maniera tale da poterle poi confrontare con le proprietà dinamiche, acquisite dall'analisi modale del modello numerico ad elementi finiti della struttura stessa. Successivamente è stato utilizzato il software FEMtools per l'update del modello numerico.

Come prima esposto, sono state effettuate 6 registrazioni degli accelerometri della durata di 15 minuti; soltanto quattro delle sei prove sono state prese in considerazione per l'Analisi Modale Operazionale (Test n°2, n°3, n°5, n°6). Inoltre, per ciascuna delle quattro registrazioni sono stati scelti solo i canali più significativi e nei quali il segnale risultava più pulito. In particolare, sono

stati eliminati in tutte le registrazioni i canali 35211 e 35208¹² a causa di interferenze nel segnale attribuibili a cause non definibili con certezza.

TEST N°2		
	Frequenza (Hz)	Forma modale
1° modo	2,974	flessionale lungo Y
2° modo	3,064	flessionale lungo X
3° modo	5,973	torsionale
4° modo	8,023	flessionale lungo Y
5° modo	10,5	torsionale

TEST N°3		
	Frequenza (Hz)	Forma modale
1° modo	3,025	flessionale lungo Y
2° modo	3,152	flessionale lungo X
3° modo	6,025	torsionale
4° modo	8,985	flessionale lungo Y
5° modo	-	torsionale

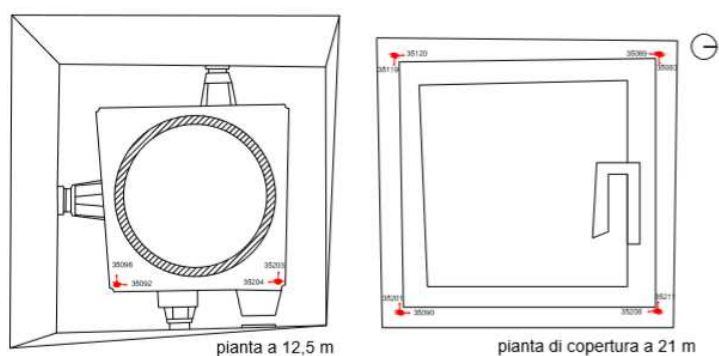


Figura 50 – Posizionamento dei canali utilizzati in riferimento al test n°2

Del test n°2 sono stati eliminati per l'analisi modale, i canali 35205, 35122, 35035 e 35212, tutti posizionati al primo livello alla quota di 12,5 m.

¹² Entrambi i canali sono disposti alla quota di 21 m

TEST N°5		
	Frequenza (Hz)	Forma modale
1°modo	2,935	flessionale lungo Y
2°modo	3,071	flessionale lungo X
3°modo	5,882	torsionale
4°modo	8,846	flessionale lungo Y
5°modo	10,47	torsionale

TEST N°6		
	Frequenza (Hz)	Forma modale
1°modo	3,04	flessionale lungo Y
2°modo	3,255	flessionale lungo X
3°modo	6,065	torsionale
4°modo	8,879	flessionale lungo Y
5°modo	-	torsionale

In seguito ai dati acquisiti dalla registrazione n°3, sono stati imposti per l'Analisi Modale Operazionale i canali 35119 e 35083 entrambi posizionati alla quota di 21 m (figura 51).

Dalla prova n°5, invece, tutti i canali sono risultati idonei per effettuare l'analisi modale.

Anche per quest'ultima prova sono stati imposti esclusivamente i canali 35119 e 35083.

Sulla base dei dati ottenuti dall'Analisi Modale Operazionale eseguita per ciascuna delle quattro prove scelte, è stata effettuata un'analisi statistica dei valori delle frequenze risultanti dall'analisi modale. Per ciascun modo di vibrare sono stati individuati il valore minimo, massimo e medio tra i valori ricavati, in precedenza, dalle quattro prove sperimentali.

Riferendosi ai valori medi è stato eseguito l'update del modello ad elementi finiti.

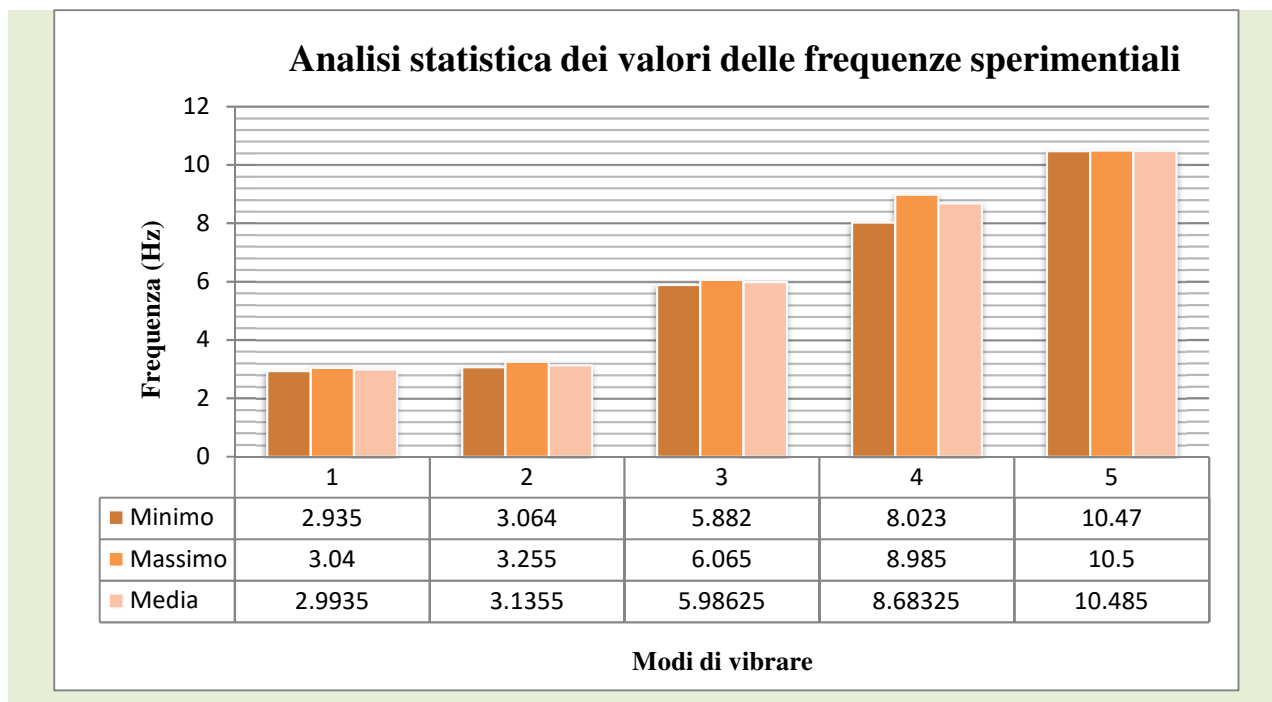


Figura 51

Modo	Frequenze del modello FE (Hz)	Frequenze sperimentali (Hz)		
		<i>Media</i>	<i>Minimo</i>	<i>Massimo</i>
1	2,643	2,9935	2,935	3,04
2	3,135	3,1355	3,064	3,255
3	5,034	5,98625	5,882	6,065
4	7,154	8,68325	8,023	8,985
5	10,058	10,485	10,47	10,5

Tabella 8. Confronto delle frequenze sperimentali con quelle relative al modello ad elementi finiti

Dal confronto diretto, esposto in Tabella 8, tra le frequenze sperimentali e quelle relative al modello agli elementi finiti, si notano dei valori piuttosto vicini tra loro. In particolare, è evidente come le frequenze del modello siano particolarmente vicine per i primi due modi di vibrare, ai valori delle frequenze sperimentali, rispetto ai valori relativi agli ultimi tre modi di vibrare che si differenziano maggiormente.

In Tabella 9 sono riportate le differenze d_i fra le frequenze sperimentali e quelle del modello numerico.

Modi	Frequenze modello	Frequenze medie sperimentali	d_i
------	-------------------	------------------------------	-------

1	2,643	2,994	0,351
2	3,135	3,136	0,001
3	5,034	5,986	0,952
4	7,154	8,683	1,529
5	10,016	10,485	0,469

Tabella 9. Confronto delle frequenze sperimentali con quelle relative al modello ad elementi

d_i rappresenta la differenza tra i valori acquisiti nei due metodi. Se con D si indica la media dei valori di d_i ed N è il numero di campioni considerati, che nel caso in questione corrisponde ai cinque modi di vibrare della torre, è possibile determinare s_D :

$$s_D = \sqrt{\frac{\sum (d_i - \underline{D})^2}{(N-1)}}$$

Dai valori di d_i esposti nella tabella 9, si avrà che il valore di D è pari a 0,126; pertanto considerando la distribuzione di Student (t di Student) risulta:

$$\pm t_{calc.} = \frac{D}{s_D} \times \sqrt{N}$$

In questo caso, la $t_{calc.}$ è pari a 1,15. Nella seguente tabella sono riportati i valori del fattore relativo ai diversi intervalli di fiducia.

Gradi di libertà	Fattore relativo all'intervallo di fiducia				
	80%	90%	95%	99%	99,9%
1	3.08	6.31	12.70	63.70	637
2	1.89	2.92	4.30	9.92	31.6
3	1.64	2.35	3.18	5.84	12.9
4	1.53	2.13	2.78	4.60	8.60
5	1.48	2.02	2.57	4.03	6.86
6	1.44	1.94	2.45	3.71	5.96
7	1.42	1.90	2.36	3.50	5.40
8	1.40	1.86	2.31	3.36	5.04
9	1.38	1.83	2.26	3.25	4.78
10	1.37	1.81	2.23	3.17	4.59
11	1.36	1.80	2.20	3.11	4.44
12	1.36	1.78	2.18	3.06	4.32
13	1.35	1.77	2.16	3.01	4.22
14	1.34	1.76	2.14	2.89	4.14
	1.29	1.64	1.96	2.58	3.29

Prendendo in considerazione $t_{95\%}$ e $t_{99\%}$ con 5 gradi di libertà, ovvero 5 campioni, si effettua un confronto con la $t_{calc.}$. Poiché $t_{calc.} = 1,15 < t_{95\%} = 2,57$ e $t_{calc.} = 1,15 < t_{99\%} = 4,03$ si può affermare che i risultati delle frequenze ottenuti dalle due analisi modali, sono statisticamente identici.

Di seguito vengono riportate le forme modali relative ai primi tre modi di vibrare acquisiti durante il test n°5.

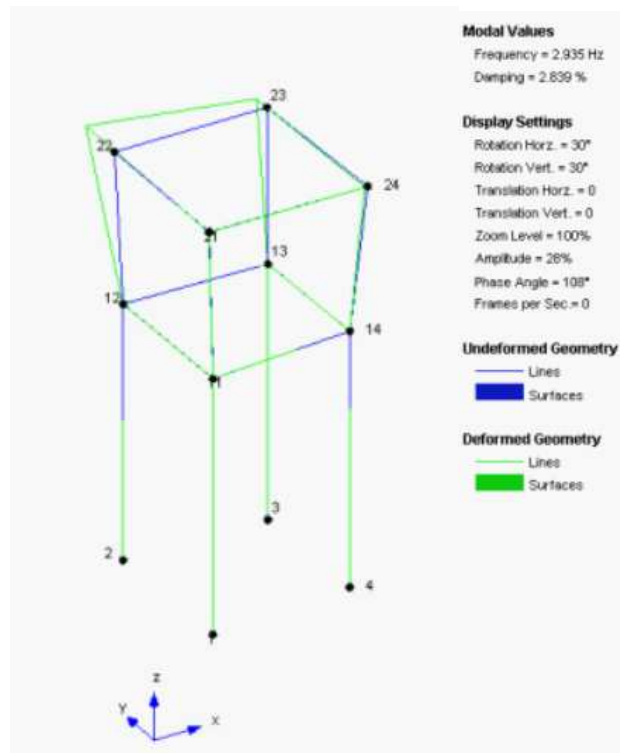


Figura 52 – Primo modo di vibrare – flessionale lungo y 2,643 Hz

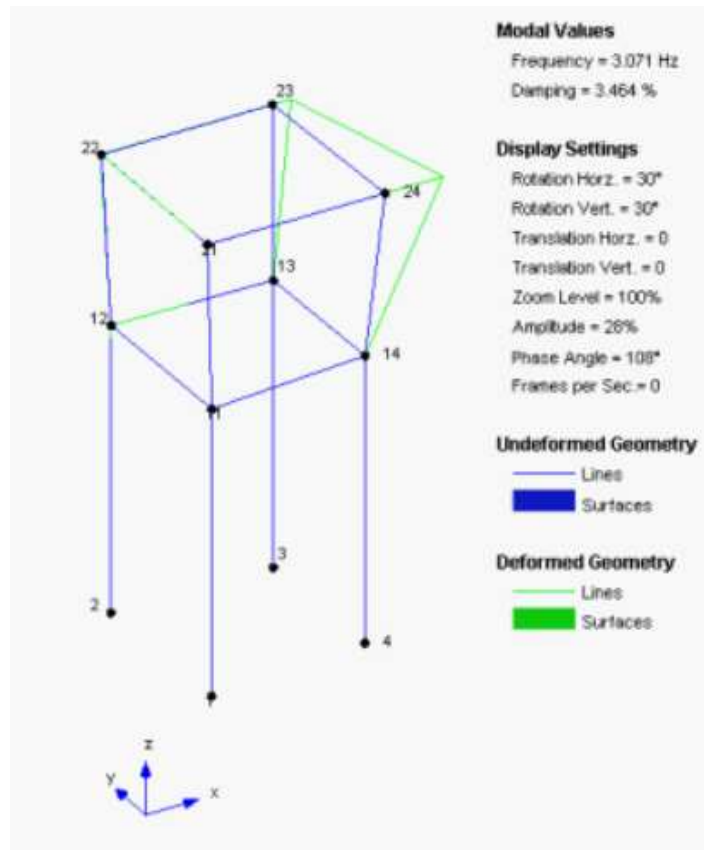


Figura 53 – Secondo modo di vibrare, flessionale lungo x 3,135 Hz

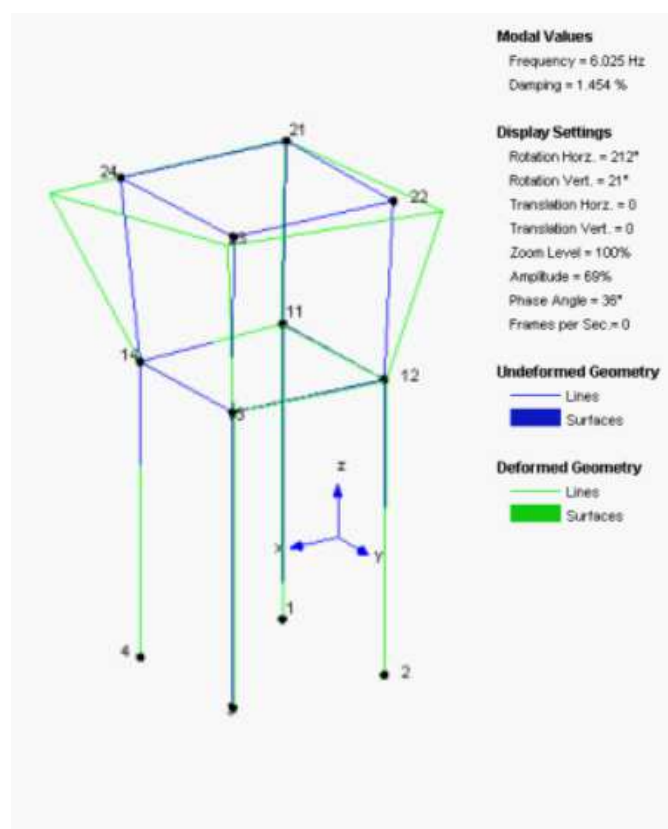


Figura 54 – Terzo modo di vibrare, torsionale 5,034 Hz

Come indicato nelle tabelle precedenti, il primo modo di vibrare corrisponde ad un modo di tipo flessionale lungo la direzione y ; il secondo modo, anch'esso di tipo flessionale, è diretto maggiormente verso l'asse x , mentre il terzo modo di vibrare è torsionale.

Nelle figure, la geometria della torre (in verde) sembra deformarsi solo in sommità; di fatto la porzione in questione corrisponde alla parte di struttura compresa tra i 12,5 m ed i 21 m. Queste rappresentano le quote di posizionamento degli accelerometri, di conseguenza la struttura mostra la sua deformazione solo nella parte in cui gli accelerometri hanno acquisito le accelerazioni della struttura, soggetta ad eccitazione ambientale.

6. Ipotesi di interessamento della torre dal fronte di frana

E' stata inoltre effettuata un'analisi dello stato tensionale della torre, dopo aver assegnato un cedimento ipotetico alla base dell'edificio indotto da un interessamento della torre dal fronte di frana.

È stato assegnato un cedimento pari a 2,5 cm alla base della torre, in corrispondenza del lato sud, ovvero quello più prossimo al fronte di frana, e si è attribuito un cedimento distribuito da 0 a 2,5 cm ai lati est ed ovest della struttura, in maniera tale da rendere più omogenei gli spostamenti alla base.

Considerando il valore della resistenza media della muratura a compressione, f_m , pari a 1,24 N/mm² sono stati ipotizzati un valore minimo e uno massimo della resistenza pari a 0 N/mm² e 2,5 N/mm², ovvero un range all'interno del quale varia la resistenza della muratura, rappresentata dagli elementi *plates* nel modello, in funzione del cedimento imposto. Per l'analisi tensionale si è fatto riferimento al criterio di verifica di Von Mises.

Nelle Figure 55-58 si delineano le curve critiche relative allo stato tensionale della torre in relazione al cedimento imposto.

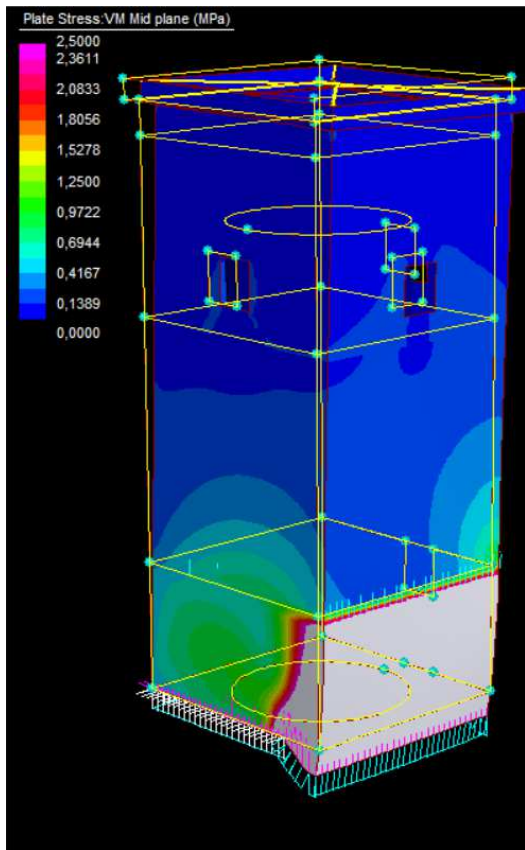


Figura 55 – Vista sud-est della torre

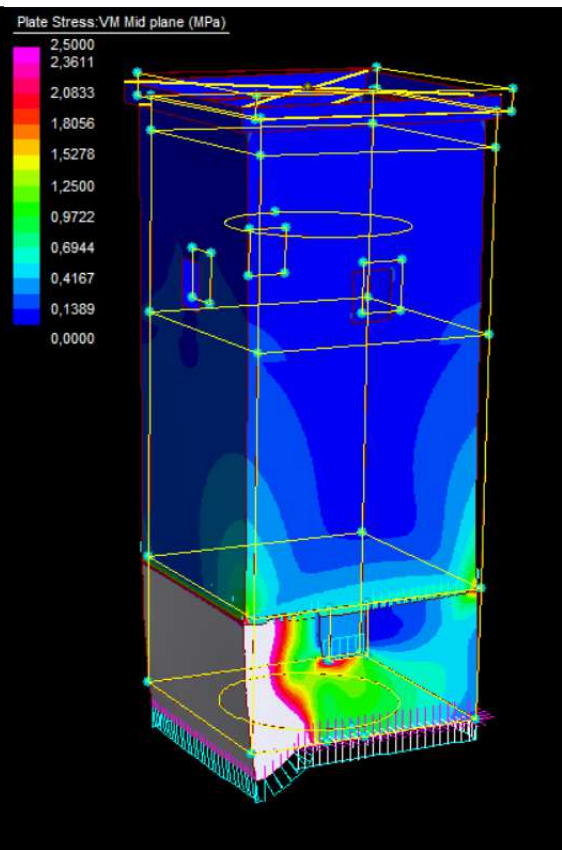


Figura 56 – Vista sud-ovest della torre

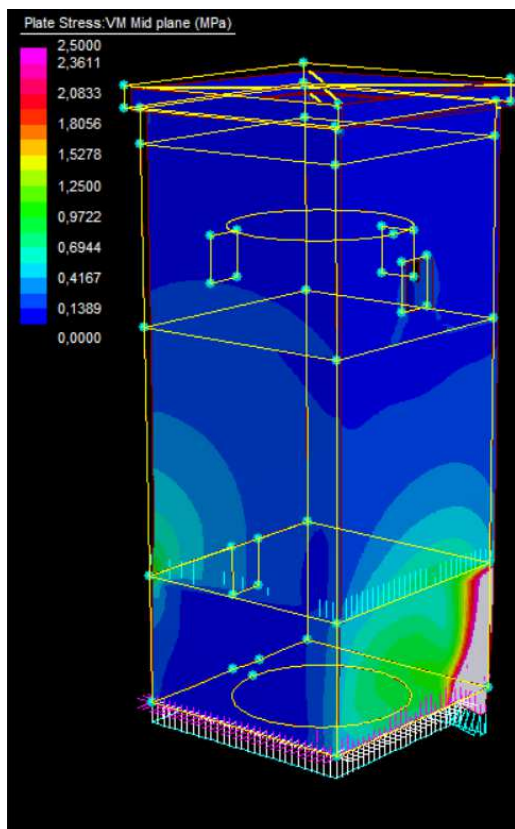


Figura 57 – Vista nord-ovest della torre

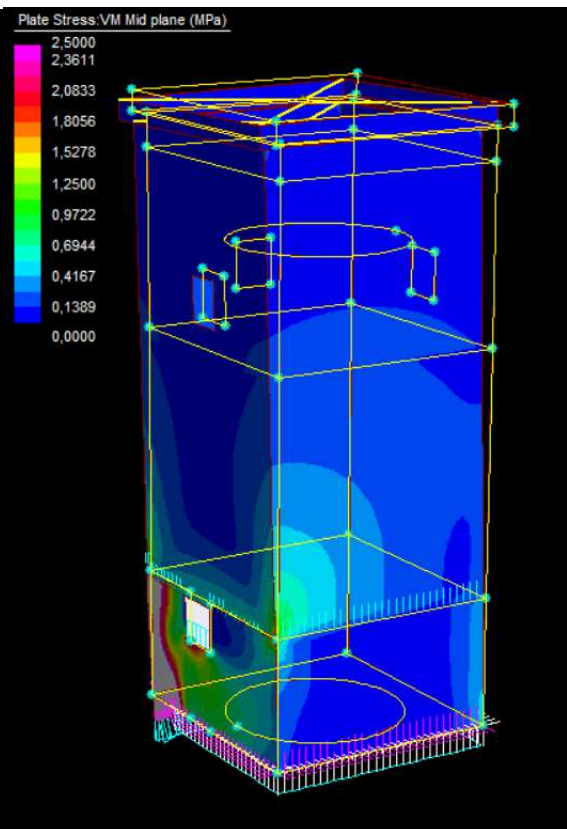


Figura 58 – Vista nord-est della torre

7. Analisi rischio sismico

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico. Il Comune di Craco (MT) ricade per Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Deliberazione del Consiglio Regionale della Basilicata n. 731 del 19.11.2003, in zona sismica n.2, ovvero “Zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti”.

Nello scenario di un’analisi multirischio, quindi, risulta necessario valutare la vulnerabilità della torre normanna sia dal punto di vista idro-geologico sia da quello sismico, considerando il rischio di frane, possibile erosione del suolo e terremoti della zona.

La valutazione del rischio sismico è stata eseguita attraverso un’analisi modale con spettro di risposta, avendo a disposizione dalla fase precedente le frequenze naturali e i modi di vibrare propri della struttura. L’analisi modale, infatti, permette di analizzare in combinazione sismica strutture complesse a più gradi di libertà, in quanto, opera semplificazioni, facilitando la risoluzione del problema strutturale, in modo da calcolare i singoli modi di vibrare, il periodo di oscillazione e le masse di partecipazione di ogni forma modale. In particolare, questa analisi riduce strutture a più gradi di libertà in più oscillatori semplici (dotati di un solo grado di libertà e delle stesse proprietà dinamiche del modo di vibrare), analizzando spettri di risposta che associano il periodo di vibrazione di ogni oscillatore semplice, ovvero di ogni modo, alla massima accelerazione sismica che esso subirà. La massima azione sismica che sollecita il singolo oscillatore, ovvero l’azione di taglio posta alla base in caso di sisma, non sarà altro che l’accelerazione massima del modo di vibrare moltiplicata alla massa partecipante dello stesso. Ricavata l’azione sismica per ogni modo di vibrare, queste vengono ripartite nella struttura originaria a più gradi di libertà, in modo da ricavare le relative sollecitazioni che agiscono sull’intera struttura e, attraverso metodi probabilistici SRSS (“Square Root of Sum of Squares”) o CQC (“Complete Quadratic Combination”) che considerano anche gli smorzamenti della struttura, ottenere una valutazione del rischio sismico.

L’analisi modale con spettro di risposta è stata eseguita con il software Straus 7, in cui è stato possibile caricare la registrazione dello “spettro di risposta in accelerazione” del terremoto de L’Aquila del 2009 (ID Evento “L_AQUILA”) processato e scaricato dal sito Itaca INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) (vedi Fig. 59). Lo spettro, suddiviso in tre spettri, uno per ogni direzione del modello analitico ovvero secondo i suoi assi x, y e z, è elaborato per i tre modelli

precedentemente descritti, quello completo, la sola muratura e la sola cisterna e per ciascun modello sono stati ottenuti i risultati per le n.25 forme modali ottenute precedentemente.

Lo studio è stato portato avanti considerando le sole n.10 forme modali del modello completo e del modello con la sola muratura e le prime n.4 forme modali della sola cisterna. Dalla modellazione della sola cisterna è emerso che quest'ultima risulta avere delle frequenze troppo alte e non paragonabili con gli altri due modelli, infatti la prima forma modale della cisterna è riscontrabile a 10,058 Hz, una frequenza molto più alta rispetto le altre prime due, che sono coincidenti in quanto riguardano la sola muratura. Questo permette di affermare che per frequenze molto basse la massa sollecitata interessa la sola porzione in muratura della struttura.

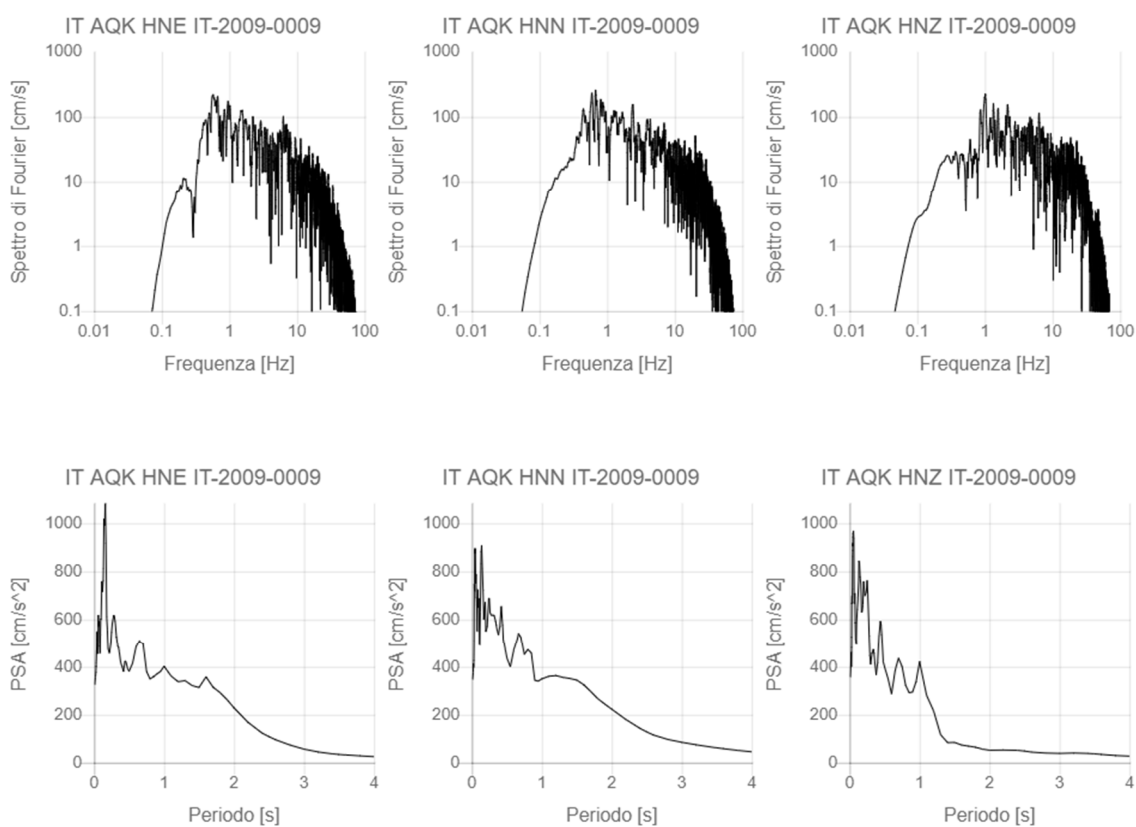


Figura 59 – Spettri di Fourier (vedi sopra) e spettri di risposta in Pseudo Accelerazione (PSA) smorzati al 5% relativi all'evento sismico registrato (L'Aquila)

Successivamente tramite lo stesso programma sono state impostate la combinazione sismica prevista dalla normativa NTC2018, che tiene conto della presenza contemporanea del sisma in entrambe le direzioni x ed y, e quindi di una azione sismica prevalente e una ridotta del 30%. Nel caso specifico della torre normanna, non sono state considerate le eccentricità accidentali in quanto non sono previsti carichi permanenti accidentali; la torre, che contiene una cisterna al suo interno, non

è accessibile al pubblico. Si avranno così solo 8 combinazioni, 2 per ogni posizione delle masse, ovvero:

- $+Ex + 0,3 Ey$ (Fig. 60)
- $+Ex - 0,3 Ey$ (Fig. 61)
- $-Ex + 0,3 Ey$ (Fig. 62)
- $-Ex - 0,3 Ey$ (Fig. 63)
- $+0,3 Ex + Ey$ (Fig. 64)
- $+0,3 Ex - Ey$ (Fig. 65)
- $-0,3 Ex + Ey$ (Fig. 66)
- $-0,3 Ex - Ey$ (Fig. 67)

Si riportano di seguito le deformate della torre in caso di sisma che considerano il peso proprio e l'azione sismica con le diverse combinazioni (Figg. 60-67).

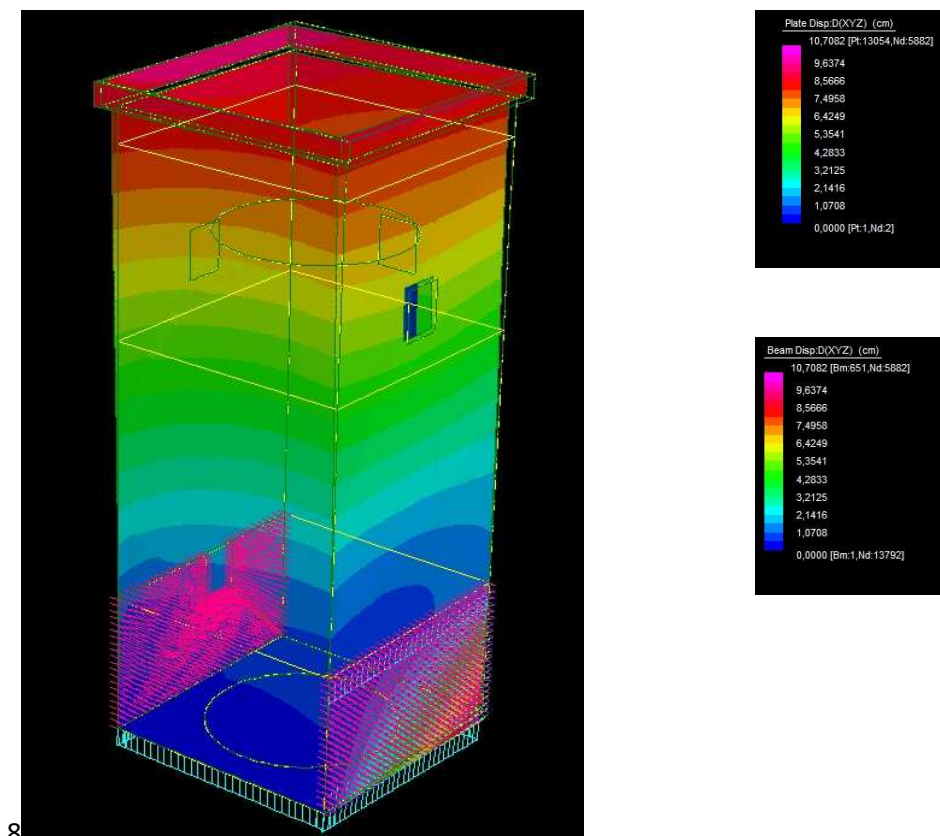


Figura 60 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 1: $G1+G2+Ex+0,3Ey$

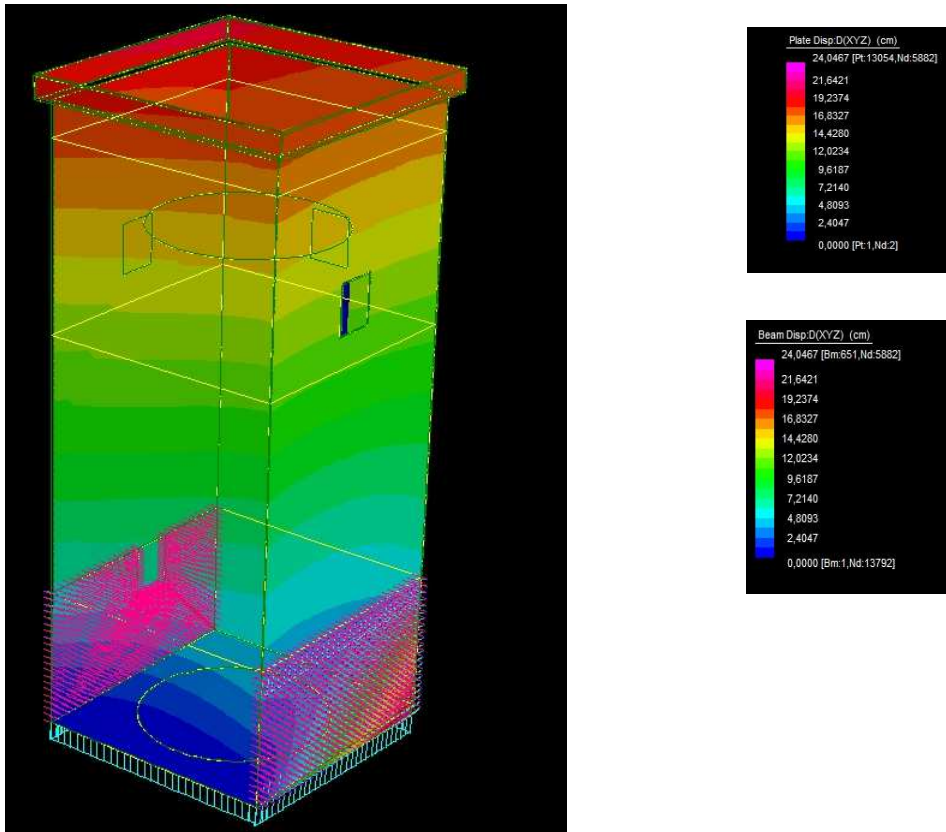


Figura 61 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 2: $G1+G2+Ex-0,3E_y$

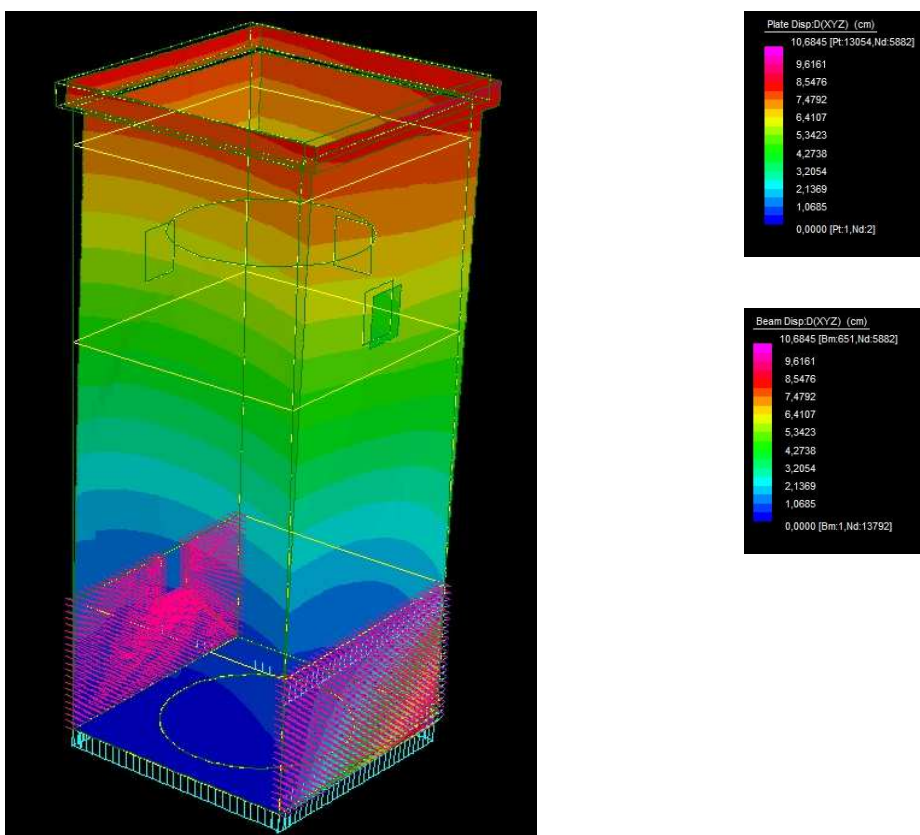


Figura 62 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 3: $G1+G2-Ex+0,3E_y$

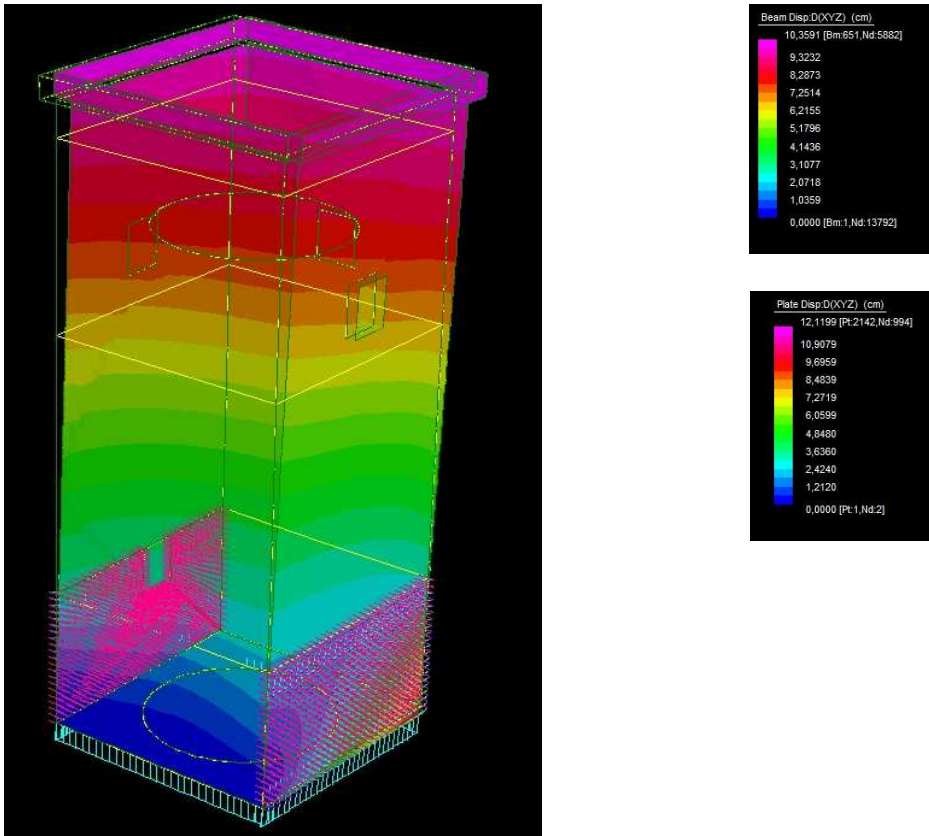


Figura 63 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 4: $G1+G2-Ex-0,3Ey$

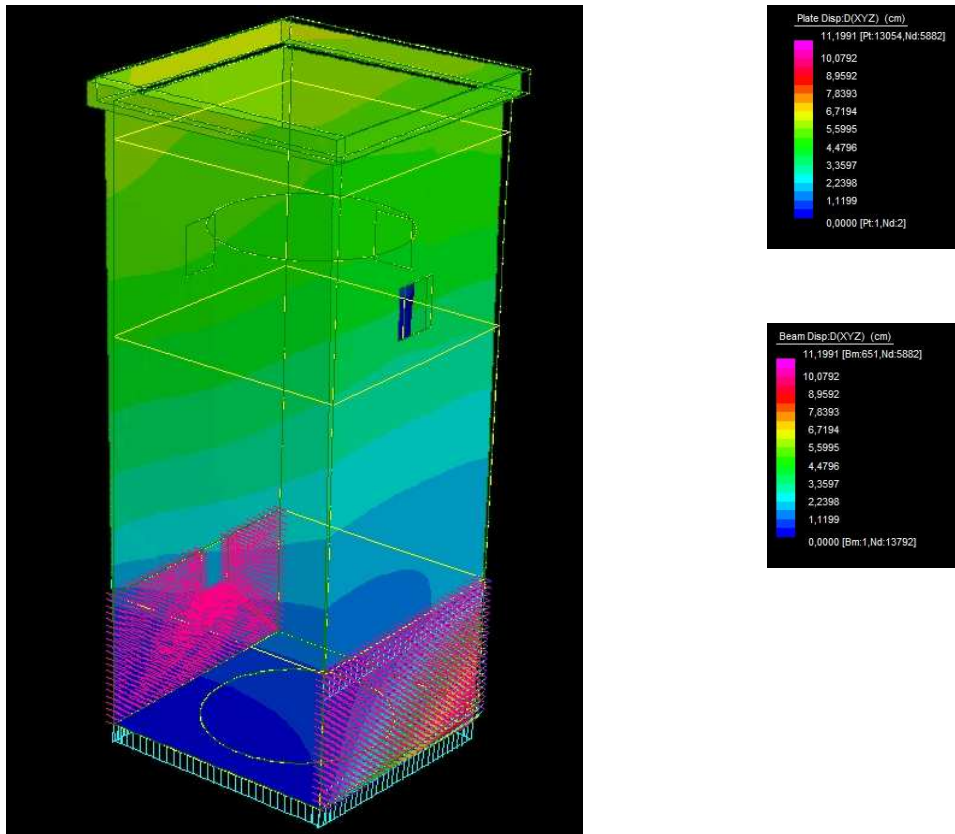


Figura 64 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 5: $G1+G2+Ey+0,3Ex$

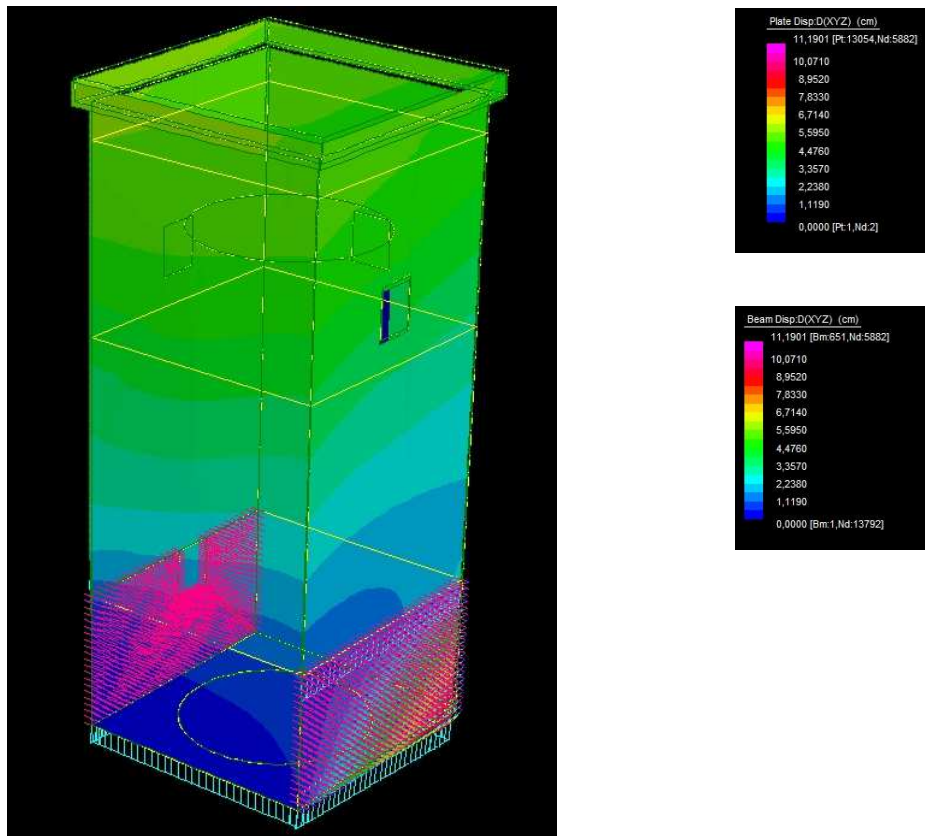


Figura 65 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 6: $G1+G2+Ey-0,3Ey$

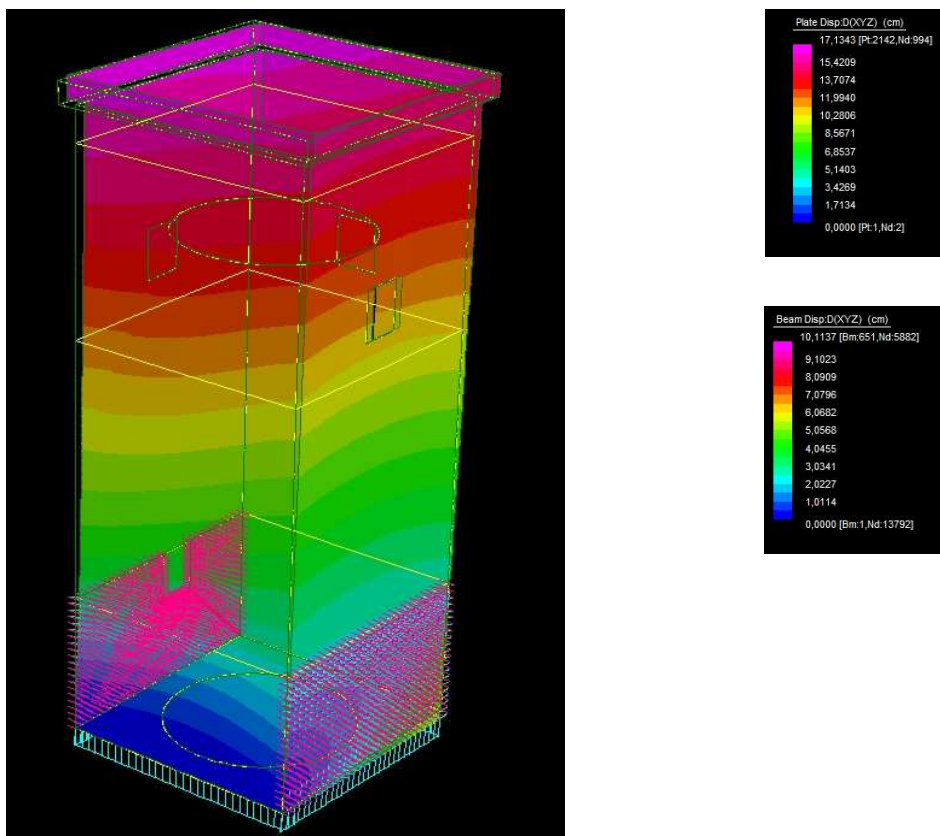


Figura 66 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 7: $G1+G2-Ey+0,3Ey$

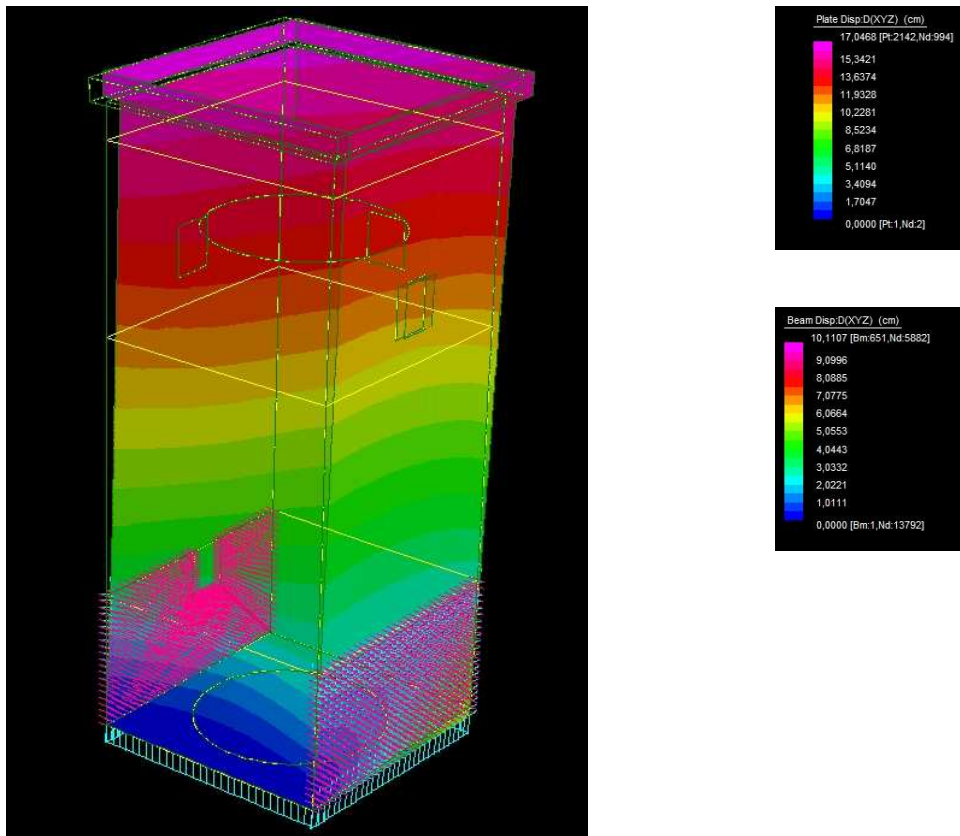


Figura 67 – Vista nord-ovest della torre, deformazione con combinazione sismica 8: $G1+G2-Ey+0,3Ey$

Il comportamento completamente differente della struttura in muratura e della cisterna ha reso necessario confrontare gli spostamenti delle due strutture in caso di sisma e controllare che non vi fossero problemi di martellamento. Per questo motivo sono stati individuati tutti gli spostamenti massimi in tre direzioni (dx, dy, dxyz) sia per la risposta spettrale di ogni singola forma modale sia per le combinazioni sismiche finali. Dopo questa analisi si è accertata che per quanto prossime le due strutture non sono soggette a martellamento in quanto gli spostamenti della cisterna sono molto più piccoli di quelli della struttura portante in muratura e l'ordine di grandezza non è confrontabile. Per completezza si riporta che gli spostamenti prevalenti si verificano all'apice della torre e lungo l'asse y, dove non sono presenti altri aggregati edilizi e quindi nessun vincolo in adiacenza alla struttura. In particolare lo spostamento maggiore nella sola direzione x è di 9,54 cm, nella sola direzione y è di 16,39 cm e considerando lo spostamento spaziale massimo nelle tre direzioni (con prevalenza di spostamento lungo y) è pari a 18,02 cm.

8. Conclusioni

La torre normanna è uno dei pochi edifici di Craco ad aver subito minori danni causati dagli effetti della frana che interessano gran parte delle fondamenta della città. È stato necessario, quindi, studiare il comportamento strutturale della torre mediante tecniche non distruttive per definire un modello accurato, in grado di riprodurre il comportamento reale della torre e determinare eventuali interventi di riabilitazione.

Lo studio dinamico della struttura, con l'individuazione delle sue proprietà dinamiche quali i modi di vibrare e le forme modali, condotto tramite l'analisi modale sia sperimentale che analitica, ed il confronto diretto dei dati acquisiti da entrambe, e successivamente attraverso un'analisi sismica a spettri di risposta, ha evidenziato come il comportamento del modello numerico ad elementi finiti sia molto vicino al comportamento reale della torre in questione.

Dai risultati ottenuti dalle analisi sviluppate in questo ambito, si può giungere a due conclusioni:

- L'ipotesi di interazione tra la struttura muraria della torre e la cisterna in cemento armato interna ad essa, realizzata a posteriori, che faceva pensare ad un rafforzamento della struttura in muratura, tale da averla mantenuta quasi del tutto indenne in seguito ai movimenti franosi, è da escludere. Infatti, dall'analisi modale condotta sul modello numerico ad elementi finiti, è evidente come i modi di vibrare delle due strutture siano totalmente distanti tra loro: i primi cinque modi di vibrare riguardano esclusivamente la struttura in muratura della torre, il settimo e l'ottavo modo, invece, sono relativi al cilindro in calcestruzzo, in cui si identifica la cisterna.

Se pure in alcuni punti della muratura interna della torre si nota un contatto con le pareti della cisterna, trattandosi di spostamenti infinitesimi, non vi è una reale interazione tra i comportamenti delle due strutture, neanche in caso di sisma.

- Al giorno d'oggi la torre normanna è uno dei pochi edifici rimasti illesi in seguito agli eventi franosi che hanno demolito gran parte del centro storico di Craco, poiché poggia le sue fondamenta su un terreno roccioso e stabile, non direttamente intaccato dalla frana (come si è visto nel capitolo 1). Al momento non è facile intuire l'evolversi della situazione rispetto alla frana del centro storico che momentaneamente sembra non essere attiva. A riguardo sarebbe opportuno condurre un monitoraggio continuo e duraturo nel tempo che possa dare dei dati certi sui relativi movimenti franosi.
- Infine, per definire il grado di pericolosità rispetto ad un eventuale progredire del fronte di frana nei confronti della torre, sarebbe necessario condurre un monitoraggio costante del territorio e prevedere, inoltre, un rinforzo strutturale della torre stessa per salvaguardare un edificio storico facente parte del patrimonio architettonico italiano.

Bibliografia

- [1] S. IVORRA, F. PALLARES - *Dynamic investigations on a masonry bell tower*, Eng Struct, 28(5) (2006) pp.660–667
- [2] K. MESKOURIS - *Structural dynamics, models, methods, examples*, Ernst & Sohn, Berlin, 2000.
- [3] D. FOTI, M. DEBERNARDIS, V. PAPARELLA - *Structural Safety Control of Masonry Buildings: NonLinear Static Seismic Analysis with a Non-Linear Shear Strength Criterion*, In: B.H.V. Topping, (Editor). Proc. of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology. Dubrovnik, 4-7 sept. 2012, STIRLINGSHIRE: Civil-Comp Press, doi: 10.4203/ccp.99.
- [4] D. FOTI - *A New Experimental Approach to the Pushover Analysis of Masonry Buildings*, Computers and Structures (2014).
- [5] C. MODENA, M.R. VALLUZZI, R. TONGINI FOLLI, L. BINDA - *Design choices and intervention techniques for repairing and strengthening of the Monza cathedral bell-tower*, Constr Build Mater, 16(7) (2002) 385–395.
- [6] A. CASTELLANO, P. FOTI, A. FRADDOSIO, S. MARZANO, G. MININNO, M.D. PICCIONI - *Seismic Response of a Historic Masonry Construction Isolated by Stable Unbonded Fiber-Reinforced Elastomeric Isolators (SU-FREI)*, Key Engineering Materials (2014).
- [7] A. FORMISANO, F.M. MAZZOLANI, G. FLORIO, R. LANDOLFO - *A quick methodology for seismic vulnerability assessment of historical masonry aggregates*, in: Proc. of the COST Action C26 Final Conference “Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events”, Federico M. Mazzolani, Chair, Naples, 16-18 September 2010, CRC Press, Taylor & Francis Group, London, 577- 582.
- [8] A. FORMISANO, G. FLORIO, R. LANDOLFO, F.M. MAZZOLANI - *Numerical calibration of a simplified procedure for the seismic behaviour assessment of masonry building aggregates*, in: Proc. of the 13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, CC 2011; Chania, Crete; 6 - 9 September 2011.
- [9] D. FOTI - *Identification of the modal properties of a Medieval tower next to a landslide*, in press in: Proc International Forum “Le Vie dei Mercanti”, Editor La Scuola di Pitagora, in“Fabbrica della Conoscenza”, 12-14 June 2014, ID 184.
- [10] D. FOTI, V. GATTULLI, F. POTENZA - *Output-only modal identification in unfavourable testing conditions and finite element model updating of a seismically damaged building*, ComputerAided Civil And Infrastructure Engineering, 2014, Online ISSN: 1467-8667, doi: 10.1111/mice.12071.

- [11] D. FOTI, M. DIAFERIO, N.I. GIANNOCCARO, M. MONGELLI - *Ambient Vibration Testing, Dynamic Identification and Model Updating of a Historic Tower*, NDT&E Int.47 (2012) 88-95, doi:10.1016/j.ndteint.2011.11.009.
- [12] D. FOTI, S. IVORRA, D. BRU, G. DIMAGGIO - *Dynamic Identification of a Pedestrian Bridge using OMA: Previous and Post-Reinforcing*, In: B.H.V. Topping, (Editor). Proceedings of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology. Dubrovnik, 4-7 sept. 2012, STIRLINGSHIRE: Civil-Comp Press, ISBN: 978-1-905088-54-6, doi: 10.4203/ccp.9.9
- [13] M. DIAFERIO, D. FOTI, M. MONGELLI, N.I. GIANNOCCARO, P. ANDERSEN - *Operational Modal Analysis of a Historical Tower in Bari*, in: Conference Proc. of the Society for Experimental Mechanics Series, "IMAC XXIX". 7 (2011) 335-342, doi: 10.1007/978-1-4419-9316-8_31, 31Jan.-3 Feb. 2011, Jacksonville, Florida, USA.
- [14] M. DIAFERIO, D. FOTI, V. SEPE - *Dynamic Identification of the Tower of the Provincial Administration Building*, Bari, Italy, in: Proc of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Malta, 18-21 Sept. 2007, paper n. 2.
- [15] M. LEPIDI, V. GATTULLI & D. FOTI - *Swinging-bell resonances and their cancellation identified by dynamical testing in a modern bell tower*, Eng Struct, 31(7) (2009) 1486–1500.
- [16] DPCM 02.09.2011. Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008.
- [17] D. FOTI, S. IVORRA, M.F. SABBA' - *Dynamic Investigation of an Ancient Bell Tower with Operational Modal Analysis*, The Open Constr and Build Tech J, 6 (2012) 384-391, doi: 10.2174/1874836801206010384.
- [18] D. FOTI, M. DIAFERIO, N. I. GIANNOCCARO - *Non-Destructive Monitoring of an Old Masonry Clock Tower with Forced and Environmental Actions*, in press in: Proc International Forum "Le Vie dei Mercanti", Editor La Scuola di Pitagora, in "Fabbrica della Conoscenza", 12-14 June 2014, ID 111.
- [19] A. BALDUZZI, R. CASNEDI, U. CRESCENTI, M. TONNA – *Il Plio-Pleistocene nel sottosuolo del bacino pugliese (Avanfossa Appenninica)*. Geologica Romana, 1982
- [20] F. ROURE, P. CASERO & R. VIALLEY – *Growth process and melage formation in tje southern Appennines acretionary wedge*. Earth and Planet.Sc.Lett., 102: pp. 395-412, 1991
- [21] N. CIARANFI, A. D'ALESSANDRO & M. MARINO – *A candidate section for the Lower-Middle Pleistocene boundary (Appennine Foredeep, South Italy)*, 1997. In: W. Naiwen and J. Remane (Eds), Proceedings at the 30th International Geological Congress

- [22] M. BENTIVENGA, M. COLTORTI & G. PROSSER – *Il movimento gravitativo profondo di Craco (Basilicata Ionica)*. Il Quaternario, Italian Journal of Quaternary Sciences 17(2/2), 2004, pp. 613-625
- [23] A. CARRARA, B. D’ELIA & E. SEMENZA – *Classificazione e nomenclatura dei fenomeni franosi*. Fa parte di : Geologia Applicata e Idrogeologia, n° 20, II, pp. 223-243, Bari, 1985
- [24] M. CORRADO, G. DELMONACO, L. FALCONI, C. MARGOTTINI, G. MARTINI, S. PAOLINI, D. SPIZZICHINO - *Linee guida per la salvaguardia dei beni culturali dai rischi naturali. Analisi per la valutazione del rischio di frana nell’area di Craco (MT)*. Consorzio Civita, Roma, ENEA C.R. Casaccia, Roma, ENEA C.R.
- [25] D. FOTI – *Non-Destructive Techniques and Monitoring for the Evolutive Damage Detection of an Ancient Masonry Structure*. Key Engineering Materials Vol. 628 (2015) pp. 168-177. Trans Tech Publications, Switzerland
- [26] DPCM 02/09/2011 Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/08
- [27] A. FORMISANO, F. M. MAZZOLANI, G. FLORIO, R. LANDOLFO - *A quick methodology for seismic vulnerability assessment of historical masonry aggregates*. in: Proceedings of the COST Action C26 Final Conference “Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events”, Federico M. Mazzolani, Naples, 16-18 September 2010, CRC Press, Taylor & Francis Group, London
- [28] C. MODENA, M. R. VALLUZZI, R. TONGINI FOLLI. L. BINDA - *Design choices and intervention techniques for repairing and strengthening of the Monza cathedral bell-tower*. *Construction and Building Materials*, Lambda, 2002, pp. 385–395
- [29] LAB VIEW, National Instrument: Austin, TX (USA).
- [32] STRAUS 7, v 2.3.3, Strand7 Pty Ltd (AUS).
- [33] A. BORRI, A. DE MARIA - *Indice di Qualità Muraria. Applicazioni nell’ambito delle NTC 2008*, www.ing.unipi.it
- [34] Circolare 2 Febbraio 2009 n°617 (G.U. n°47 del 26 febbraio 2009). *Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza pp.377-379*
- [37] D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n°29), *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*, 7.3.3.1 Analisi lineare dinamica p. 327

[38] G. FABBRICINO, C. RANIERI, GM. VERDERAME – l’analisi dinamica sperimentale ed il monitoraggio delle strutture esistenti. In: proceedings of workshop su “Controllo e monitoraggio di edifici in c.a.: il caso studio di Punta Perotti, Bari, 2007