

Verifiche di vulnerabilità sismica del Castello di Manfredonia: analisi ed influenza delle assunzioni di calcolo

Seismic vulnerability of Manfredonia Castle: assessment and influence of modelling assumptions

Giovanni Tondo¹, Daniele Perrone², Maria Antonietta Aiello¹ ■

Sommario

L'elevata pericolosità sismica che caratterizza il territorio italiano mette in evidenza l'importanza dell'analisi di vulnerabilità al fine di identificare le carenze strutturali degli edifici esistenti ed effettuare la progettazione degli opportuni interventi di adeguamento/miglioramento. In tale contesto, risulta non secondaria la consapevolezza dell'influenza delle assunzioni di calcolo sui risultati delle analisi, soprattutto nel caso di edifici storico-monumentali. Il presente studio è focalizzato sulla valutazione della vulnerabilità sismica del Castello di Manfredonia, complesso risalente al 1300 ed attualmente adibito a scopi museali. La suddetta struttura è stata analizzata mediante analisi statiche non lineari utilizzando un dettagliato modello agli elementi finiti. Al fine di indagare l'influenza di alcune assunzioni di calcolo sulle curve di capacità è stata effettuata un'analisi parametrica variando il criterio di resistenza e l'angolo di attrito interno della muratura. Infine, è stata valutata l'influenza della modellazione delle strutture voltate utilizzando tre differenti scenari: modellazione dettagliata della loro geometria, valutazione di un sistema a piastra equivalente e sistema con impalcato infinitamente deformabile.

Parole chiave: Vulnerabilità sismica, edifici monumentali, ipotesi di calcolo, modellazione numerica.

Abstract

The high seismic hazard characterizing the Italian territory pointed out the importance of the seismic vulnerability assessment in order to identify the structural deficiencies of existing buildings as well as to perform the seismic retrofit. In this context, the influence of the modelling assumptions on the results of the seismic assessment is of paramount importance, particularly for heritage masonry buildings. This study focuses on the seismic vulnerability assessment of the Manfredonia Castle. A detailed numerical model has been developed in order to perform non-linear static analysis. The influence of the masonry resistance criteria and of the internal friction angle has been analyzed through a parametric analysis. Finally, the modelling approach used to simulate the structural behaviour of masonry vaults has been investigated comparing the results of a detailed numerical modelling with those of two simplified approaches.

Keywords: Seismic vulnerability, cultural heritage buildings, design assumptions, numerical modeling.

1. Introduzione

Gli edifici in muratura costituiscono la percentuale prevalente del patrimonio storico-monumentale italiano, contraddistinto da un notevole pregio architettonico e da un indiscusso fascino ingegneristico, legato in particolar modo alle diverse caratteristiche dei materiali impiegati e alla varietà delle tipologie costruttive adottate. Progettate per resistere ai soli carichi verticali, tali costruzioni sorgono tuttavia su un territorio caratterizzato da una considerevole pericolosità sismica, pertanto si rende necessaria un'attenta valutazione della loro vulnerabilità in relazione alle azioni dinamiche orizzontali. I recenti eventi sismici hanno spesso evidenziato significative carenze comportamentali di tali fabbricati (Sorrentino, L. et al., 2018). Tra i principali meccanismi di danneggiamento possono essere annoverati: la formazione di fessure diagonali sui pannelli murari; la formazione di meccanismi locali, con relativo collasso di intere porzioni di strutture verticali e coperture; il ribaltamento di strati esterni dei paramenti, con l'insorgere di meccanismi di incipiente collasso delle facciate. La probabilità di sviluppo di tali meccanismi di danneggiamento può tuttavia essere ridotta mediante l'introduzione di semplici presidi antisismici, come evidenziato da Fragomeli et al. (2018).

¹ Dipartimento di Ingegneria dell'Innovazione, Università del Salento

² Scuola Universitaria di Studi Superiori IUSS Pavia

L'analisi dettagliata del comportamento delle strutture esistenti, altresì esprimibile come lo studio della loro propensione a subire danneggiamenti o crolli, risulta essere l'obiettivo principe della valutazione della vulnerabilità sismica. Essa è rivolta alla definizione di interventi di miglioramento/adequamento che garantiscano un comportamento duttile dell'edificio nel rispetto delle prescrizioni normative (D. M. del 17 gennaio 2018 ed Eurocodice 8). Lo studio della vulnerabilità sismica non può prescindere da una dettagliata indagine preliminare atta ad individuare i principali elementi indice di vulnerabilità, nello specifico: tipologia strutturale, natura e qualità dei materiali, stato di fatto della struttura, eventuali condizioni di dissesto fisiologico e/o patologico, conseguenti a eventi di varia natura manifestatisi nel tempo. Focalizzando l'attenzione sugli edifici esistenti in muratura, i principali parametri da analizzare riguardano: la caratterizzazione meccanica della muratura, basata sui risultati di indagini sperimentali e sul rilievo di dettaglio del manufatto, la tessitura muraria, i collegamenti tra i muri trasversali, la rigidità e la qualità degli orizzontamenti, la presenza di architravi o cordoli, la presenza di strutture spingenti e di eventuali presidi atti a contenerne le spinte, e le eventuali trasformazioni avvenute negli anni. In uno scenario così prefigurato, il possibile quadro fessurativo gioca un ruolo determinante, anche per la non immediata interpretazione.

Considerati i diversi fattori geometrico-meccanici, concorrenti tutti a rendere complesso lo studio degli edifici esistenti per l'elevato grado di incertezza, l'analisi del comportamento sismico di tali costruzioni non può prescindere da un'accurata ricostruzione storico-critica rivolta a identificare da un lato i materiali e le tecniche costruttive utilizzate, dall'altro gli eventuali eventi sismici e le modifiche a cui la struttura è stata sottoposta.

Dagli elementi sopra descritti, si deduce che la conoscenza degli aspetti costruttivi di un edificio in muratura ricopre un ruolo fondamentale nella valutazione della vulnerabilità sismica, in quanto fornisce elementi necessari per la successiva definizione di un modello numerico attendibile in grado di simulare in modo adeguato sia la risposta statica che quella dinamica della costruzione. Al fine di effettuare la valutazione della vulnerabilità sismica, i codici normativi consentono di ricorrere a diversi metodi di analisi in funzione della tipologia strutturale e del livello di accuratezza richiesto (D. M. del 17 gennaio 2018 ed Eurocodice 8). Oltre ai metodi di analisi proposti dalle vigenti normative, recenti studi presenti in letteratura hanno messo in evidenza la possibilità di utilizzare modellazioni caratterizzate da un crescente livello di accuratezza per studi di particolare rilievo. Castori et al. (2017) hanno valutato i quadri fessurativi in pareti murarie mediante evolute modellazioni strutturali al fine di studiare il possibile danneggiamento degli affreschi presenti sulle pareti, mentre Asteris et al. (2014) hanno valutato l'efficacia di diverse tecniche di intervento di ripristino strutturale per differenti livelli di sismicità utilizzando metodi di modellazione avanzata. Pagnini et al. (2011), con riferimento agli edifici in aggregato, hanno evidenziato l'importanza della corretta valutazione delle proprietà dei materiali e delle relative assunzioni di calcolo, valutando il peso di ciascun parametro nella definizione della capacità complessiva. In quest'ottica si inquadra il presente studio, in cui sono presentati i risultati dell'analisi di vulnerabilità sismica del Castello di Manfredonia (FG), svolta nell'ambito del progetto ARCUS finanziato dal Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Il Castello di Manfredonia è una struttura storica muraria, di interesse nazionale, realizzata nel periodo storico Svevo-Angioino ed attualmente sede del Museo Nazionale di Manfredonia, incentrato sulla presenza dell'uomo nella Daunia a partire dal Neolitico. Lo studio è articolato su diversi livelli, a partire da quello conoscitivo del manufatto, in cui si identifica la costruzione dal punto di vista geometrico, materico, storico e sismico, fino a quello relativo alla modellazione numerica. L'influenza delle assunzioni di calcolo è stata valutata nel dettaglio mediante diversi tipi di analisi, nello specifico ricorrendo ad analisi statiche non lineari per lo studio del legame costitutivo da assegnare alla muratura e ad analisi modali per esaminare le diverse modellazioni della rigidità degli impalcati; il tutto col fine di fornire utili indicazioni in merito alle migliori strategie di modellazione da adottare per l'analisi di edifici di simile natura.

2. Il castello di Manfredonia

Situato nel centro abitato della città di Manfredonia e rivolto verso il mare, prossimo al Porto Turistico Marina del Gargano, il Castello si presenta come un edificio storico murario attualmente destinato ad uso museale. In particolare, il Castello di Manfredonia è sede del "Museo Nazionale Archeologico di Manfredonia" e ospita elementi archeologici rappresentativi della storia dell'antico territorio sipontino e garganico.

La costruzione esibisce una pianta quadrilatera munita di imponenti mura perimetrali che si incrociano in tre angoli con robuste torri circolari, e nel quarto, rivolto alla Città, con un robusto bastione pentagonale. Altre quattro torri angolari, di cui tre circolari ed una quadrata, sorgono internamente alle mura ed attorno a un cortile centrale, su cui prospettano gli ambienti dei due lati orientati a sud e a nord. Gli altri due lati sono chiusi da muraglie con le porte di comunicazione verso la cintura esterna degli spalti. Alla sommità di queste due muraglie sono ricavati i camminamenti per l'accesso agli ultimi piani delle torri. Fuori dal Castello, restano ancora tracce del rivellino, del cammino coperto e del fossato (Figura 1).

4.1 Analisi storico-critica e rilievo geometrico

La storia del Castello di Manfredonia è stata ricostruita attingendo sia da memorie desunte dalla tradizione, sia da raccolte documentarie riscontrate presso l'Archivio Storico della Soprintendenza di Bari e di Foggia. Sfruttando le indagini storiche di alcuni studiosi è stato possibile individuare in maniera univoca la successione delle principali fasi costruttive del Castello. Tra



Figura 1 - Viste aeree del Castello di Manfredonia.

i primi e più noti, l'ingegnere Abatino ha esaminato con molta perizia le diverse strutture della fortezza in esame (Abatino, G. - 1902), associandole a tre epoche storiche differenti: alla prima epoca egli attribuisce la parte interna dell'edificio per la presenza della torre quadrata più alta delle cortine, caratteristica delle antiche fortificazioni; alla seconda epoca Abatino fa corrispondere la parte del Castello compresa tra le mura e le torri interne, insieme alle mura di cinta scarpate e terrapienate realizzate per fini bellici; nella terza epoca è inclusa la costruzione dell'unico bastione pentagono, certamente elevato sulla demolizione di una torre simile alle altre.

Un altro studioso, Pascale, suddivide la costruzione del Castello in quattro diverse epoche storiche (Pascale, L. - 1932): alla prima, collocata tra il 1256 - 1264, e definita "epoca sveva", assegna la parte interna del Castello con la cinta di mura del quadrilatero centrale e la torre quadrata; nella seconda, circoscritta tra il 1266 - 1281, e indicata come "epoca angioina", include la costruzione delle tre torri circolari interne e delle fortificazioni esterne, con ai vertici i tre bastioni circolari; alla terza epoca, inclusa nel biennio 1458-1459, e denominata "epoca aragonese", lo studioso riconduce la sopraelevazione delle torri e la costruzione del torrione interno posto a sud; infine, la quarta epoca coincide con il periodo francese che vide la realizzazione dello sperone pentagonale dell'angolo nord-ovest. Alle suddette epoche altri scrittori, come Mastrobuoni e De Feudis, concordemente, ne aggiungono una quinta dovuta alla dominazione spagnola che, a partire dal 1607, apportò varie modifiche ed eseguì nuove opere di ristrutturazione (Mastrobuoni, De Feudis - 1964).

Fino al 1884, con la qualificazione di Manfredonia come Piazza Forte, il Castello visse la sua vita 'militare' e fu tenuto in piena efficienza, successivamente subì degli interventi per la sua conversione a sede dell'Orfanotrofio Militare di Napoli. Negli anni successivi, a seguito di numerose modifiche invasive, esso subì un importante degrado sia statico che estetico, fino alla sua introduzione nell'Elenco degli Edifici Monumentali d'Italia (1902) che permise di usufruire di alcuni interventi di manutenzione. In seguito, con le due guerre mondiali, la struttura tornò ad essere riutilizzata per scopi militari subendo numerosi danni. Nel dopoguerra il Castello fu oggetto di un radicale recupero basato su operazioni essenziali volte a rimuovere, mediante demolizioni e ricostruzioni, tutti quei corpi di fabbrica non ritenuti attinenti e/o congruenti con le originarie strutture fortificatorie realizzate nel corso dei secoli XIII-XVI. Nel giugno 1968, con il Decreto del Presidente della Repubblica, il Castello fu ufficialmente riconosciuto come sede del Museo Archeologico e nel 1970 fu consegnato alla Soprintendenza alle Antichità di Taranto per la concreta realizzazione del Museo.

Un accurato rilievo geometrico ha permesso di individuare l'estensione del Castello, pari ad un'area di 12130 m², e tutti i relativi dettagli planimetrici ed altimetrici.

Le quattro torri interne, posizionate attorno al cortile centrale, sono caratterizzate da pareti in muratura dello spessore di circa due metri e da un'altezza variabile tra 12 e 22 m. Le tre torri a sezione circolare hanno due piani fuori terra con solai a cupola di monte diverse, mentre la torre quadrata si eleva per tre piani fuori terra, con impalcati piani costituiti da una soletta in calcestruzzo armato dello spessore di circa 5 centimetri stesa su un perlinato supportato da travi lignee, poi rinforzato con l'inserimento di travi IPE in acciaio. In tutte le torri sono presenti scale in muratura, realizzate presumibilmente nello stesso periodo costruttivo delle torri in quanto localizzate nello spessore delle pareti. L'unica eccezione riguarda la torre quadrata poiché arredata con scale in acciaio installate nel corso di recenti ristrutturazioni. Siffatte torri risultano essere collegate da

pareti in muratura di diverso spessore, variabile da circa 1.5 metri a quasi 2.4 metri. Il considerevole spessore di tali pareti non è attribuibile solo dall'approccio costruttivo delle varie epoche caratterizzato dal sovradimensionamento delle costruzioni, ma anche dall'elevato numero di corridoi interni che si snodano per raggiungere ogni parte dell'edificio. Anche per le torri esterne e per il bastione pentagonale vi è uno sviluppo verticale su più livelli, come si desume dallo studio delle planimetrie alle diverse quote (Figura 2).

4.2 Rilievo strutturale e definizione del livello di conoscenza

Il raggiungimento di un elevato livello di conoscenza è un presupposto fondamentale sia ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica, sia per la scelta di un intervento efficace e mirato. La natura storico-monumentale della struttura oggetto di studio non consente tuttavia l'esecuzione di una completa campagna di indagini in quanto essa potrebbero risultare troppo invasiva. Per tale motivo, il rilievo dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali è stato condotto su zone campione mediante indagini non distruttive dirette e indirette.

Una prima mappatura delle superfici murarie perimetrali dell'edificio, e delle loro connessioni, è stata effettuata mediante la termografia. Essa ha consentito di individuare, mediante lo studio delle discontinuità termiche, la qualità dell'ammorsamento delle murature. A seguito delle indagini termografiche sono state validate le ipotesi avanzate durante altre analisi diagnostiche e dedotte dall'analisi storica, relativamente all'assenza di giunti tra i diversi corpi di fabbrica costituenti la struttura.

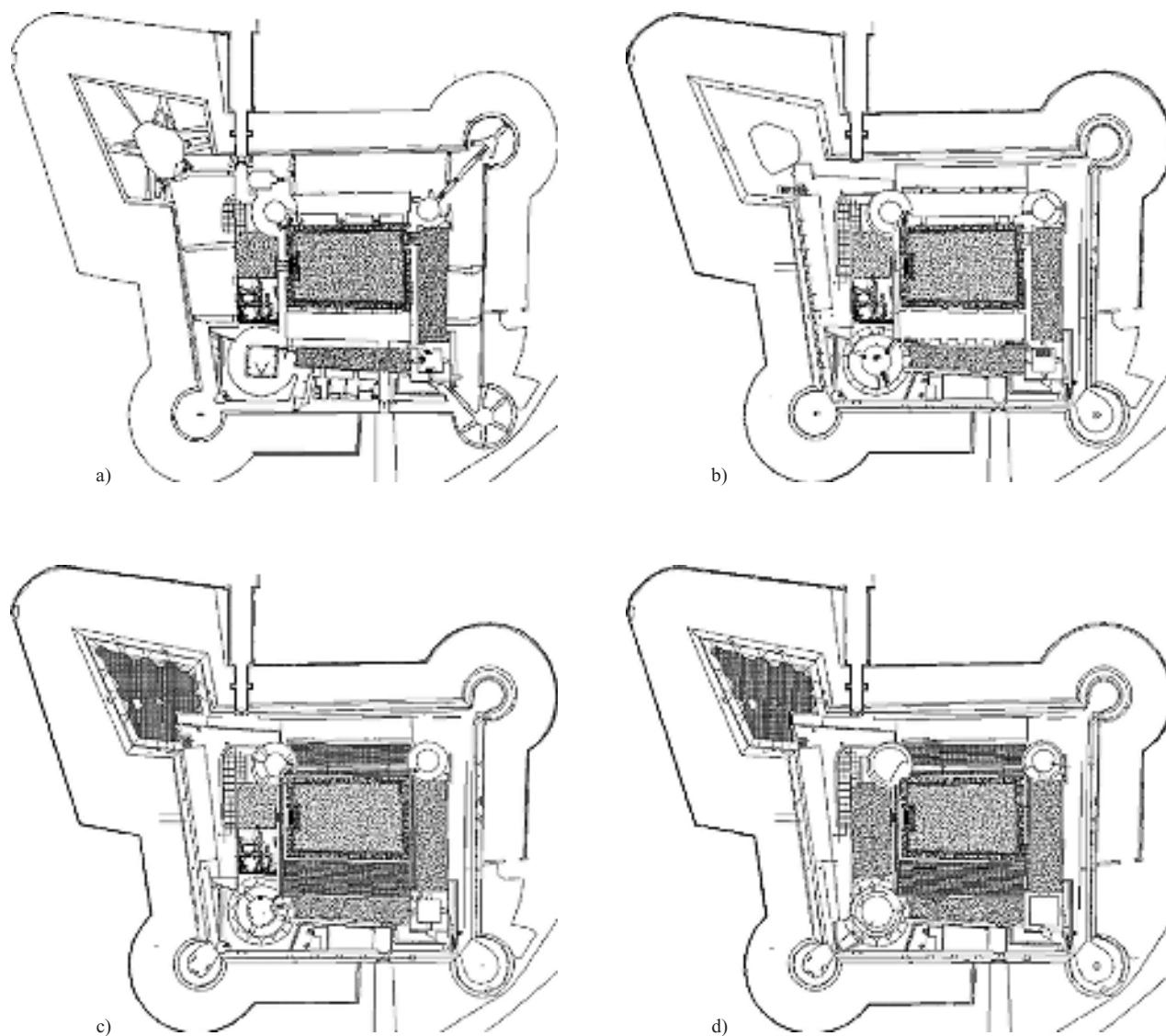


Figura 2 - Planimetrie Castello: a) piano terra; b) primo livello; c) secondo livello; d) coperture.

Una seconda indagine indiretta eseguita sull'edificio in esame è quella basata sulla metodologia GPR che, attraverso l'utilizzo di onde elettromagnetiche, consente la definizione delle caratteristiche interne al mezzo indagato, individuando le interfacce tra livelli dotati di differente resistività e costante dielettrica. La generazione e la ricezione dei segnali è operata da una o più antenne, tra loro collegate, con funzioni di trasmissione e ricezione. Il risultato finale di un rilevamento elementare è costituito da un segnale nel dominio del tempo, comprendente una serie di impulsi rappresentativi della successione degli orizzonti attraversati, con la posizione dipendente dalla velocità di propagazione delle onde nei materiali. Questa metodologia di indagine è stata impiegata per effettuare indagini a campione sui solai di interpiano e sulle coperture dell'edificio per la verifica delle tipologie strutturali, delle direzioni di orditura e delle tipologie di riempimento delle volte.

Con l'obiettivo di individuare le tipologie murarie, i materiali costitutivi e le tipologie di posa in opera delle strutture in elevazione del Castello, sono state condotte altre tipologie di indagini, come l'analisi visiva della muratura corredata dall'elaborazione di schede di caratterizzazione. Le tipologie murarie sono state identificate mediante la classificazione proposta dal RELUIS come modifica alla classificazione proposta dalle NTC del 2008 e dall'ordinanza del 3274/2005. Per ogni tipologia muraria sono state identificate le seguenti caratteristiche: tipo di materiale; lavorazione e finitura degli elementi del paramento; dimensione degli elementi e della sezione muraria, caratteristiche e particolarità della posa in opera; caratteristiche della malta d'allettamento.

Al fine di indagare la stratigrafia muraria sono state eseguite anche indagini endoscopiche e penetrometriche. Gli scopi delle indagini endoscopiche sono stati: definire la tipologia della muratura (continua o a sacco); individuare ed osservare eventuali cavità interne. Inerentemente alle prove penetrometriche, finalizzate alla valutazione della qualità delle malte presenti nelle varie tipologie di muratura, sono stati utilizzati due diversi penetrometri: Pin System e Felicetti. Il Pin System è costituito da una pistola calibrata che spara apposite sonde metalliche con carica predeterminata, con cui si misura la profondità della cavità lasciata dalla sonda e la si correla con la resistenza a compressione del materiale mediante apposite tabelle. Il penetrometro Felicetti fornisce una valutazione della qualità della malta in funzione di un indice di penetrazione valutato sulla base del numero di colpi necessari per ottenere una penetrazione di una punta di acciaio ad una certa profondità.

A completamento del piano d'indagine sono state eseguite prove sclerometriche e prove di compressione in laboratorio con l'obiettivo di valutare l'omogeneità degli elementi impiegati per la costruzione.

La valutazione della resistenza a compressione delle pietre costituenti i paramenti murari è stata determinata prelevando in situ diversi campioni che consentissero di ottenere dei provini di forma cubica con lato di 50 (± 5) mm. Da ogni punto di prelievo sono stati estratti più campioni, così da poter calcolare la resistenza a compressione media dell'elemento prelevato.

Alla luce delle indagini visive e strumentali sono state identificate le seguenti principali tipologie murarie:

- **Tipologia Muraria N°1:** Muratura in pietrame disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi.
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei grezzi e/o leggermente sbazzati di origine calcarea di dimensioni varie da grandi (diagonale elemento: >25 cm) a medie e piccole dimensioni (diagonale elemento: 15÷25 cm e <15 cm) in discreto stato di conservazione.
 - Giunti: la stilatura dei giunti in ampie porzioni della muratura è stata realizzata con malta cementizia.
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura disordinata con disposizione casuale, con zeppe in pietrisco e frammenti di laterizio.
 - Sezione trasversale: paramento esterno di pietrame di dimensioni piccolo-medio-grandi e un nucleo incoerente costituito da elementi lapidei di minori dimensioni e malta di allettamento a base di calce.
 - Rivestimento: ove presente, intonaco esterno ed interno in discrete condizioni.
 - Collegamenti: connessioni scadenti nei martelli, con frequente individuazione di assenza di connessione.
- **Tipologia Muraria N°2:** Muratura in pietrame disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi.
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei grezzi e/o leggermente sbazzati di origine calcarea di dimensioni varie da grandi (diagonale elemento: >25 cm) a medie e piccole dimensioni (diagonale elemento: 15÷25 cm e <15 cm) in discreto stato di conservazione.
 - Giunti: la stilatura dei giunti in ampie porzioni della muratura è stata realizzata con malta cementizia.
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura disordinata con disposizione casuale, con zeppe in pietrisco e frammenti di laterizio.
 - Sezione trasversale: paramento esterno di pietrame di dimensioni piccolo-medio-grandi e un nucleo interno incoerente caratterizzato da elementi lapidei di pezzatura medio - piccola e cospicua presenza di malta di allettamento.
 - Rivestimento: ove presente, intonaco esterno ed interno in discrete condizioni.
 - Collegamenti: connessioni scadenti nei martelli, con frequente individuazione di assenza di connessione.
- **Tipologia Muraria N°3:** Muratura in pietrame disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi.
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei grezzi e/o leggermente sbazzati di origine calcarea di dimensioni varie da grandi

- (diagonale elemento: >25 cm) a medie e piccole dimensioni (diagonale elemento: 15÷25 cm e <15 cm) in discreto stato di conservazione.
- Giunti: la stirlatura dei giunti in ampie porzioni della muratura è stata realizzata con malta cementizia.
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura disordinata con disposizione casuale, con zeppe in pietrisco e frammenti di laterizio.
 - Sezione trasversale: paramento esterno di pietrame di dimensioni piccolo-medio-grandi con elementi che penetrano nel paramento per circa 70 cm e nucleo con elementi lapidei di dimensioni minori e malta di allettamento a base di calce friabile.
 - Rivestimento: ove presente, intonaco esterno ed interno in discrete condizioni.
 - Collegamenti: connessioni scadenti nei martelli, con frequente individuazione di assenza di connessione.
- **Tipologia Muraria N°4:** Muratura in pietra da spacco con buona tessitura.
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei sbazzati o grossolanamente squadrati di origine calcarea di dimensioni grandi e medie (diagonale elemento: 15÷25 cm e > 25 cm) in discreto stato di conservazione.
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura irregolare su corsi sub-orizzontali, con zeppe in pietrisco e frammenti di laterizio in presenza cospicua.
 - Sezione trasversale: sezione muraria compatta costituita da elementi lapidei di origine calcarea di dimensioni medio-grandi.
 - Rivestimento: in linea generale assente.
 - Collegamenti: connessioni scadenti nei martelli, con frequente individuazione di assenza di connessione.
 - **Tipologia Muraria N°5:** Muratura a blocchi squadrati di pietra non tenera.
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei di origine calcarea di medie e grandi dimensioni (diagonale elemento: 15÷25 e >25 cm in discreto stato di conservazione).
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura irregolare su filari sub-orizzontali, con zeppe in pietrisco.
 - Sezione trasversale: sezione muraria costituita da paramento esterno e un nucleo interno incoerente realizzato con elementi lapidei di medie e piccole dimensioni inglobati in cospicua malta di allettamento.
 - Rivestimento: in linea generale assente.
 - Collegamenti: connessioni scadenti nei martelli, con frequente individuazione di assenza di connessione.
 - **Tipologia Muraria N°6:** Muratura a blocchi squadrati di pietra tenera (pilastri piazza d'armi).
 - Elementi Costitutivi: elementi lapidei squadrati di origine calcarea di grandi dimensioni (diagonale elemento: >25 cm) in discreto stato di conservazione.
 - Malta: miscela a base di calce di consistenza friabile con funzione di allettamento.
 - Posa in opera: tessitura regolare su filari orizzontali con giunti sfalsati nei filari contigui; assenza di zeppe e listature.
 - Sezione trasversale: due paramenti con nucleo interno costituito da pietrame e malta di allettamento.
 - Rivestimento: assente.

La caratterizzazione meccanica della malta ha evidenziato valori della resistenza meccanica equiparabili a quelli di una malta di classe M 2.5 (D.M. del 17 gennaio 2018). In particolare, si è ottenuta una resistenza media a compressione variabile fra 2,5 e 5,0 MPa.

Lo studio di volte e solai è stato eseguito con le stesse tipologie di indagini impiegate per le strutture verticali. Le indagini endoscopiche e il rilievo fotografico, effettuati sulle volte delle torri della cinta muraria esterna, evidenziano delle strutture costituite da blocchi lapidei squadrati con spigoli arrotondati, posati in opera su filari orizzontali con la faccia visibile di dimensioni 20x25 cm e profondità di circa 50 cm. In ampie porzioni dell'intradosso delle volte è stata rilevata un'accentuata disgregazione dei giunti di malta con puntuale individuazione di fenomeni di disconnessione dei conci lapidei. È stato inoltre possibile rilevare la natura del materiale di riempimento delle volte, costituito da elementi lapidei sbazzati di dimensioni medio-piccole.

Per valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera si è ricorso anche ad una correlazione tra i risultati delle indagini sclerometriche ed ultrasoniche, con esiti indicativi di una buona qualità del materiale esaminato.

In Figura 3 sono identificate, per ogni livello, le tipologie murarie precedentemente descritte.

A completamento del quadro conoscitivo di una struttura esistente è opportuno osservarne accuratamente lo stato di conservazione. A valle delle accurate indagini eseguite sul Castello non sono stati riscontrati evidenti segni di degrado, con i materiali in buono stato di conservazione. Non sono stati identificati quadri fessurativi tali da far presagire la possibilità di cedimenti

Legenda

- Tipologia muraria 1 – muratura irregolare a doppio paramento con nucleo interno legato con malta di calce.
- Tipologia muraria 2 – muratura irregolare a doppio paramento con nucleo interno incoerente.
- Tipologia muraria 3 – muratura in pietra squadrata.
- Tipologia muraria 4 – muratura irregolare a doppio paramento con nucleo interno legato con malta di cemento.
- Tipologia muraria 5 – muratura a blocchi squadrati di pietra non tenera.
- Tipologia muraria 6 – a blocchi squadrati di pietra tenera

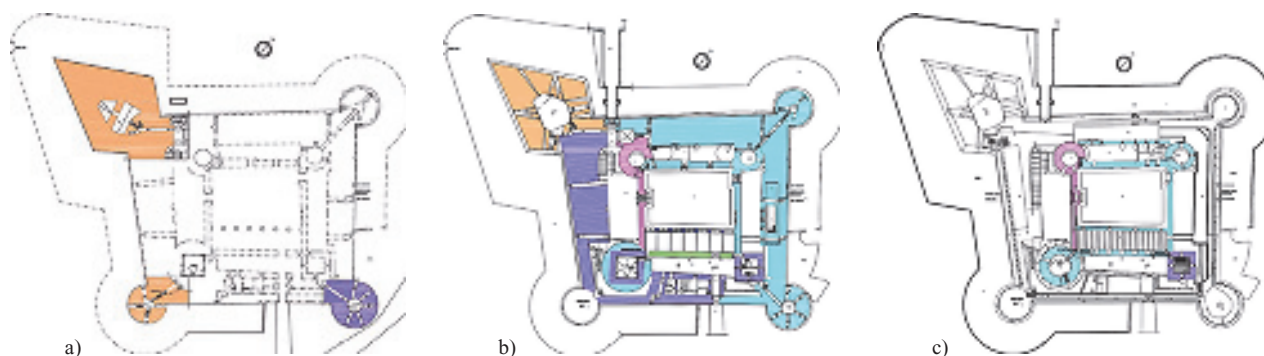


Figura 3 - Tipologie murarie individuate; a) a livello -1; b) livello 0; c) livello 1.

o di carenze statiche significative della struttura. Inoltre, per mezzo di limitate verifiche in situ è stato possibile esaminare i seguenti dettagli costruttivi: qualità del collegamento tra pareti verticali; qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento; esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture; presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti; presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità; tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive. Considerando l'accurato rilievo del manufatto, e le limitate indagini in situ, si è proceduto con la definizione del fattore di confidenza secondo quanto indicato dalle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 Gennaio 2008" (Tabella 1). In particolare, la somma dei fattori parziali di confidenza ($F_{c1}=0$, $F_{c2}=0.06$, $F_{c3}=0.06$, $F_{c4}=0.06$) ha portato ad un fattore di confidenza, F_c , pari a 1.18.

Tabella 1 - Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza

Calcolo del fattore di confidenza			
Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	limitate indagini sul terreno e sulle fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità di informazioni sulle fondazioni
$F_{c1} = 0,05$	$F_{c2} = 0,12$	$F_{c3} = 0,12$	$F_{c4} = 0,06$
rilievo geometrico completo con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni
	$F_{c2} = 0,06$	$F_{c3} = 0,06$	$F_{c4} = 0,03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni
$F_{c1} = 0$	$F_{c2} = 0$	$F_{c3} = 0$	$F_{c4} = 0$

5. Modellazione strutturale

Il rilievo geometrico e le indagini sulla struttura, costituiscono il punto basilare per la fase di modellazione numerica, finalizzata all'analisi della struttura (Clementi et al., 2016). Un attento studio della geometria consente di schematizzare il comportamento della struttura e, qualora fosse possibile, di ricorrere a modelli numerici semplificati che da un lato consentono di ridurre gli oneri computazionali, dall'altro di avere un maggiore controllo sui risultati e di analizzare più nel dettaglio particolari aspetti strutturali. Una corretta interpretazione dei collegamenti tra i maschi murari e della rigidità degli orizzontamenti consente di valutare la possibilità di ricorrere ad analisi globali ovvero identificare i meccanismi locali che governano l'intero comportamento strutturale (Cardoso et al., 2005).

Nel presente lavoro, lo studio dettagliato della vulnerabilità sismica è focalizzato sul nucleo centrale del Castello, avendo appurato, a seguito dei sopralluoghi, delle indagini *in situ* e di analisi semplificate, che le quattro torri esterne e le cinta murarie perimetrali ad esse annesse presentano un indice di vulnerabilità inferiore per via della loro particolare conformazione geometrica. La zona centrale, costituita dalle quattro torri interne, dalle pareti e dai corpi di collegamento tra esse, è stata esaminata operando una suddivisione in sottostrutture alla luce dei risultati delle indagini visive e termografiche. Tali analisi hanno messo in evidenza una scarsa efficacia degli ammorsamenti tra i corpi costruiti in tempi diversi e la possibilità di ricorrere, in una prima analisi semplificata, alla scomposizione in differenti corpi di fabbrica, tenendo in conto delle eventuali interazioni mediante azioni aggiuntive direttamente applicate ai sottosistemi. Questa assunzione parte dalla considerazione che già per bassi valori dell'intensità sismica si formino dei quadri fessurativi con conseguenti disconnessioni strutturali e, quindi, la formazione di sottosistemi indipendenti. Una rappresentazione grafica della scomposizione strutturale effettuata è riportata in Figura 4.

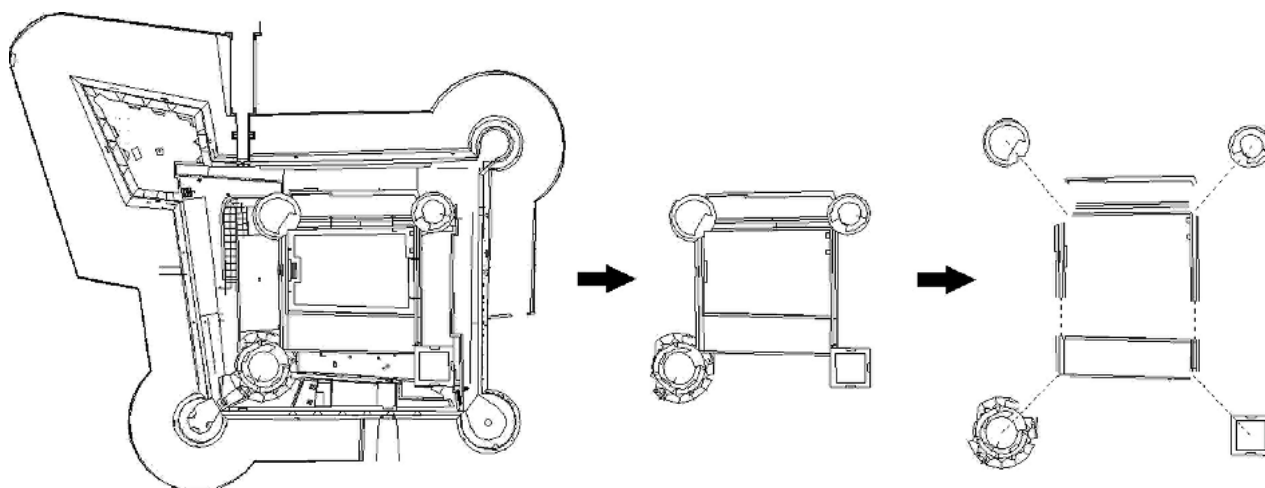


Figura 4 - Iter concettuale dell'individuazione dei sub-sistemi strutturali.

Il fine di tale scomposizione strutturale è quello di identificare dapprima il comportamento sismico dei sub-sistemi per poi desumere quello globale. Allo stesso tempo la scomposizione strutturale ha consentito di analizzare in modo dettagliato i differenti parametri che possono influenzare la risposta sismica della struttura, obiettivo primario del presente studio.

Le analisi geotecniche condotte nelle zone limitrofe al Castello di Manfredonia hanno riscontrato la presenza di un terreno molto compatto, tale da far optare per un vincolo incastro alla base del modello di calcolo.

Il comportamento strutturale è stato analizzato mediante una analisi statica non lineare, assumendo la muratura come un mezzo continuo isotropo. Il comportamento non lineare della muratura è stato simulato mediante due leggi costitutive al fine di valutare l'influenza di tale parametro sulla risposta strutturale. In particolare, la legge di Mohr-Coulomb (Labuz et al., 2012) e quella di Drucker-Prager (Alejano et al., 2012) sono state prese in considerazione. La prima ipotizza la crisi del materiale in corrispondenza di una combinazione critica di tensioni tangenziali (τ -) e normali (σ), secondo l'espressione (1):

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (1)$$

in cui ϕ e c rappresentano rispettivamente l'angolo di attrito interno e la coesione della muratura. Tali parametri sono ricavabili in letteratura mediante le espressioni (2) e (3) conoscendo le resistenze a trazione e compressione della muratura (Lignola et al., 2014):

$$\sin \phi = \frac{f_m - \tau_0}{f_m + \tau_0} \quad (2)$$

$$c = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} f_m \quad (3)$$

in cui f_m rappresenta la resistenza a compressione della muratura mentre τ_0 la resistenza media a taglio della stessa. La legge di Drucker-Prager, è inquadrabile come una generalizzazione del criterio di Mohr-Coulomb, basata su grandezze medie degli sforzi.

Nell'ambito della discretizzazione strutturale esistono diverse metodologie di modellazione, in funzione dello specifico obiettivo prefissato. Nel caso del Castello di Manfredonia si è optato per una macromodellazione. Nota l'imponente geometria del Castello, poco rappresentabile con elementi finiti monodimensionali, è stata esclusa la possibilità di ricorrere al metodo del telaio equivalente, optando per l'adozione di elementi di tipo *solid*, cioè elementi tridimensionali a 8 nodi, costituiti geometricamente da esaedri con facce quadrilatere e con ai nodi attivi i soli gradi di libertà traslazionali. La dimensione degli elementi è stata valutata sulla base di analisi di sensitività preliminari che hanno consentito di valutare le dimensioni ottimali al fine di ottenere tempi computazionali ragionevoli e allo stesso tempo una adeguata accuratezza dei risultati. Sulla base dell'analisi di sensitività si è optato per elementi con dimensioni pari a 50 cm.

I carichi da applicare nei modelli numerici sono stati definiti in funzione della classificazione prevista dalle Norme Tecniche del 2008 (carichi strutturali, non strutturali e variabili). I carichi sono stati applicati ai vari elementi in modo da simulare al meglio il trasferimento dagli orizzontamenti agli elementi verticali. Al fine di effettuare le analisi statiche non lineari, sono state utilizzate entrambe le due distribuzioni di carico previste dalle NTC 2008 (§7.3.4.1).

La modellazione numerica è stata effettuata per tutti i sottosistemi precedentemente individuati (Figura 5). La geometria è stata riprodotta il più fedelmente possibile al fine di simulare al meglio il reale comportamento dei sottosistemi analizzati. Nel presente lavoro si riportano i risultati relativi a tutte le analisi parametriche effettuate sulla Torre quadrata (Figura 5a).

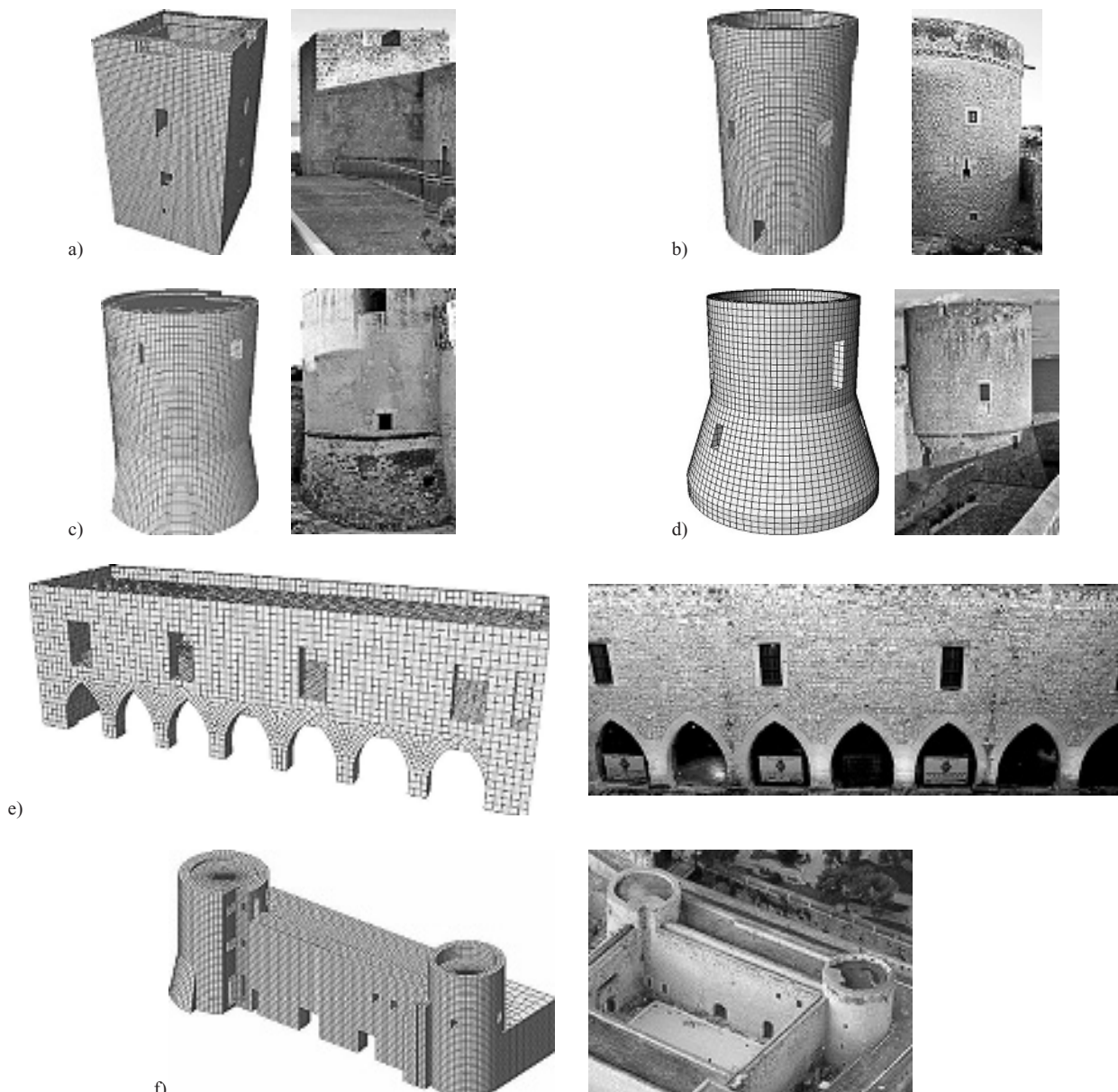


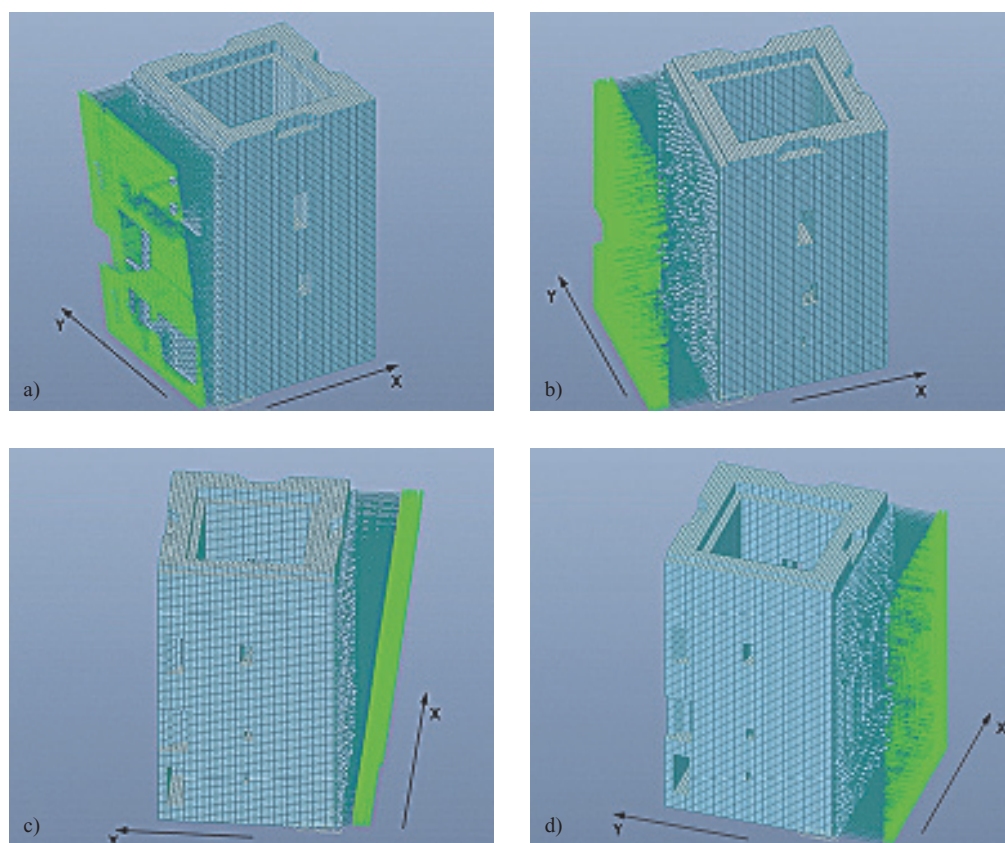
Figura 5 - Confronto tra strutture reali e modelli FEM realizzati.

6. Analisi push-over e influenza del legame costitutivo della muratura

La struttura oggetto di studio è stata analizzata mediante analisi statica non-lineare adottando entrambe le distribuzioni di carico proposte dalle NTC 08. In questo lavoro si fa riferimento alle NTC 08 in quanto lo studio, svolto nell'ambito del progetto di ricerca ARCUS, si è concluso prima dell'entrata in vigore della normativa vigente.

Il primo parametro analizzato ha riguardato la valutazione dell'influenza del criterio di rottura adottato per tenere in conto della non linearità dei materiali. Nel caso specifico, sono stati adottati i criteri di Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. La scelta è ricaduta su questi due criteri di rottura da un lato per la loro ampia diffusione nei codici di calcolo, dall'altro per la loro semplicità di applicazione. I due criteri consentono di valutare gli stati tensionali una volta definito l'angolo di attrito e la coesione della muratura. L'angolo di attrito è stato variato tra 22° e $71,5^\circ$, assumendo i seguenti valori intermedi: 22° , 30° , 35° , 45° , 55° e 65° . La coesione è stata mantenuta costante adottando un valore pari a $0,2$ [MPa], come generalmente suggerito in letteratura. Le curve di capacità sono state ottenute aumentando progressivamente l'intensità delle forze applicate (Figura 6) fino al raggiungimento dello spostamento ultimo, assunto pari a $0,4\%$ dell'altezza dell'intera torre (non avendo riscontrato piani assumibili rigidi ai diversi livelli). In particolare, nel caso della torre quadrata, lo spostamento ultimo è assunto pari a 66 mm.

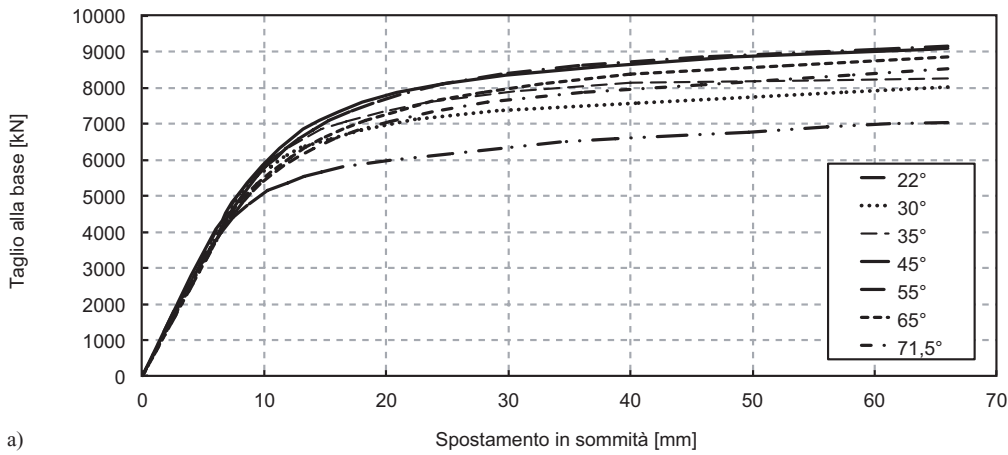
Figura 6
Distribuzioni di carico previste per l'analisi *push-over* secondo le NTC08: triangolare in direzione X a) e Y c) ed uniforme in direzione X b) e Y d).



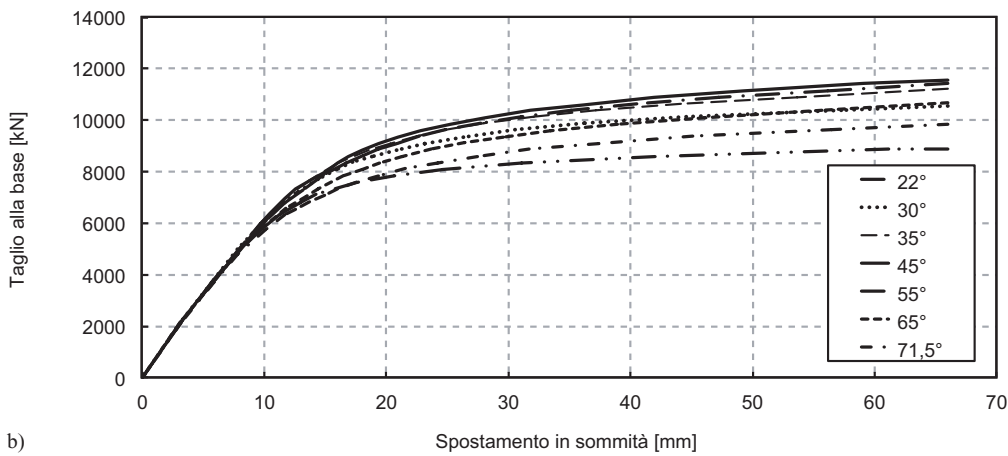
Di seguito, si riportano le curve di capacità ottenute per i due criteri di resistenza sopracitati al variare dell'angolo di attrito. Le curve sono state valutate per entrambe le direzioni principali. Per la distribuzione di carico triangolare in direzione X è stato rilevato un andamento delle curve (Figura 7) coerente con la natura del legame imposto, cioè elasto-perfettamente plastico. Analizzando le curve è possibile notare come la rigidità del tratto elastico non cambi al variare dell'angolo di attrito. Nell'intervallo tra 22° e 45° è stato riscontrato un incremento del taglio alla base, mentre un andamento opposto si rileva variando l'angolo di attrito tra 45° e $71,5^\circ$; questo andamento è da imputare alla variazione del meccanismo di rottura.

Con l'adozione del criterio di Drucker-Prager, le differenze percentuali rimangono più marcate tra i 45° e i 22° , attestandosi a circa il 20% . Oltre tale intervallo le differenze tendono a diminuire.

Eseguendo un confronto tra i due criteri di rottura per la distribuzione di carico in esame (Figura 8), considerando gli angoli di attrito più rappresentativi (22° , 45° e $71,5^\circ$), si nota che il criterio di Drucker-Prager fornisce dei valori di taglio alla base più elevati rispetto al criterio di Mohr-Coulomb. Il motivo è da ricercare graficamente nella forma dei domini (Figura 9), ma tecnicamente nel fatto che il criterio di Drucker-Prager non sia affetto da alcun problema dovuto alla compressione isotropa, stimando perciò una maggiore energia di deformazione e risultando pertanto meno cautelativo.



a)



b)

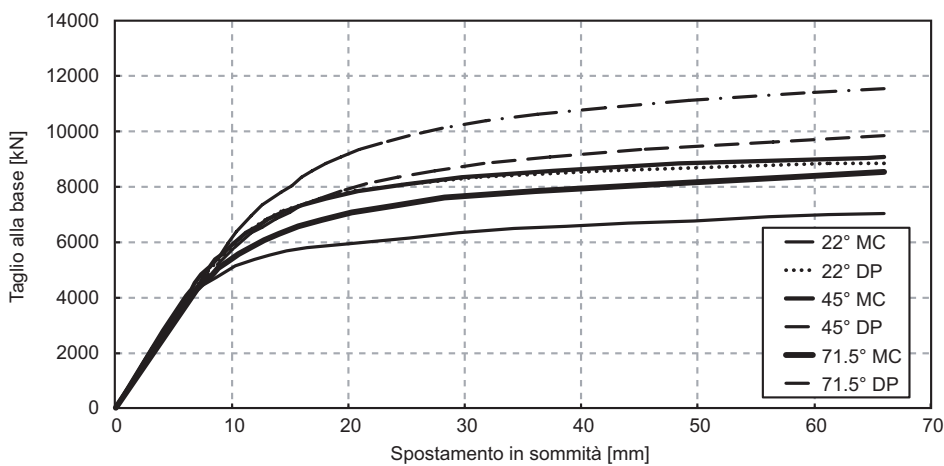


Figura 7
Curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari in direzione X al variare degli angoli di attrito interno:
a) criterio di Mohr-Coulomb,
b) criterio di Drucker-Prager.

Figura 8
Confronto tra le curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari in direzione X al variare degli angoli di attrito interno (22°, 45° e 71,5°) tra i due criteri considerati (MC=Mohr-Coulomb e DP=Drucker-Prager).

Inerentemente alla distribuzione di carico uniforme in direzione X, non si osservano significative variazioni rispetto al caso precedente. Dalla Figura 10 si nota come l'andamento delle curve di capacità, per entrambi i criteri di rottura, non risenta della differente distribuzione di carico e porti alle medesime conclusioni in termini di influenza dell'angolo di attrito assegnato alla muratura. Confrontando le curve di capacità per i due criteri di rottura esaminati, a parità di angoli di attrito, si riscontra una maggiore differenza percentuale rispetto al caso precedente (Figura 11).

Figure 9
Confronto grafico tra i domini di Drucker-Prager e Mohr-Coulomb.

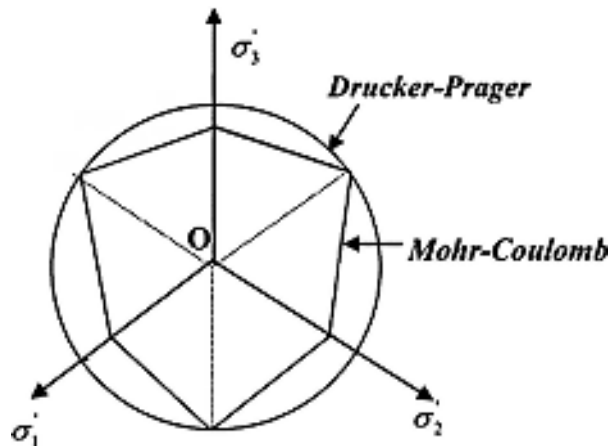
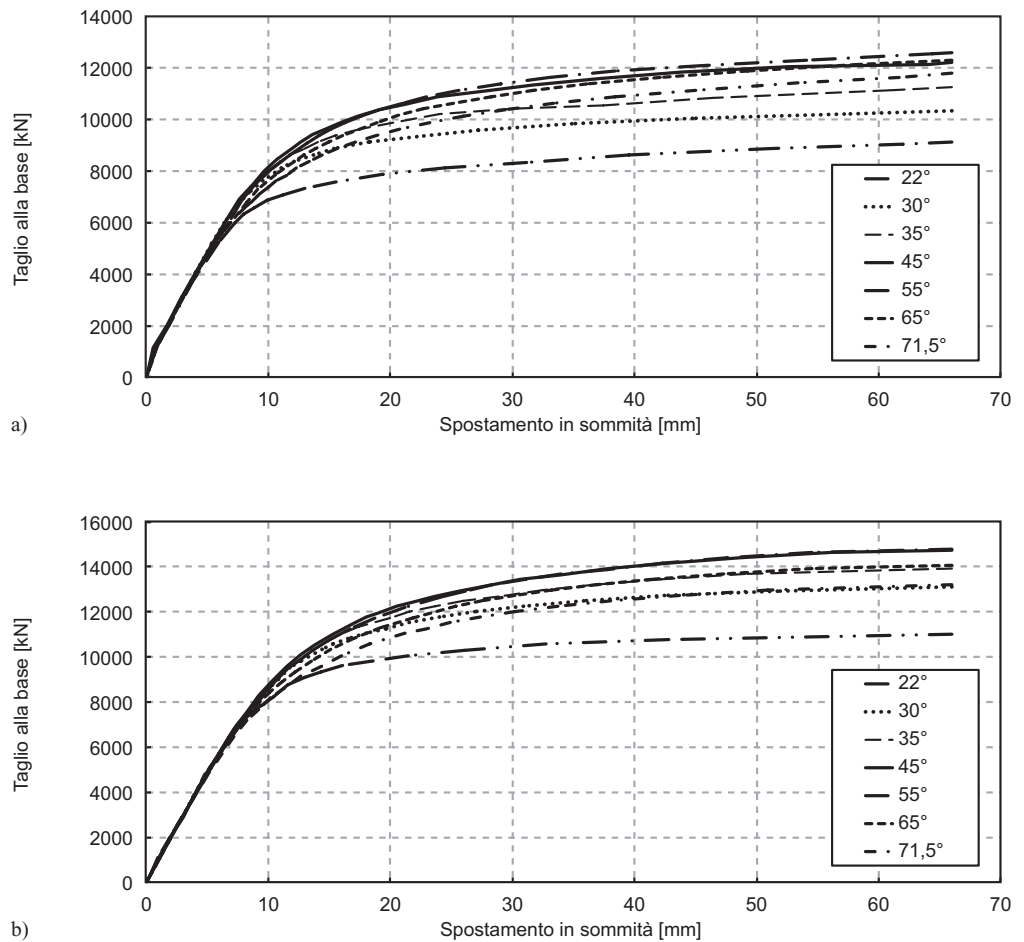


Figure 10
Curve di capacità per le distribuzioni di carico uniformi in direzione X al variare degli angoli di attrito interno:
a) criterio di Mohr-Coulomb,
b) criterio di Drucker-Prager.



Si riporta, infine, un confronto tra le curve di capacità in termini di profilo di carico adottato. Dalla Figura 12 si nota come, per entrambi i criteri di rottura, la distribuzione triangolare porti ad un taglio alla base notevolmente più basso rispetto a quella uniforme, coerentemente con la consueta teoria per cui la distribuzione triangolare è più idonea a studiare il comportamento in fase elastica mentre la distribuzione uniforme è più utile per indagare il comportamento in campo non lineare. Le considerazioni sopra esposte sono state sviluppate anche per le distribuzioni di carico in direzione Y. Dai risultati ottenuti è stato riscontrato che all'aumentare dell'angolo di attrito interno le differenze tra le curve di capacità, per entrambi i criteri di rottura, tendono a diminuire (Figura 13). Il confronto tra le curve di capacità al variare del criterio di rottura adottato evidenzia ancora una volta come, anche in direzione Y, il criterio di Drucker-Prager porti a dei valori di taglio alla base maggiori (Figura 14).

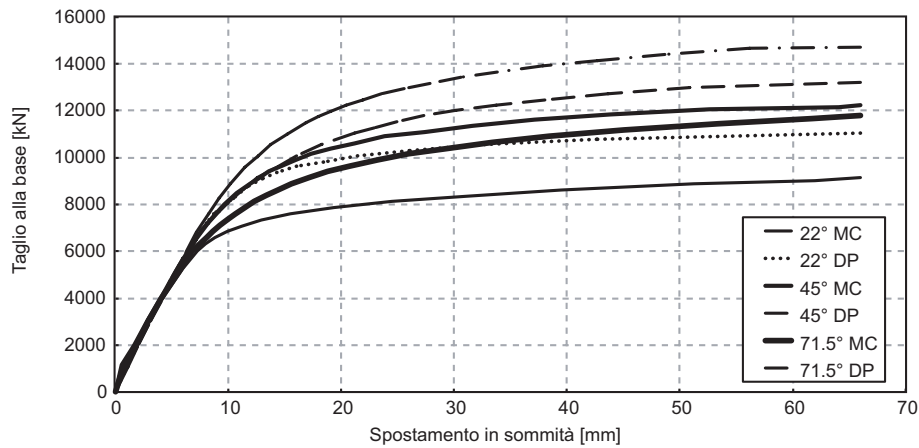


Figure 11
Confronto tra le curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari in direzione X al variare degli angoli di attrito interno (22°, 45° e 71,5°) tra i due criteri considerati (MC=Mohr-Coulomb e DP=Drucker-Prager).

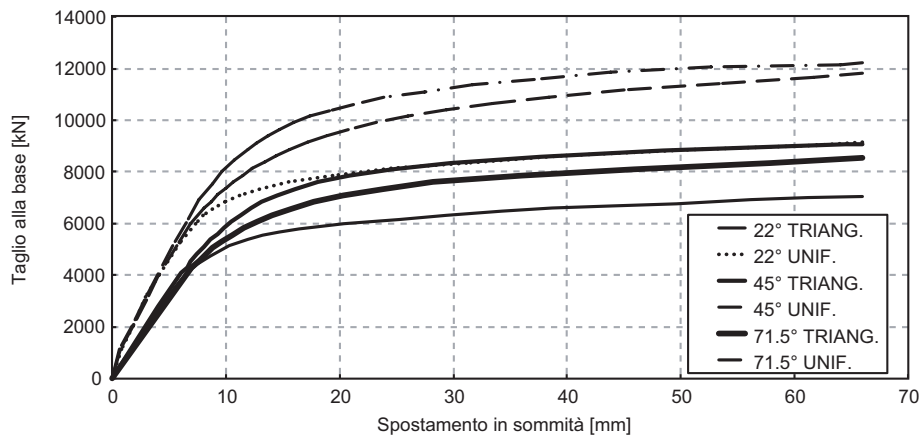
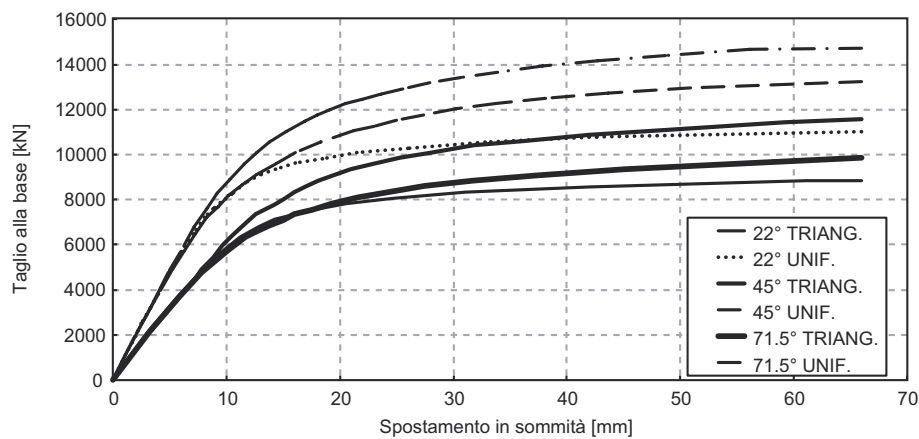


Figure 12
Confronto tra curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari (T) ed uniformi (U) in direzione X al variare degli angoli di attrito interno (22°, 45° e 71,5°):
a) criterio di Mohr-Coulomb,
b) criterio di Drucker-Prager.

a)



b)

Come nel caso della distribuzione triangolare, anche nel caso della distribuzione uniforme applicata in direzione Y si riscontra una significativa variazione nel taglio alla base per bassi valori dell'angolo di attrito, mentre la differenza tende a ridursi per angoli di attrito maggiori di 35° (Figura 15). In particolare, l'adozione di un angolo di attrito pari a 22° comporta delle variazioni comprese tra il 45.5% e il 17.5 % rispetto ai massimi tagli alla base ottenuti per un angolo di attrito pari a 55° e 30°, rispettivamente. Il confronto delle curve in termini di profili di carico ha evidenziato il medesimo andamento osservato nella direzione X, con maggiori tagli alla base nel caso della distribuzione di carico uniforme. Il confronto tra le curve di capacità nelle due direzioni evidenzia un comportamento simmetrico della struttura. In Figura 16 è riportato il confronto tra le curve di capacità ottenute in direzione X e Y per la distribuzione di carico triangolare ed adottando tre angoli di attrito rappresentativi (22°, 45° e 71.5°).

Figure 13
Curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari in direzione Y al variare degli angoli di attrito interno:
a) criterio di Mohr-Coulomb,
b) criterio di Drucker-Prager.

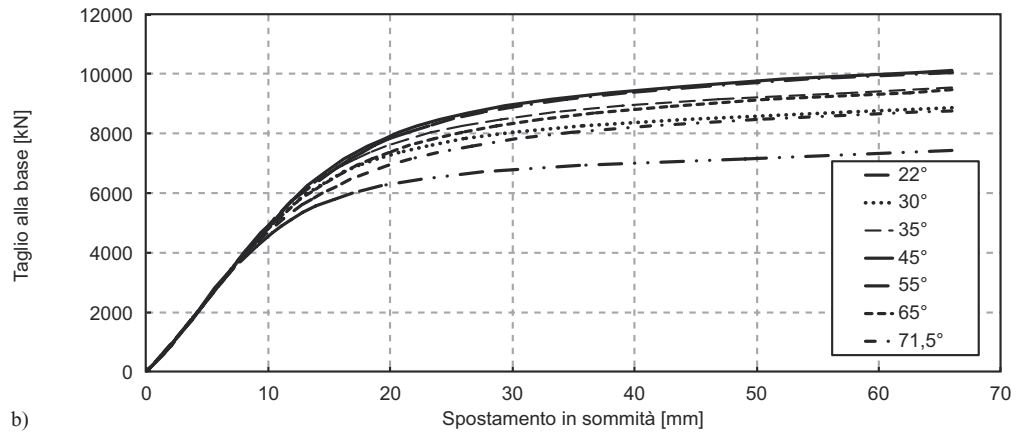
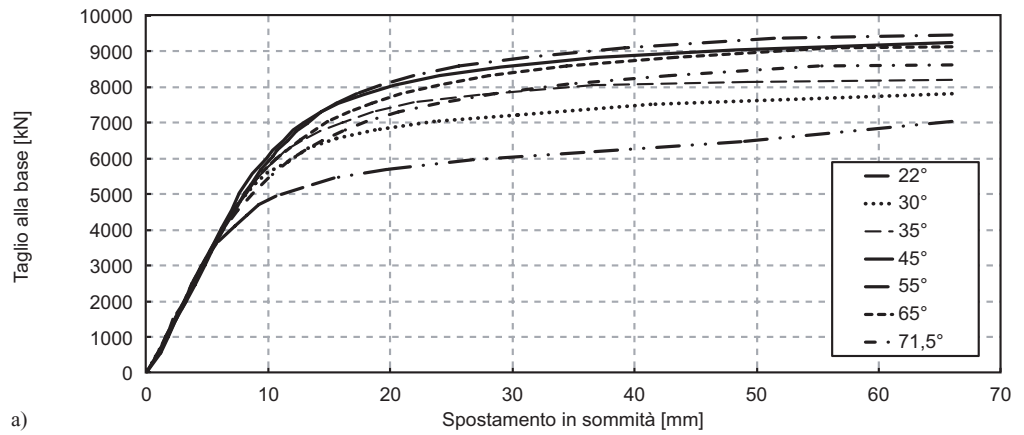
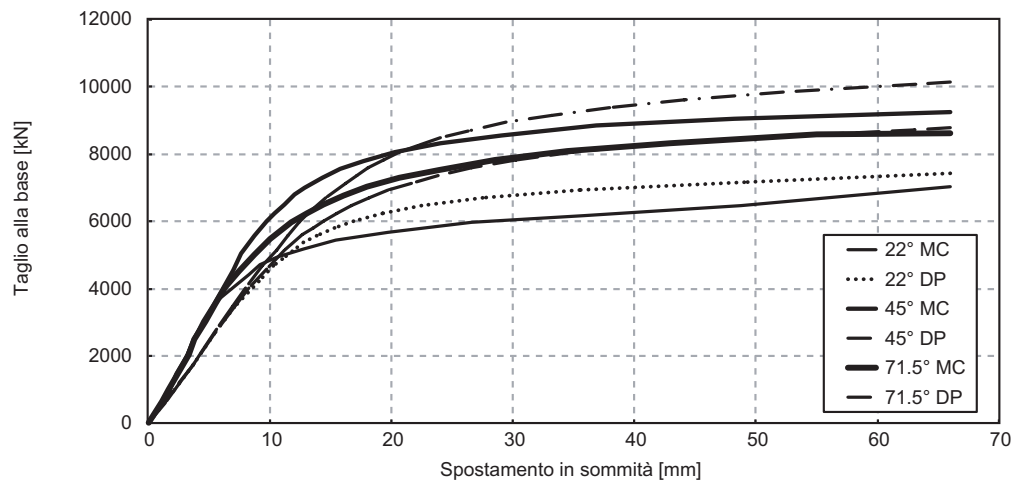


Figure 14
Confronto tra le curve di capacità per le distribuzioni di carico triangolari in direzione Y al variare degli angoli di attrito interno (22°, 45° e 71,5°) tra i due criteri considerati (MC=Mohr-Coulomb e DP=Drucker-Prager).

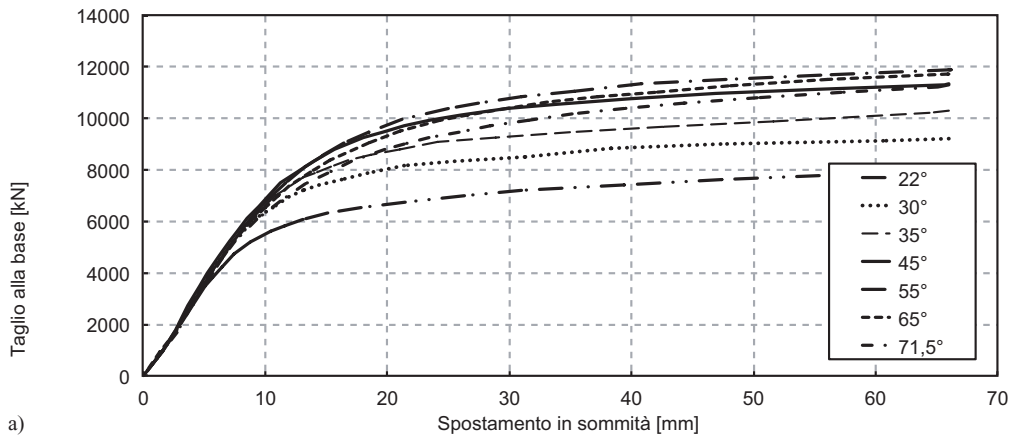


7. Modellazione semplificata delle strutture voltate

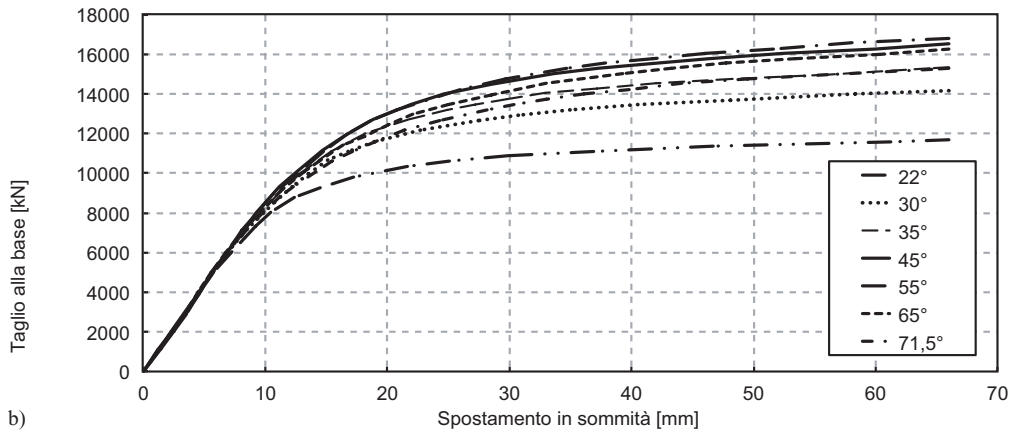
Presenti in numerosi edifici storici murari come sistema di copertura, le volte sono caratterizzate da superfici curve di varia forma e sono sostenute da elementi portanti definiti piedritti.

La varietà delle geometrie e delle tecniche costruttive rende difficoltosa l'individuazione univoca del comportamento delle coperture voltate, dipendente non solo dalla conformazione geometrica e dalla costituzione materica, ma anche dai tipi di vincolo offerti dalle condizioni al contorno.

Nello studio sismico delle volte ricopre un ruolo rilevante in un'ottica di comportamento scatolare, oltre al grado di ammorramento tra le pareti, anche il contributo di piano rigido offerto dalla copertura, poiché fattore condizionante la ripartizione



a)



b)

Figure 15
Curve di capacità per le distribuzioni di carico uniformi in direzione Y al variare degli angoli di attrito interno:
a) criterio di Mohr-Coulomb,
b) criterio di Drucker-Prager.

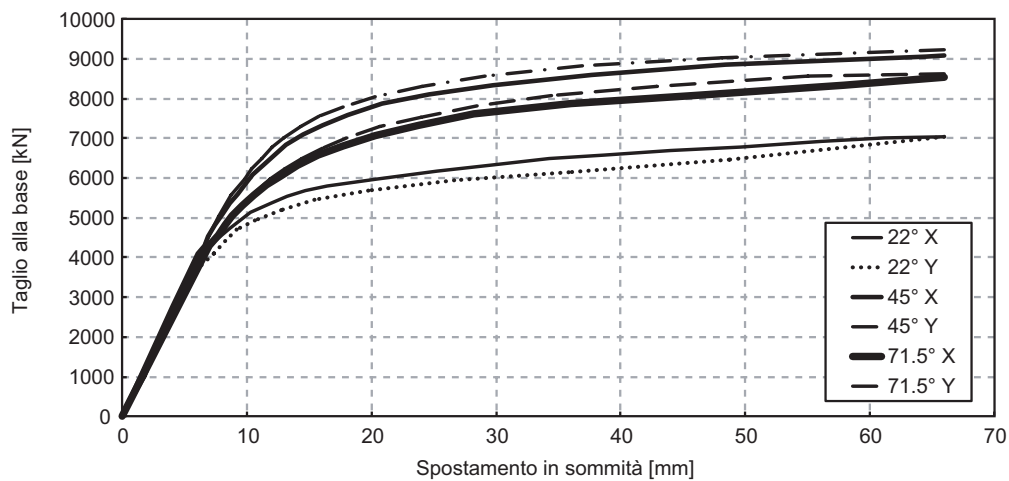


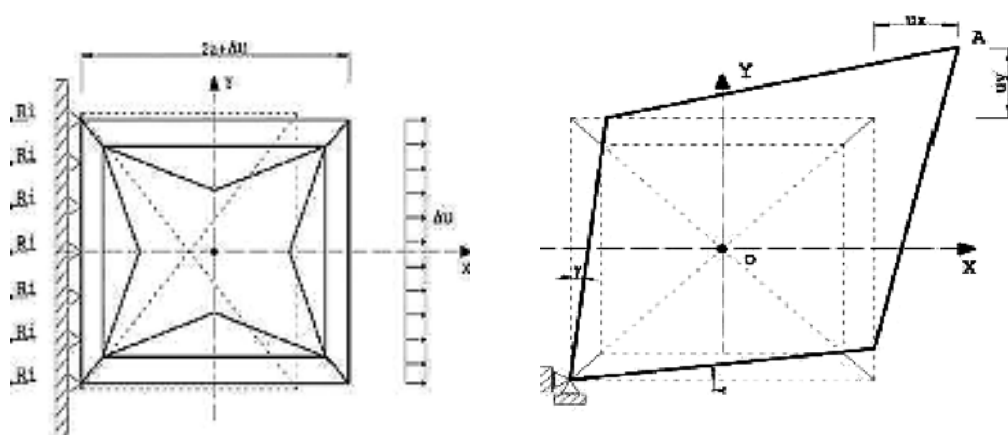
Figura 16
Confronto tra curve di capacità per la distribuzione di carico triangolare applicata in direzione X e Y al variare degli angoli di attrito interno per il criterio di Mohr-Coulomb.

delle forze orizzontali derivanti dal terremoto. Il motivo risiede nel fatto che assunzioni realistiche sulla rigidità degli orizzontamenti possono influenzare fortemente la risposta globale: nel caso di solai infinitamente flessibili, a seguito del raggiungimento delle condizioni ultime di una parete, non si può considerare alcuna redistribuzione dell'azione sui restanti elementi strutturali ancora efficienti; viceversa, nel caso di solai infinitamente rigidi, tale risorsa può essere sfruttata pienamente. Seguendo tale distinzione, le volte in muratura, poiché strutture resistenti per forma e per di più spingenti, non possono essere considerate infinitamente rigide nel piano orizzontale, ma ci si interroga su quale debba essere la rigidità da assegnare qualora si volesse procedere mediante una modellazione piana equivalente.

Al fine di indagare questo aspetto della modellazione, è stata effettuata un'analisi modale su una parte del Castello di Man-

fredonia caratterizzata dalla presenza di volte a botte. L'adozione di una modellazione a piastra equivalente delle superfici voltate, oltre a diminuire l'onere computazionale, consente di adottare, qualora la geometria complessiva dell'edificio lo consenta, una modellazione a telaio equivalente dell'intera struttura finalizzata ad un'analisi sismica globale (Marseglia, 2013). La definizione di tale elemento piano equivalente prevede un comportamento a piastra ortotropa. Lo spessore della piastra è il medesimo della volta, invece i moduli elastici (E_x , E_y e G_{xy}) equivalenti sono valutati in funzione delle proprietà geometriche e meccaniche della volta stessa. I moduli elastici sono stati calcolati sulla base di un rapporto adimensionale fra i moduli della volta e quelli della piastra attraverso l'ausilio di schemi limite, imponendo cioè un campo di spostamenti al fine di ricavare E_x e E_y , ed applicando invece un sistema di forze autoequilibrate per ottenere il modulo tangenziale G_{xy} . Per la determinazione del modulo elastico si è imposto uno spostamento unitario (Δu) alla copertura voltata e sono state valutate le reazioni vincolari (Figura 17a).

Figura 17
 Schemi limite:
 a) configurazione dei vincoli e degli spostamenti in direzione X per deformazioni assiali pure; b) configurazione dei vincoli e delle forze per la valutazione del modulo tangenziale.



Rapportando il modulo elastico della volta E_v a quello di una piastra realizzata con lo stesso materiale e avente dimensioni in pianta coincidenti con quelle della volta, si ha:

$$\frac{E_v}{E} = \frac{1}{E} \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{E} \cdot \sum \frac{R_i}{s_v 2a} \cdot \frac{2a}{\Delta u} \quad (4)$$

in cui E_v rappresenta il modulo elastico della volta, $2a$ è la luce in pianta della volta, s_v lo spessore della volta, Δu il campo di spostamenti imposto ed E il modulo elastico della piastra. La volta a botte, per la sua configurazione geometrica, consente di valutare il modulo elastico longitudinale approssimando il rapporto E_v/E come rapporto di aree A_v/A (area sezione volta/area piastra) in quanto il suo comportamento può essere assimilato a quello di un tirante o puntone. Sulla base di questa considerazione risulta dunque:

$$\frac{E_v}{E} = \frac{\pi}{2} = 1,57 = 157\% \quad (5)$$

In analogia a quanto sopra riportato, il modulo di elasticità tangenziale della volta G_v è stato valutato vincolando un solo spigolo della volta ed applicando una distribuzione autoequilibrata di forze sui quattro lati (Figura 17b). Con considerazioni simili ai moduli estensionali, è stato calcolato il rapporto tra i moduli elastici tangenziali della volta e quello della piastra:

$$\frac{G_v}{G} = \frac{1}{G} \cdot \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{G} \cdot \frac{F}{s_v (\bar{u}_x + \bar{u}_y)} \quad (6)$$

in cui τ è la tensione tangenziale, γ la distorsione indotta dal sistema di forze autoequilibrato, F la risultante delle forze applicate su ogni lato, s_v lo spessore della volta e $(\bar{u}_x + \bar{u}_y)$ gli spostamenti indotti sulla volta nelle direzioni x e y .

La parte del Castello interessata dalla modellazione delle volte con elementi piani è quella centrale, delimitata dalle quattro torri interne (Figura 4), estrapolabile per la scarsa efficacia degli ammassamenti con le strutture limitrofe per via dell'eterogeneità delle murature presenti e per i tempi storici diversi della loro posa in opera. In Figura 18 è riportato il modello a telaio equivalente realizzato col software SAP2000, costruito mediante l'individuazione di maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi (Dolce, 1989). Particolare attenzione è stata posta nella definizione delle masse nodali, soprattutto di quelle relative ai rinfianchi delle volte, assegnate ai piedritti in proporzione alla rispettiva area di competenza.

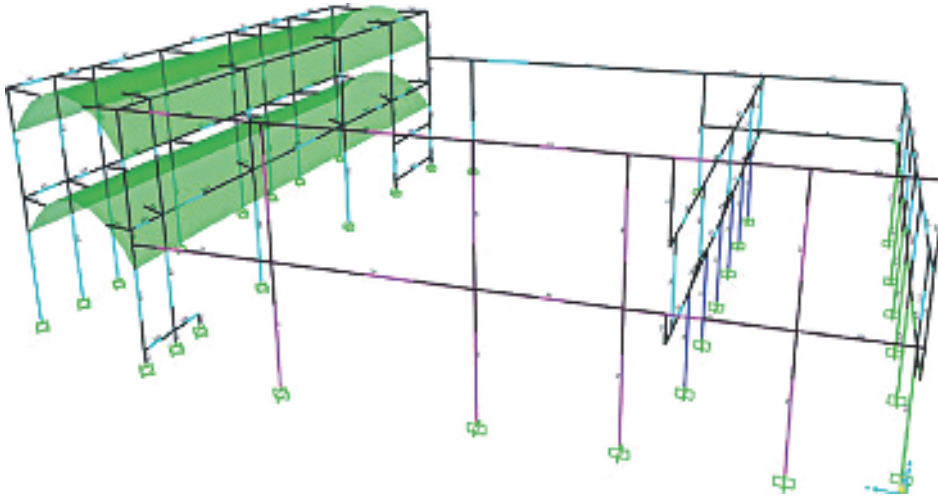


Figura 18
Modello agli elementi finiti della zona centrale del Castello di Manfredonia, realizzato con il metodo del telaio equivalente.

L'analisi modale eseguita per il modello siffatto è stata condotta fino al 40° modo in corrispondenza del quale si raggiunge una massa partecipante del 95,9% lungo X e del 95% lungo Y; l'85% della massa partecipante si raggiunge lungo X al 9° modo e lungo Y al 12° modo.

Sulla base delle precedenti considerazioni e delle espressioni (5), (6) e (7), sono stati calcolati i rapporti tra i moduli volta-piastre, mantenendo l'ipotesi di vincolo alle reni e specificando il caso di volta a botte di dimensioni 4m x 4m, con spessore pari a 20 cm. Se per il rapporto dei moduli in direzione longitudinale il valore rimane invariato (157%), per quello in direzione trasversale e per quello tangenziale rispettivamente si hanno:

$$\left(\frac{E_v}{E}\right)_t = \frac{1}{E} \cdot \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1}{E} \cdot \sum \frac{R_i}{s_v 2a} \cdot \frac{2a}{\Delta u} = \frac{3,9258 \cdot 10^7 \cdot 8000}{1600 \cdot 400 \cdot 8000 \cdot 100} = 0,61 = 61\% \quad (7)$$

$$\frac{G_v}{G} = \frac{1}{G} \cdot \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{G} \cdot \frac{F}{s_v (\bar{u}_x + \bar{u}_y)} = \frac{1}{666 \cdot 400 \cdot 0,0024367} = 0,0015 = 0.15\% \quad (8)$$

Dalle percentuali si può passare al valore dei moduli da assegnare alle piastre, potendo così procedere con la modellazione delle volte mediante elementi piani (Figura 19).

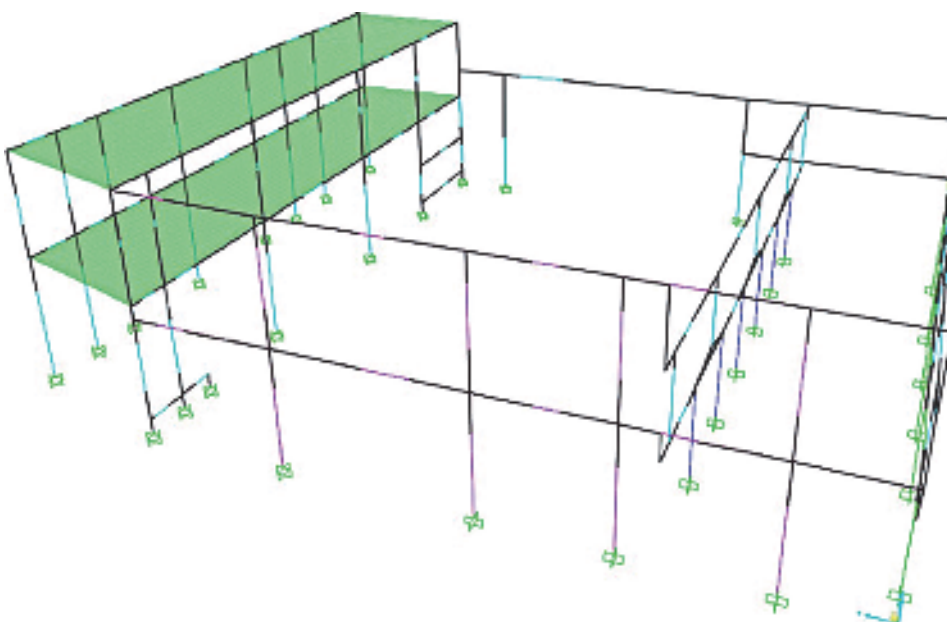


Figura 19
Modello agli elementi finiti della zona centrale del Castello di Manfredonia, realizzato con il metodo del telaio equivalente e rappresentando le volte con elementi piani equivalenti.

I modi naturali di vibrazioni ottenuti dalla modellazione a piastra equivalente sono stati confrontati con quelli della modellazione più accurata in termini di periodi naturali di vibrazione, masse partecipanti e deformate modali (Figura 20). Il primo modo naturale di vibrazione ($T=0,38$ s) è un moto prevalentemente traslazionale che eccita una massa pari al 41,9% in direzione Y. Tale modo di vibrazione è in accordo con quanto ottenuto dalla modellazione accurata della volta, con una differenza percentuale sul periodo e sulla massa partecipante rispettivamente pari a 3,8% e 4,4%. Il secondo modo si sviluppa lungo X con un periodo di circa 0,22 s e una massa eccitata del 52,9%. Esso presenta differenze percentuali del 0,4% e 13% rispettivamente per il periodo e la massa partecipante rispetto al modello voltato. Il terzo ($T=0,20$ s) e quarto modo ($T=0,18$ s) di vibrazione sono dei modi locali caratterizzati da una massa partecipante molto bassa (circa il 3%); entrambi i modi sono riscontrati sia nel modello con piastre equivalenti sia in quello con le volte. Una buona corrispondenza tra il modello a piastra equivalente e il modello voltato è stata riscontrata anche per i modi di vibrazione superiori, sia in termini di periodi che di masse partecipanti.

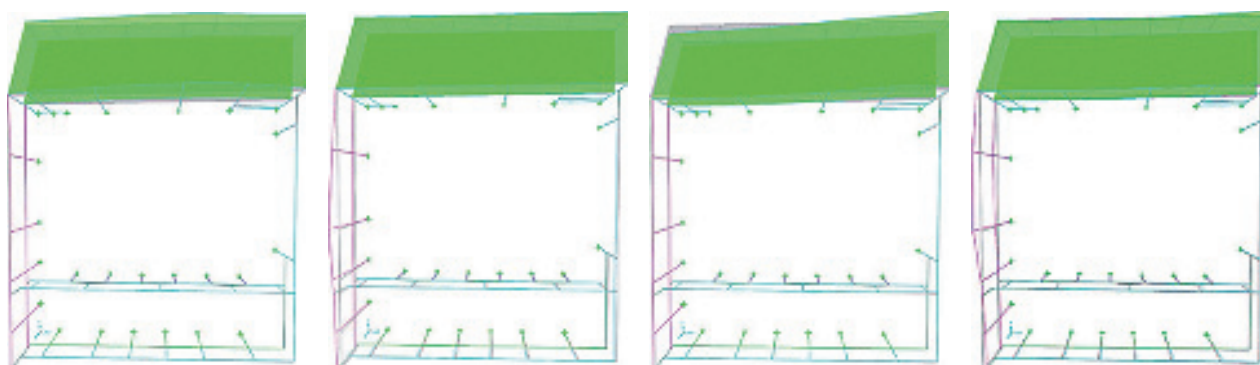


Figura 20 - Viste dall'alto delle deformate modali del modello con le piastre equivalenti.

Al fine di simulare una tipica assunzione fatta nei modelli di calcolo, è stato sviluppato un terzo modello in cui la rigidità dell'impalcato è stata completamente trascurata. I risultati hanno evidenziato differenze non trascurabili rispetto ai due modelli precedentemente analizzati con il raggiungimento dell'85% della massa partecipante, in entrambe le direzioni, al 15° modo di vibrazione.

Al fine di valutare le sollecitazioni a cui sono sottoposti gli elementi strutturali è stata svolta un'analisi modale con spettro di risposta. Il confronto tra le sollecitazioni ottenute utilizzando i tre criteri di modellazione ha evidenziato alcune differenze dovute prevalentemente all'irregolarità della struttura.

8. Conclusioni

L'analisi della vulnerabilità sismica delle strutture storiche rappresenta un aspetto di fondamentale importanza nel contesto italiano, sia per il notevole pregio storico-artistico delle strutture che per l'elevata pericolosità sismica del territorio nazionale. Nel presente studio è stata presentata una sintesi dei risultati ottenuti relativamente allo studio della vulnerabilità sismica del Castello di Manfredonia, attualmente adibito a struttura museale. Al fine di valutare l'influenza di alcune tipiche assunzioni di calcolo sui risultati dell'analisi statica non lineare, l'attenzione è stata focalizzata solo su una parte della struttura. Nello specifico è stata valutata l'influenza del criterio di rottura adottato, dell'angolo di attrito interno della muratura e della modellazione delle volte. I risultati hanno evidenziato come l'angolo di attrito assegnato alla muratura influenzi significativamente il taglio alla base e non sia possibile distinguere un andamento univoco al suo aumentare. In particolare, fino ad un angolo di attrito inferiore a 55° si osserva un incremento del taglio alla base mentre un ulteriore incremento provoca un andamento opposto a causa della variazione della modalità di rottura della muratura. Il confronto tra i due criteri di rottura ha evidenziato come il criterio di Mohr-Coulomb porti a risultati più cautelativi rispetto al criterio di Drucker-Prager, a causa della formulazione matematica intrinseca del criterio stesso. Al fine di indagare l'importanza della modellazione delle volte, e al tempo stesso l'opportunità di adottare delle metodologie di modellazione semplificata, è stata effettuata un'analisi modale su una porzione del Castello caratterizzata dalla presenza di volte a botte. A tal fine sono stati sviluppati tre modelli in SAP2000: il primo in cui le volte sono state modellate secondo la loro reale geometria, il secondo in cui è stata adottata una modellazione a piastra equivalente e il terzo in cui le volte sono state trascurate al fine di simulare un impalcato infinitamente deformabile. Le caratteristiche della piastra equivalente sono

state valutate mediante una recente metodologia proposta in letteratura che prevede la valutazione dei moduli elastici (longitudinale, trasversale e tangenziale) in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della volta. Il confronto tra i modi naturali di vibrazione ha evidenziato una buona corrispondenza tra la modellazione reale e la modellazione a piastra equivalente. A causa dell'irregolarità della struttura si è riscontrata tuttavia una non perfetta corrispondenza in termini di azioni agenti sugli elementi strutturali passando dal modello reale a quello a piastra equivalente. Tuttavia, i risultati ottenuti dimostrano la migliore efficacia della metodologia a piastra equivalente rispetto al modello in cui si trascura completamente la rigidità delle volte. Per tale motivo si ritiene che il metodo semplificato a piastra equivalente possa essere una valida soluzione nonostante richieda ulteriori validazioni.

9. Bibliografia

- Sorrentino L., Cattari S., da Porto F. et al. (2018) - Seismic behaviour of ordinary masonry buildings during the 2016 central Italy earthquakes, *Bull Earthquake Eng.* 1 - 25, DOI <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0370-4>.
- Fragomeli A., Galasco A., Graziotti F., Guerrini G., Kallioras S., Magenes G., Malomo D., Mandirola, M & Manzini, Carlo F., Marchesi B., Milanese R., Morandi P., Penna A., Rossi A., Rosti A., Rota M., Senaldi I., Tomassetti U., Cattari S., Sorrentino L. (2017) - Performance of masonry buildings in the seismic sequence of Central Italy 2016 - Part 2: case studies of affected municipalities, *Progettazione Sismica*, VIII, 75 - 95, DOI 10.7414/PS.8.3.75-98.
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 (2018) - Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale* n. 42 del 20 febbraio 2018.
- Cen, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (2004).
- Abatino G. (1902) - Il Castello di Manfredonia, Napoli Nobilissima, XI, fasc. III, Tipografia dell'Editore V. Vecchi
- Pagnini L.C., Vicente R., Lagomarsino S., Varum H. (2011) - A mechanical model for the seismic vulnerability assessment of old masonry buildings. *Earthquakes and Structures*, 2(1), 25-42. <https://doi.org/10.12989/EAS.2011.2.1.025>.
- Pascale, L. (1932) - L'antica e la nuova Siponto.
- Mastrobuoni, De Feudis (1964) - Manfredonia, Siponto, S. Leonardo, Quaderni Turistici, Manfredonia, 1964.
- Castori, Giulio & Borri, Antonio & De Maria, Alessandro & Corradi, Marco & Sisti, Romina. (2017) - Seismic vulnerability assessment of a monumental masonry building, *Engineering Structures*, 136:454-65, DOI 10.1016/j.engstruct.2017.01.035.
- Asteris P.G., Chronopoulos M.P., Chrysostomou C.Z., Varum H., Plevris V., Kyriakides N., Silva V. (2014) - Seismic vulnerability assessment of historical masonry structural systems, *Engineering Structures*, 62-63, 118 - 134, DOI <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.01.031>.
- Clementi F., Gazzani, V., Poiani M., Lenci S. (2016) - Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling, *Journal of Building Engineering*, Volume 8, 29-47, DOI <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2016.09.005>.
- Cardoso R., Lopes M., Bento R. (2005) - Seismic evaluation of old masonry buildings. Part I: Method description and application to a case-study, *Engineering Structures*, Volume 27, 2024-2035, DOI: 10.1016/j.engstruct.2005.06.012.
- Labuz J.F., Zang A. (2012) - Mohr-Coulomb Failure Criterion, *Rock Mech. Rock Eng.*, 45: 975. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>.
- Alejandro L.R., Bobet A. (2012) - Drucker-Prager Criterion. In: Ulusay R. (eds) *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Springer, Cham, DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-319-07713-0_22.
- Lignola G.P., Angiuli R., Prota A., Aiello M.A. (2014) - FRP confinement of masonry: analytical modeling, *Materials and Structures*, vol. 47(12), pp. 2101-2115.
- Dolce M. (1989) - Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza.
- Marseglia P. (2013) - Comportamento sismico di volte in muratura, Tesi di dottorato, Università del Salento, Lecce.

Gli Autori

Giovanni Tondo

Libero professionista nel campo dell'ingegneria civile con specializzazione in strutture in c.a., acciaio e muratura. Si è laureato con lode nel gennaio del 2015 in Ingegneria Civile presso l'Università del Salento con la tesi dal titolo "Analisi di vulnerabilità sismica del Castello di Manfredonia".

Daniele Perrone

È assegnista di ricerca Post-Doc presso l'Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS Pavia). Si è laureato nel 2010 in Ingegneria Civile e ha conseguito il dottorato di ricerca in Ingegneria dei Materiali e delle Strutture nel 2013 presso l'Università del Salento. La sua attività di ricerca è prevalentemente rivolta alla valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali e alla valutazione della loro fragilità sismica nonché allo studio del comportamento sismico delle strutture esistenti in c.a. e muratura. Dal 2016 è membro ed amministratore locale dell'associazione SPONSE (International Association for the seismic performance of non-structural elements).

Maria Antonietta Aiello

Attualmente Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università del Salento. Si è laureata con lode in Ingegneria Civile, Indirizzo Strutture, presso l'Università della Calabria ed ha conseguito il PhD in "Materiali Compositi per le Costruzioni Civili" presso l'Università di Lecce. È membro di Commissioni di studio Internazionali e Nazionali principalmente inerenti l'impiego di materiali e tecniche innovative nell'Ingegneria Strutturale. I principali interessi di ricerca riguardano il comportamento a breve e lungo termine di Strutture in calcestruzzo e muratura realizzate con materiali e tecniche non tradizionali (barre non metalliche, FRC, materiali da riciclo), la Sicurezza Sismica di strutture esistenti e di elementi non strutturali.