

ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

D.I.S.T.A.R.T.

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque,
del Rilevamento del Territorio

Corso di laurea in Ingegneria Civile

Insegnamento: **PROGETTO IN ZONA SISMICA LS**

**Studio del comportamento strutturale di torri medievali:
il caso del campanile di San Giacomo Maggiore in Bologna**

Tesi di Laurea di:

Valentino Claudio Malcangio

Relatore:

Prof. Ing. TOMASO TROMBETTI

Correlatore:

Dott. Ing. STEFANO SILVESTRI

Dott. Ing. GIADA GASPARINI

Dott. Ing. LUIGI BARTOLOMEI

Sessione II

Anno Accademico 2008-2009

Indice

Introduzione	7
---------------------	----------

Capitolo Primo

Inquadramento storico e Architettonico del campanile di San Giacomo Maggiore

1.1	L'Architettura dei campanili del Medioevo	11
1.2	Bologna, il campanile di San Giacomo Maggiore	14
1.3	Regesto	16

Capitolo Secondo

Le strutture in muratura: caratteristiche e strategie di modellazione

2.1	Cenni storici	19
2.2	Un dizionario ragionato di alcune tipologie murarie significative	21
2.2.1	Monoliti e megaliti	21
2.2.2	Strutture a blocchi lapidei senza connessione di malta	21
2.2.3	Muratura di blocchi lapidei squadrati con connessione di malta	22
2.2.4	Opus caementitium (conglomerato romano)	24
2.2.5	Muri a più strati (multiple-leaf walls)	25
2.2.6	Muratura di mattoni	27
2.2.7	Opus mixtum	29

2.2.8	Strutture in terra	29
2.3	Modelli costitutivi	30
2.3.1	La muratura come materiale non omogeneo ed anisotropo	30
2.3.2	Micro- e macro-modeling	32
2.4	Approccio metodologico nello studio del campanile di San Giacomo Maggiore	35

Capitolo Terzo

Rilievo geometrico e dei quadri fessurativi

3.1	Il rilievo geometrico del campanile di San Giacomo Maggiore	39
3.2	Il rilievo dei quadri fessurativi	51

Capitolo Quarto

Le proprietà dei materiali

4.1	Generalità	63
4.2	Assetto delle murature	63
4.3	Caratterizzazione meccanica della muratura	65
4.3.1	Prove in sito: martinetti piatti	65
4.3.2	Prova di penetrazione dinamica sulle malte	66
4.3.3	Prove di laboratorio	67
4.4	Definizione delle proprietà elastiche della muratura	68

4.4.1	Modello elastico lineare dei paramenti murari	69
4.4.2	Modello elastico lineare del conglomerato di riempimento	72

Capitolo Quinto

Le condizioni al contorno

3.1	Generalità	77
5.2	Indagini sulle fondazioni del campanile	78
5.3	Caratteristiche del sottosuolo	79
5.4	Verifica di stabilità delle fondazioni del campanile	80
5.5	Carico di rottura del terreno	81
5.5.1	Scelta dei parametri geotecnici	81
5.5.2	Pressione di rottura del terreno	83
5.5	Effetto dei fenomeni di subsidenza in atto	83
5.6	Origine dei fenomeni di subsidenza	85

Capitolo Sesto

I modelli agli elementi finiti

4.1	Modellazione tridimensionale con software CAD	87
6.2	Approssimazioni introdotte ed obiettivi della modellazione	88
6.3	Strategia di modellazione	89

Capitolo Settimo

Analisi preliminare globale

5.1	Introduzione	97
7.2	Andamento delle tensioni nei paramenti murari	97
7.3	Livelli tensionali nelle aperture	101
7.4	Livelli tensionali nelle volte	102

Capitolo Ottavo

Studio degli effetti provocati da cedimenti differenziali

6.1	Introduzione	109
8.2	Andamento delle tensioni verticali nei pilastri: modelli con supporto elastico alla base	111
8.3	Andamento delle tensioni orizzontali alla base delle Finestre	113
8.4	Andamento dei livelli tensionali nelle volte	114
8.5	Considerazioni conclusive sulle analisi statiche dei modelli senza interazione con le strutture adiacenti	121

Capitolo Nono

Il modello con interazione

7.1	Introduzione	123
9.2	Andamento delle tensioni verticali nei pilastri e negli archi	125
9.3	Andamento delle tensioni nelle volte	128

Capitolo Decimo**Proprietà dinamiche della struttura e analisi sismiche**

- | | | |
|------|---|-----|
| 10.1 | Periodi e modi di vibrare della struttura: confronto fra due modelli | 133 |
| 10.2 | Analisi sismiche sul modello con interazione: analisi dinamica modale a spettro di risposta ed analisi dinamica lineare tipo time-history | 136 |

Capitolo Undicesimo**Risposta della struttura al moto oscillatorio delle campane**

- | | | |
|------|---|-----|
| 11.1 | Equazione del moto della campane | 145 |
| 11.2 | Risoluzione dell'equazione del moto | 147 |
| 11.3 | Analisi dinamica non lineare sul sottomodello volta4 | 152 |
| 11.4 | Analisi dinamica lineare della intera struttura soggetta al moto oscillatorio delle campane | 155 |

Capitolo Dodicesimo**Gli ultimi interventi di restauro e consolidamento**

- | | | |
|------|---|-----|
| 12.1 | Gli interventi sui paramenti murari del campanile | 159 |
|------|---|-----|

Conclusioni **167**

Bibliografia **169**

Ringraziamenti **171**

Introduzione

A seguito della convenzione intervenuta tra Alma Mater Studiorum - Università degli studi di Bologna e Centro Studi "Cherubino Ghirardacci" si sono inaugurate nei primi mesi del 2009 attività di collaborazione sullo studio e monitoraggio dell'architettura storica agostiniana attraverso regolari forme di tirocinio curriculare per la gran parte a premessa di ricerche per tesi di laurea.

Le prime indagini storico archivistiche, documentarie, e strutturali, riguardano la Torre Campanaria del Complesso Conventuale di San Giacomo Maggiore.

La Torre Campanaria oggetto di studio fu iniziata nel 1336, circa due decenni dopo il termine della costruzione della chiesa. I lavori di costruzione sono stati terminati nel 1349, ma la torre al termine della costruzione non si presentava nella forma in cui la vediamo noi oggi. Nel 1469 infatti si cominciò ad accrescere il Campanile a partire dalle seconde file di finestre per raggiungere l'altezza in cui si presenta oggi la torre.

Gli archivi storici del Ghirardacci, di cui il Centro Studi porta il nome, riportano la testimonianza di due forti eventi sismici avvenuti negli anni 1493 e 1505, nonché della caduta di un fulmine nel 1562 che rovinò un pezzo del Campanile e atterrò la cupola sopra l'altare maggiore, adiacente al campanile stesso.

La Torre Campanaria presenta oggi a prima vista alcuni segni di affaticamento statico che,



Il campanile del Tempio di San Giacomo Maggiore, Bologna

se non destano immediata preoccupazione, certamente necessitano di un monitoraggio e di uno studio approfondito, seguendo i criteri e le tecniche che il Prof. Ceccoli e il suo studio (per altro membro del Comitato scientifico dello Stesso Centro Studi) hanno adottato per procedere al monitoraggio e al restauro delle ben note torri Asinelli e Garisenda.

La torre di San Giacomo, non distante dalle precedentemente citate, è tra le "vette" della città, e il fatto che alla sua sommità si suonino ancora le campane, incide sulla struttura producendo una oscillazione non banale, rispetto alla quale una indagine specialistica ci pare inderogabile. Il campanile infatti non si erge su di una base chiusa e perimetrata, ma quasi si smaterializza all'attacco con il suolo, ergendosi sopra le volte a crociera del peribolo della Chiesa che, per antica denominazione, ancora si chiama "Tempio" di San Giacomo Maggiore.



Vista interna della cella campanaria

I risultati degli studi saranno oggetto di una pubblicazione e di una mostra che offra alla città, tradizionalmente attenta alle sue torri, una descrizione dei metodi, fasi, ed esiti degli studi così avviati.

Organizzazione del lavoro

Nel primo capitolo si riportano dei cenni storico-architettonici riguardanti i principali campanili del bolognese, con particolare riferimento

a come si sono evolute le forme e la struttura per assolvere quella funzione di richiamo dei fedeli a partire da quando, nel Medioevo si sono stabiliti nella città di Bologna i principali ordini mendicanti. Sono riportate inoltre delle note storiche provenienti dagli archivi storici del Ghirardacci e dall'Archivio Storico Bolognese

Nel secondo capitolo si espone il tipo di approccio seguito per la modellazione e l'analisi strutturale del campanile. La trattazione metodologica è preceduta da un ampio "dizionario ragionato" sulle principali tipologie di muratura dell'Architettura storica, specificando per ciascuna di esse una strategia di analisi strutturale.

Nel capitolo terzo si espone invece il rilievo geometrico dell'opera, nonché il rilievo dei quadri fessurativi attuali e quelli ripresi nel corso di interventi di restauro eseguiti in passato sul campanile del Tempio di San Giacomo Maggiore.

Nel capitolo quarto si entra più nel vivo del problema strutturale della modellazione, esaminando le proprietà dei materiali che costituiscono i paramenti murari del campanile e, dal momento che non erano disponibili prove sui materiali e indagini in situ sui paramenti si è fatto riferimento a indagini svolte sui paramenti della Torre Asinelli, che presenta un funzionamento statico differente rispetto alla torre oggetto di studio, ma per quanto riguarda l'impiego dei materiali e le tecnologie costruttive utilizzate si può ritenere, con buona approssimazione, analoga alla nostra torre.

Nel capitolo successivo si espongono le caratteristiche delle strutture di fondazione e del sottosuolo, di cui si sono apprese le caratteristiche grazie alle perizie svolte dal Prof. Pier Vincenzo Righi dell'Università di Bologna, svolte in occasione di importanti interventi di restauro e consolidamento svolti a cavallo fra gli anni '80 e '90.

Sulla base delle informazioni raccolte fino a questo punto riguardanti la geometria, le condizioni al contorno, le proprietà meccaniche dei materiali, sono state svolte diverse modellazioni agli elementi finiti. In sintesi le strategie di modellazione seguite sono due:

- Modellazione preliminare;
- Modellazione globale.

Nella modellazione di tipo preliminare non si tiene conto della interazione della struttura con le adiacenti strutture della chiesa. Nella modellazione di tipo globale sono state parzialmente modellate le strutture

adiacenti il campanile, per mettere in evidenza in che modo la loro presenza potesse influenzarne il comportamento statico e dinamico.

Nel capitolo settimo si espongono i primi risultati della analisi statica lineare agli elementi finiti svolta sul modello preliminare, volta ad individuare i punti critici della struttura, sui quali si è poi indagato più a fondo con le successive analisi.

Nel capitolo ottavo si cerca di mettere in evidenza in che modo la presenza di un cedimento vincolare possa influenzare gli andamenti delle tensioni nei paramenti e nelle volte della struttura. Si sono posti quindi a confronto i risultati ottenuti con le analisi statiche del modello preliminare, dei modelli con cedimento di fondazione ed il modello con interazione delle strutture adiacenti.

Esaurito lo studio del comportamento statico si è passati alla individuazione delle proprietà dinamiche dei modelli precedentemente esposti. Individuate le differenze nel comportamento statico del modello preliminare e del modello globale, sono state effettuate solo su quest'ultimo delle analisi sismiche con input accelerometrico relativo al sisma del Friuli del 1976.

Nel capitolo undicesimo sono state svolte delle analisi dinamiche lineari sul modello globale ponendo come input il moto oscillatorio delle campane, modellate come dei pendoli in grande oscillazione, ai fini di cogliere le azioni sulla struttura sia in termini di livelli tensionali che in termini di spostamenti.

Infine si è ritenuto doveroso porre in estrema sintesi un resoconto degli ultimi interventi di restauro e consolidamento svolti a cura della Soprintendenza per i beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna, Modena, Parma, Piacenza e Reggio Emilia.

Capitolo primo

Inquadramento storico e architettonico del campanile di San Giacomo Maggiore

1.1 L'architettura dei campanili del Medioevo

L'esigenza di erigere strutture come i campanili si diffuse, com'è intuibile, parallelamente all'uso delle campane di maggiori dimensioni, delle quali il campanile costituisce contemporaneamente custodia, sostegno e cassa di risonanza.

Le modalità seguite nel diffondersi dall'onda sonora consigliarono, fin dall'alto Medioevo, di sollevare la campana quanto più possibile dal livello del suolo in modo da aumentarne l'efficacia, cioè in modo da farne giungere il suono quanto più lontano, seguendo il principio che spingerà poi a collocare in alto all'interno delle chiese, pulpiti per i predicatori e cantorie per gli organi, le orchestre e i cori.

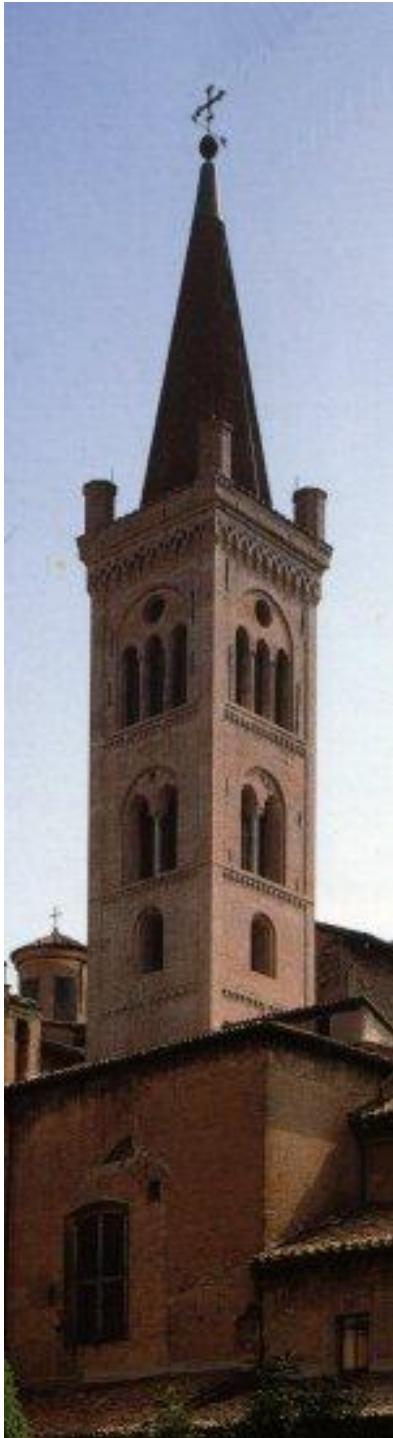
I campanili più antichi, cilindrici, in laterizio, illuminati da finestre che aumentano di numero con il salire dei piani, traggono forse la loro forma dalle torri scalarie, quelle torri cioè che venivano costruite accanto o inserite nelle facciate per rendere praticabili le logge superiori a mezzo di piccole scale interne elicoidali.

Il più antico campanile bolognese è il campanile della Cattedrale di San Pietro. Secondo antiche notizie, il complesso sarebbe stato innalzato nel 910, ma mentre la chiesa



1.1 Bologna, il campanile della Cattedrale di San Pietro

venne distrutta e riedificata più volte, il campanile è giunto fino ai nostri giorni pressoché intatto, custodito dal campanile maggiore che gli venne costruito attorno nel sec. XII.



1. 2 Bologna, San Domenico

Fatta esclusione per quanto riguarda la Cattedrale, non vi sono documentazioni che testimonino la presenza di altre torri campanarie in città prima del 1230: le chiese parrocchiali erano di piccole dimensioni, amministravano territori ridottissimi, e per far sentire i “tocchi” dell’unica campana a tutti i parrocchiani non era necessario sollevarla molto in alto: bastava un campanile di dimensioni ridottissime a vela appoggiato sui muri perimetrali della chiesa.

Ben diverse furono le esigenze degli ordini mendicanti, i quali stabilirono loro sedi a Bologna a partire dal 1211 (arrivo di Bernardo di Quintavalle e dei primi francescani), ma non iniziarono a costruire loro chiese prima del 1221 (data della morte di San Domenico). Tali ordini, allora di recentissima istituzione e perciò misurati sulle necessità del tempo e pieni dell’intraprendenza dei neofiti, trovarono spazi per le residenze che intendevano innalzare solo ai margini della città, immediatamente a ridosso delle mura penultime (le ultime ancora non esistevano), ma per lo più fuori da esse: i francescani ad ovest (1236), i domenicani a sud (1221), gli agostiniani a nord-est (1267, San Giacomo, appena dentro le mura), i carmelitani a nord (1293, ma vi trovarono una chiesa già costruita appena dentro le mura, S. Martino), i serviti ad est (1346). L’Apostolato di questi religiosi regolari non aveva più i brevi confini delle parrocchie, ma si rivolgeva all’intera città ed a tutti, cittadini e studenti, essi volevano far

giungere la parola di Cristo, ognuno con la loro particolare caratterizzazione. Questa può ritenersi, se non l’unica, almeno una delle principali ragioni per le quali i più grandi campanili costruiti a Bologna fra il sec. XIII e XIV, quelli cioè

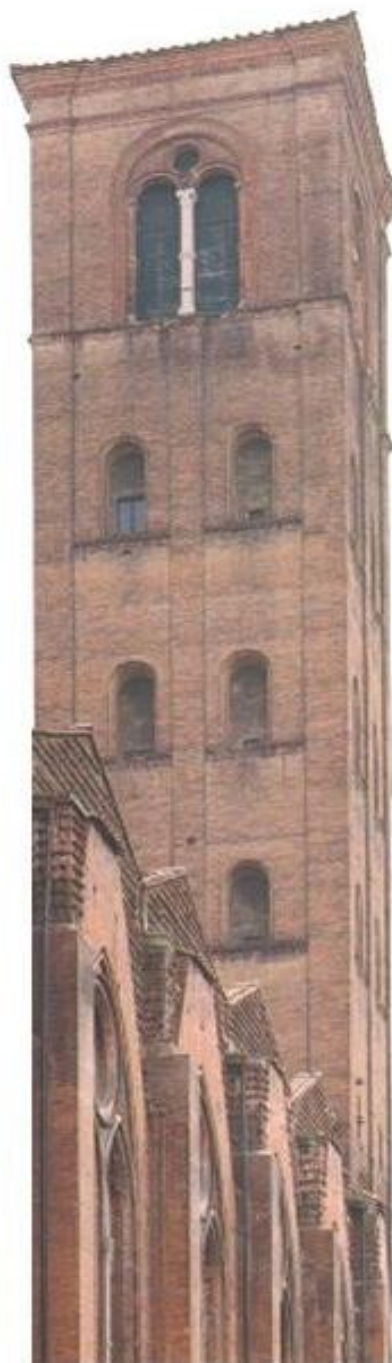
che con le loro proporzioni permettono di contenere più di una campana e di farne giungere il suono a maggior distanza, appartengono proprio alle chiese di quegli ordini.

Primi furono i domenicani i quali fra il 1230 e il 1235 impostarono il loro campanile su di una cappella minore che si apriva sul transetto della chiesa a destra dell'abside, cosa che diventerà pressoché tradizionale, e posero la cella campanaria a circa 20 metri illuminandola con una sola finestra, centinata a tutto sesto, in ogni lato; a partire dal 1313 venne poi sopraelevato fino a raggiungere l'aspetto che ha riavuto nel 1991 al termine di un provvidenziale restauro. Il campanile sembra ad una prima occhiata quasi gotico, ma poi ci si accorge che presenta solo un timido accenno al sesto acuto nella trifora; le aperture aumentano di numero salendo dal basso verso l'alto secondo uno schema del tutto romanico; nessun elemento decorativo sembra voler dare slancio ascensionale alla torre.

Si può pertanto affermare che i campanili costruiti nel XIII secolo conservavano la tradizione romanica, ed avevano un'altezza che sporgeva di poco oltre il profilo della chiesa.

Nel corso del XIV secolo tuttavia i campanili subirono un innalzamento, seguendo la sorte che toccò al campanile di San Domenico.

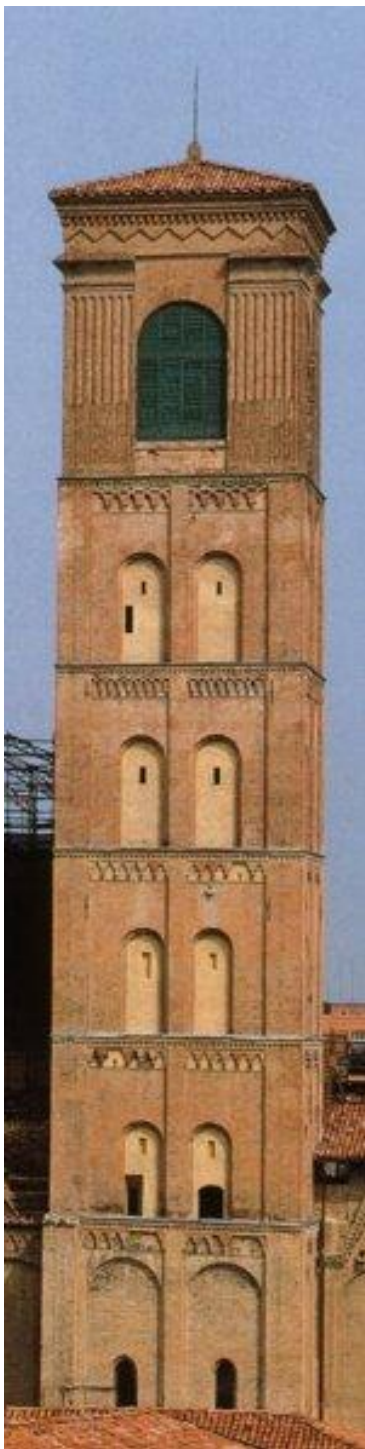
Al campanile di San Giovanni in Monte venne aggiunta una nuova cella, un dado alto oltre il doppio di quello precedente, ornato di una luminosa bifora su ogni lato, compresa in un arco a tutto sesto, ampio come quasi tutto lo spazio che resta all'interno delle lesene laterali e



1. 3 Bologna, Basilica di San Petronio

chiuso in alto da un cornicione, a timidi archetti di cotto su mensoline, che sorregge il tetto, semplicissimo a quattro spioventi.

Nel 1453, ai Servi, al vecchio campanile vengono sovrapposte: una cella campanaria di tipo S. Giovanni in Monte, ed una guglia di tipo S. Domenico.



1.4 Bologna, San Giacomo Maggiore

Altrettanto avviene nella Chiesa di San Giacomo dove, nel 1471, prima si riprende a moltiplicare l'elemento antico, poi si conclude l'opera con una cella più architettonicamente sgrammaticata che originale; così in San Petronio, dove nel 1481, Giovanni da Brensa al corpo di tipo S. Giacomo sovrappone una cella di tipo San Giovanni in Monte; nel 1555, in S. Proloco, dove il modello San Petronio viene schiacciato dal Terribilia entro proporzioni più gravi, aggiungendo poi una bella guglia ottagonale, che però non può snellire l'opera più di tanto.

1.2 Bologna, il campanile di San Giacomo Maggiore

“Bellissima torre”, già la definisce il Ghirardacci nel sec. XVI e, anche se si sospetta in quel superlativo una punta di campanilismo, si deve riconoscere che rappresenta una delle più evidenti caratteristiche del panorama di Bologna ed una delle maggiori emergenze con i suoi circa 53 m. di altezza.

Fra il 1336 ed il 1349 vennero costruiti la base ed i primi due piani con le coppie di monofore centinate ai lati della lesena centrale, che vennero ornati, all'esterno, con le cornici di archetti trilobati, in cotto, eseguiti a stampo, posti nella tribuna centrale e nelle cappelle laterali che, contemporaneamente, si andavano sopraelevando.

Fra il 1471 ed il 1472 poi vennero aggiunti altri due piani di doppie finestre in tutto simili ai precedenti (muta solo il disegno delle cornici e,

di poco, la dimensione delle finestre) e la cella campanaria.

La cella campanaria, ben spaziosa all'interno, sia nella base (m. 4,75x4,95) che nella singolare altezza, non chiarisce però totalmente la volontà dei costruttori poiché, mentre all'esterno presenta uno sgrammaticato ordine gigante di scanalature, quasi senza trabeazione, all'interno mostra evidenti immorsature per una volta a crociera assai più bassa della copertura attuale e l'intenzione di terminare ogni lato del campanile con un elemento triangolare più schiacciato però di quelli dell'abside sottostante.



1. 5 Vista del campanile di San Giacomo da Piazza Rossini, 1902 (Comitato per Bologna Storica e Artistica)

Alla base degli archi dei finestroni, inoltre, corrono attraverso lo spessore dei muri alcune cornici in cotto intagliato, di chiara esecuzione tardo quattrocentesca, cornici che sembrano dover continuare anche all'esterno del campanile, ma che invece non vi trovano alcun accordo.

Le grandi scanalature esterne non appartengono pertanto ai lavori del 1471-72.

Le cronache del monastero agostiniano registrano la caduta di due fulmini, l'uno nel 1505 e l'altro nel 1562, ambedue di notte, ambedue

scaricatisi sul campanile che ne viene danneggiato e sulla vicina cupola che poi dovrà essere totalmente ricostruita.

Probabilmente a questi eventi sono da attribuire le affumicature che ancora anneriscono parzialmente l'interno del campanile fino al locale immediatamente al di sotto della cella campanaria. È ipotizzabile quindi, come già pensò il Rubbiani, che dopo gli incendi causati dal fulmine del 1505 si conducessero ampi lavori di ripristino nella cella campanaria e se ne mutasse l'ornato esterno.

Nel 1842 la cella venne poi allargata di circa cm. 60, scarnendo il muro perimetrale verso sud-est, per collocare la quarta campana in linea con le tre precedenti. Dalla cima si gode una splendida veduta sul centro cittadino e sui colli vicini.

1.3 Regesto

Si riportano di seguito gli eventi salienti della storia del campanile di San Giacomo Maggiore, testimonianze che provengono da svariate fonti, tra le quali si menziona il Ghirardacci, oltre che l'archivio storico Bolognese, nella sezione relativa a San Giacomo.

1336 I PP. Di san Giacomo “cominciarono a fabricare e fondare la torre della chiesa loro” (GHIRARDACCI, II, 128)

1349 “Li frati di S. Giacomo finirono di fabricare la bellissima torre della loro chiesa che già fu cominciata sotto l'anno 1336. E questa torre fu fabricata sopra quattro pilastri da ogni parte posti in isola...” (GHIRARDACCI, II, p.192)

“Il campanile fu cominciato nel 1336... ed innalzato fino alle prime finestre nel 1349” (GUIDICINI, I, p. 174)

13 Agosto 1469 “ A dì 13 di Agosto il Martedì, il campanile della Chiesa di San Jacomo in strà San Donato si cominciò ad accrescere dalle seconde finestre andando in su, et fu finito di fare l'anno seguente a dì 19 di marzo...” (GHIRARDACCI, III, p.208, r. 25-27).

18 Ottobre 1469. “ ...fu finito di alzare dalle cornici in su il bel Campanile” (MASINI, I, p.174, in contrasto con la data del Ghirardacci della notizia precedente).

28 Dicembre 1504. Violento terremoto a Bologna; “rovinarono molti camini e si spezzarono due catene che tenevano congiunte insieme le volte della chiesa di San Jacomo, et la facciata di detta chiesa alquanto si aperse

et molte volte di detta chiesa si risentirono” (GHIRADACCI, III; p.333, r. 18-21).

2 Gennaio 1505. “per un forte terremoto la gexia de S. Iacomo chrepò le volte nove che sono in gexia e spesò la chiave de fero che mai fu vista tanta fortuna”

3 Gennaio 1505. Nuovo violento terremoto a Bologna; “ di nuovo si spezzò la catena della chiesa di S. Jacomo, crepò la volta spezzando un arco et in due luoghi aperse la facciata” (GHIRADACCI, III, p.333, r. 30-32)

“Per far la cuppola di travi di legno hebbe Pier Brenza lire 270 e 12 soldi. Questa tribuna o cuppola la gittò giù una saetta et rovinò un pezzo del nostro campanile... cadde a ore 4 di notte... Cagione che il monastero poi fece la cuppola alta e in volta con gli occhi vitrati che ora si vede che la fece il Terribilia...” (ASB, S. Giacomo, 122/1728,II, c. 80 r):

16 Agosto 1562. “La saetta rovinò un pezzo di campanile et atterrò la cupola sopra l’altare maggiore a hor due di notte...”; la cupola “fu ridotta nel stato che hora si trova per ser Trebilina architetto... (LANZONI, c.3 v).

18 Marzo 1565 Le campane di san Giacomo suonano a gloria per la creazione di due cardinali bolognesi, Ugo Buoncompagni e gabriele Paleotti, eletti sei giorni prima dal Pontefice Pio IV. Essendosi in questa occasione rotta la campana maggiore, i frati pensarono di rifonderla, come risulta dalla iscrizione ancora leggibile sulla campana stessa. Ne è autore Anchise Censori, che si firma in uno dei quattro poli della campana.

15 Dicembre 1695 I PP. Di S. Giacomo, radunati in Capitolo, deliberarono di fare riparare il campanile che “sopra pativa qualche rovina”, seguendo il consiglio di un perito che aveva consigliato porvi “qualche chiave di ferro grosso” (ASB, S. Giacomo, 120/1726, c. 78 v).

10 Giugno 1716. I PP., radunati in Capitolo di San Giacomo, deliberano di “por mano al risarcimento del campanile già da tempo proposto”, essendo già da ventidue anni obbligati a “desistere di suonare i doppi colle campane alzate” (ASB, S. Giacomo, 120/1726, c. 181 v).

1842 Si innalzarono sul campanile quattro nuove campane, quattro delle cinque campane piccole, opera di Gaetano Brighenti” (dalle iscrizioni sulle campane stesse).

1844 Il Priore Carlo Benelli fa fondere a proprie spese a Gaetano Brighenti una delle cinque campane minori di S. Giacomo. (dalla iscrizione sulla campana stessa).

Capitolo secondo

Le strutture in muratura: caratteristiche e strategie di modellazione

2.1 Cenni storici

La storia delle costruzioni ha coinciso per molti secoli con quella delle costruzioni in muratura. Un numero certamente molto più grande di edifici fu costruito in legno, particolarmente quelli non monumentali e meno impegnativi architettonicamente; ma di essi incendi, distruzioni e demolizioni hanno lasciato poca memoria.

La diffusione delle costruzioni in ferro ebbe inizio intorno al 1840, quasi insieme a quella del cemento armato. Le costruzioni che hanno durato secoli e ancora ci restano sono in grandissima parte in muratura; esse sono una delle più importanti testimonianze delle civiltà che si sono succedute.

La conoscenza delle tecniche costruttive del passato è base fondamentale per ogni intervento conservativo sull'eredità architettonica. È da sottolineare la difficoltà di idealizzare i comportamenti basilari per la modellazione strutturale di edifici esistenti in muratura, per la loro analisi strutturale e per la loro verifica di stabilità. A tali edifici raramente sono applicabili le idealizzazioni strutturali della trave, del telaio, della lastra piana, tipiche dell'ingegneria strutturale. Le forme stesse sono infatti diverse da quelle delle costruzioni moderne; anche solo per una prima comprensione del loro comportamento strutturale si dovrà fare ricorso a studi specializzati. Le verifiche della resistenza delle murature ebbero inizio nel '700 con prove sistematiche di resistenza a compressione sulle pietre (Gauthey nel 1773 per la chiesa di Sainte Geneviève a Parigi, poi Perronet), mentre ben precedenti erano state le prove sulle travi in legno (Galileo, 1638). Le prime teorie sulla resistenza degli archi e delle volte (P. de la Hire, 1695) iniziano poco prima delle famose discussioni del 1743 sulla stabilità della Cupola di S. Pietro da parte del Poleni (1748) e dei tre matematici Le Seur, Jacquier e Boscovich.

Da allora la modellazione e l'analisi hanno registrato importanti progressi. I metodi dell'equilibrio sono arrivati da Coulomb (1773) fino ai nostri giorni (Heyman, 1995).

Un fondamentale passo avanti si è poi verificato abbinando all'equilibrio la compatibilità delle deformazioni, per cui si cita simbolicamente solo Castigliano(1880). Ma il più acceso dibattito si è

aperto quando la tecnica degli elementi finiti ha spalancato i più ampi orizzonti alla comprensione e alla verifica delle complesse costruzioni del passato. Le applicazioni di tale potentissimo metodo, capace di adattarsi alle geometrie più complicate, vengono tuttora osteggiate nel campo in cui più possono essere preziose, quello delle antiche costruzioni in muratura. Particolare avversione viene mostrata all'applicazione di tale tecnica con modelli costitutivi elastico-lineari, invocando l'uso di leggi costitutive non lineari triassiali, senza le quali si sostiene che non è possibile comprendere il "vero" comportamento delle murature. Tali contestazioni sono spesso pretestuose, poiché ogni modellazione, anche la più complessa, è lontana dal vero ed è utile solo in un limitato campo di applicazione.

Gli studi dell'inizio degli anni '80 sulla cupola del Duomo di Firenze e quelle dell'inizio degli anni '90 sulla torre di Pisa e sul Duomo di Pavia, che si sono avvalsi di opportune analisi elastiche agli elementi finiti, hanno fornito preziose interpretazioni dei comportamenti strutturali e della formazione delle fessurazioni rilevate storicamente, e hanno previsto la distribuzione di conseguenti mutati stati di tensione ed il loro probabile progredire. D'altro canto, da tali modelli lineari "danneggiati" non ci si può attendere una definizione di meccanismi di collasso globali, ma solo l'eventuale evoluzione di condizioni di esercizio, e queste conoscenze sono ben preziose per le strutture costituite da materiali fragili come sono in gran parte le murature. È certamente diffusa una tendenza a idealizzare una costruzione "riempiendo" il suo volume con un materiale omogeneo ideale, caratterizzato da uno o più parametri, o magari con complesse leggi costitutive. La realtà è differente: le antiche costruzioni sono realizzate con materiali e tecniche diversi, hanno caratteri differenti in varie regioni e in varie epoche. Esse hanno spesso una loro struttura interna, sono associazioni di diversi materiali, collegati tra loro differentemente. È quindi preferibile abbandonare la sterile questione se una certa teoria sia vera o falsa per la muratura, ma chiedersi se quella teoria possa essere di qualche utilità nel modellare una certa complessa associazione di materiali e di elementi resistenti, per ottenere obiettivi limitati: gli obiettivi possono essere la previsione dei quadri fessurativi, il calcolo delle deformazioni o dei modi di vibrare; oppure, si possono ricercare meccanismi di collasso. Nei due casi le modellazioni ed i metodi saranno differenti.

È dunque opportuno che gli ingegneri trovino il coraggio di definire limiti di validità ed obiettivi per i differenti approcci ed algoritmi disponibili per lo studio strutturale degli edifici antichi. La stessa parola "muratura", con la quale si indicano troppe tecniche diverse, dovrebbe essere abbandonata ed essere sostituita da un "dizionario ragionato" per la modellazione numerica dei differenti tipi di muratura (Macchi, 1996 e

1997). Un'adeguata indagine, caso per caso, dei modi costruttivi (quella che in tedesco viene indicata come "*Bauforschung*") deve precedere qualsiasi modellazione.

2.2 Un dizionario ragionato di alcune tipologie murarie significative

2.2.1 Monoliti e megaliti

In tali strutture la resistenza della pietra è in genere sufficientemente alta perché semplici considerazioni di equilibrio e di azioni sul terreno siano sufficienti allo studio del comportamento statico. Tuttavia, anche i monoliti (obelischi) possono richiedere una verifica strutturale, particolarmente nel loro trasporto. I modelli lineari elastici con resistenza a trazione sono generalmente appropriati per il singolo monolite; limitazioni delle tensioni di trazione possono essere richieste, prestando attenzione all'eventuale anisotropia del materiale. L'anisotropia deve essere messa in conto anche nell'analisi dinamica. Attenzione deve tuttavia essere posta alla eventuale presenza di condizioni al contorno di tipo monolatero (ad esempio vincoli non reagenti a trazione), che potrebbero costituire un elemento di non linearità del problema. Se i monoliti sono fessurati, l'analisi lineare può essere utile nel verificare gli effetti di una precompressione o del rinforzo con barre o profilati metallici.

2.2.2 Strutture a blocchi lapidei senza connessione di malta

Esempi di tale tipo strutturale si trovano nelle mura ciclopiche (tecnica poligonale), nei templi etruschi e greci, in molti edifici romani, nei templi Hindu e cambogiani. La scuola francese di stereotomia ha poi portato ad eccellenza l'arte di lavorare elementi lapidei di geometria complessa e le loro giunzioni già praticata molti secoli prima.



2. 1 Mura Ciclopiche di Amelia



2. 2 Mura megalitiche di Arpino

Quando grandi blocchi lapidei sono sovrapposti senza interposizione di malta (come tra i rocchi delle colonne classiche), oppure quando tale interposizione deve essere trascurata per deterioramento della malta, un metodo appropriato sia per la verifica dell'equilibrio sia per l'eventuale verifica di resistenza, è quello di considerare i blocchi come corpi rigidi connessi da giunti monolateri che consentono il distacco e la rotazione reciproca e, superato un limite di attrito, anche lo slittamento reciproco dei blocchi.

Gli stati limite ultimi da verificare sono il ribaltamento, lo slittamento nei giunti (l'angolo di attrito statico può variare tra 22° e 40°), e la rottura per compressione se il materiale è debole. In dinamica (ad esempio per le verifiche sismiche) le ipotesi di blocchi rigidi e di assenza di trazione nei giunti corrispondono ad alcuni comportamenti osservati nei terremoti.

2.2.3 Muratura di blocchi lapidei squadrati con connessione di malta.

Nella letteratura internazionale la muratura di blocchi lapidei squadrati viene solitamente indicata con il termine inglese “*ashlar*”. Spesso questo tipo di muratura è realizzata con l'interposizione di giunti di malta. In nessun'altra tipologia vi sono altrettanti approcci differenti alla verifica di stabilità. La molteplicità è dovuta in parte alla grande varietà di tipi strutturali: da colonne, archi, archi rampanti, a volte di molteplici geometrie, cupole ed altre strutture tridimensionali.

Tuttavia, è piuttosto il differente obiettivo della verifica che dà luogo a differenti approcci: ad esempio la verifica in esercizio oppure allo stato-

limite ultimo, la considerazione di carichi permanenti oppure delle azioni sismiche.

Un primo insieme di metodi è basato su modelli elastico-lineari, che vennero prima usati per gli archi, e sono ora estesi ad elementi finiti bi- e tridimensionali.

Tali metodi devono tener conto di almeno due caratteristiche fondamentali: la presenza di due materiali (pietra e malta) e della scarsa resistenza a trazione della malta.

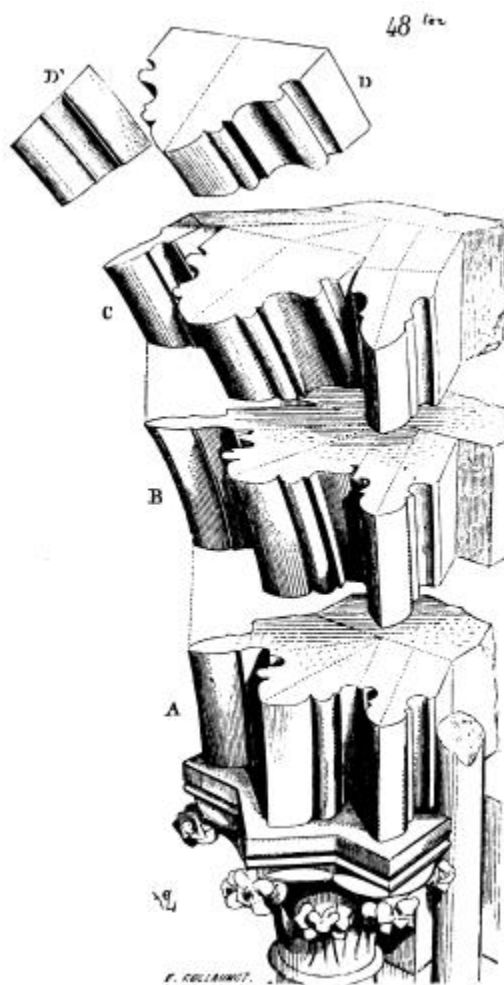
A. Castigliano applicando nel 1878 questo metodo al ponte sulla Dora a Torino (costruito da Mosca nel 1828) diede già due importanti suggerimenti, che possono tuttora essere usati:

- introdurre i giunti di malta fra i conci lapidei con la loro geometria ed un rapporto fra il modulo elastico E_p della pietra ed il modulo E_g del giunto ($E_p/E_g = 100$ nel suo caso);
- eliminare la parte in trazione della sezione del giunto, con un procedimento iterativo.

Tali procedure elastico-lineari con parzializzazione

consentono di verificare la resistenza, calcolare le deformazioni, prevedere la formazione di fessure e seguire la loro evoluzione per effetto di carichi, effetti termici o cedimenti differenziali delle fondazioni. Esse consentono di determinare la sezione efficace negli elementi monodimensionali quali ad esempio gli archi; tuttavia, le loro applicazioni a problemi bi- o tridimensionali hanno, se intese in modo rigoroso (ovvero considerando le diverse proprietà di pietra e malta) tutte le difficoltà di ogni micromodello.

Risultati di pratico interesse si possono però ottenere su muri, volte e cupole, utilizzando vari tipi di elemento, in particolare elementi “shell” e



2. 3 Particolare di una Cattedrale gotica

“*brick*”, con dei modelli elastico-lineari resi più realistici introducendo le esistenti fessurazioni passanti come sconnessioni iniziali (modello danneggiato). Tali modelli possono essere soddisfacenti anche in dinamica.

L’alternativa dei modelli non reagenti a trazione (“*no tension*”), in cui in senso generalizzato non si ammettono sforzi di trazione in nessuna direzione, pur essendo di notevole utilità ed efficacia nei problemi monodimensionali e in alcune classi di problemi bidimensionali, è spesso di scarso aiuto in quelli tridimensionali.

In particolare tale modello, così come un modello con limitata resistenza a trazione, se applicato su un unico materiale omogeneo con elementi finiti bi- e tridimensionali, introducendo un comportamento non lineare

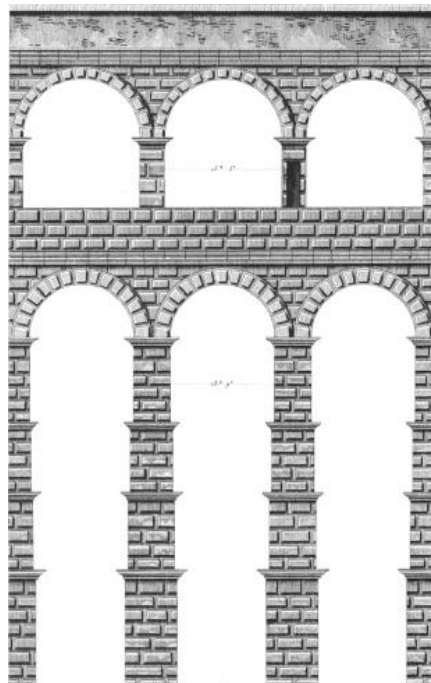
diffuso, ci sembra possa dar luogo a dubbi risultati, talora lontani da comportamenti reali caratterizzati dalla concentrazione della fessurazione in poche ampie lesioni.

Un insieme alternativo di metodi introduce solo le condizioni di equilibrio e ricerca i meccanismi di collasso plastico. Tali modelli corrispondono molto bene ai meccanismi di collasso degli archi isolati (Coulomb); tuttavia, anche sperimentazioni recenti su piccoli ponti in muratura (Hughes, 1997) hanno mostrato che i meccanismi plastici possono essere spesso preceduti da collassi di instabilità, a conferma di quanto possano essere importanti le non linearità geometriche nelle costruzioni in muratura. Tra i metodi dell’equilibrio deve classificarsi anche il metodo di ricerca del poligono funicolare-limite che si colloca all’interno del nocciolo d’inerzia delle sezioni trasversali (metodo di Méry).

Con tali metodi, nel caso di strutture complesse come quelle tridimensionali, possono essere studiati solo pochi schemi elementari, e gran parte delle situazioni reali restano indefinite.

2.2.4 Opus caementitium (conglomerato romano)

Un conglomerato di pietre irregolari legate da malta di calce è il più comune materiale usato dai romani per i muri più modesti, e per i muri



2. 4 Acquedotto di Segovia

destinati ad essere rivestiti. Se il legante era pozzolana, la malta possedeva buona resistenza e proprietà idrauliche. Nel Medio Evo tale materiale fu spesso realizzato anche con mattoni provenienti da macerie, e con calci aeree o leggermente idrauliche; la sua resistenza era molto bassa. Dalla ricerca sperimentale effettuata su numerosi blocchi recuperati dal crollo della Torre Civica di Pavia (costruita nel XI secolo, crollata nel 1989) risultò una resistenza media a compressione di 2,8 MPa, una resistenza caratteristica a compressione di 1,8 MPa, ed un modulo di elasticità secante di 2400 MPa.

Quando i muri hanno notevole spessore, la dimensione delle pietre e delle macerie che formano il conglomerato può essere considerata abbastanza piccola perchè sia ragionevole modellare il conglomerato come omogeneo ed isotropo.

Come per tutti i conglomerati, le prove di compressione possono mostrare un ramo discendente della curva sforzi-deformazioni con pendenza più o meno moderata; la dilatanza è comunque molto elevata, conseguenza della sensibile fatturazione interna. L'approccio più prudente è quello di considerare il materiale come fragile, senza fare molto affidamento sulla resistenza post-picco. Per tali strutture massicce l'analisi lineare elastica con elementi finiti tridimensionali può dare una informazione attendibile sullo stato di tensione e sul rischio di un collasso fragile per compressione. La formazione di fessure può essere eventualmente prevista confrontando la tensione principale di trazione con la resistenza a trazione convenzionale del conglomerato. La modellazione non lineare del materiale va svolta introducendo dei legami costitutivi che rendano conto del comportamento fragile. Come alternativa, metodi di iterazione elastici lineari con l'annullamento degli elementi collassati hanno dato risultati interessanti per le applicazioni (Binda et al., 1992). I modelli lineari elastici hanno anche dato risultati soddisfacenti in dinamica sotto piccole eccitazioni (Fanelli e Pavese, 1993).

È bene inoltre rilevare che la grande rigidità delle strutture massicce (un classico esempio sono i muri romani o medioevali) può richiedere la modellazione anche del terreno di fondazione.

2.2.5 Muri a più strati (multiple-leaf walls)

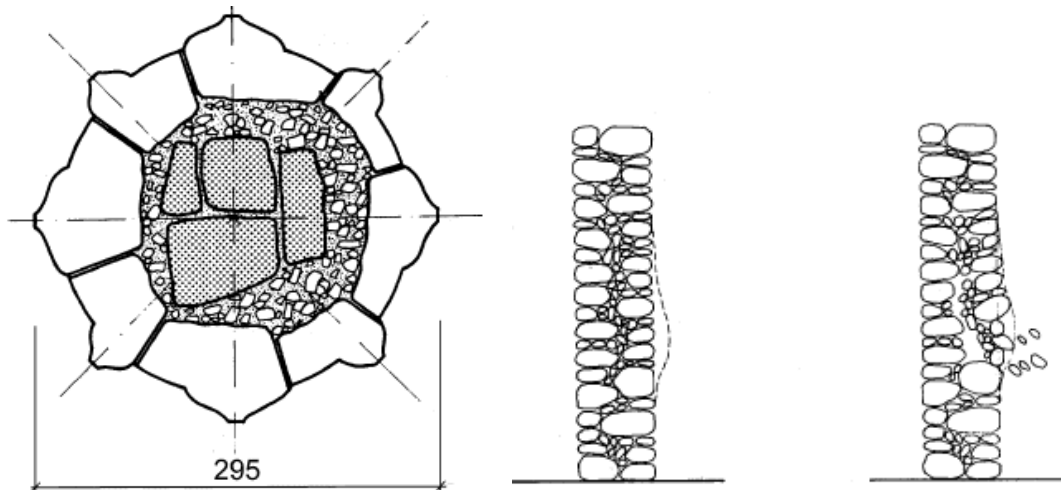
Due paramenti di pietra sbazzata o regolarmente squadrata (o di mattoni disposti in modo regolare) possono contenere un riempimento di conglomerato di pietre irregolari o mattoni spezzati legati da una malta; tale è frequentemente la struttura di massicci muri, torri, piloni di costruzioni antiche, medioevali e rinascimentali.

Si può quindi parlare in questi casi di muratura a tre strati.

In altri casi ci si trova in presenza di muratura costituita sostanzialmente da soli due paramenti aderenti (senza riempimento), debolmente interconnessi. Questa situazione è piuttosto frequente negli edifici con muratura in pietra, su buona parte del territorio italiano. La regola dell'arte vorrebbe che la costruzione di tali muri avvenisse con frequenti elementi di collegamento trasversale fra i due paramenti, costituiti da blocchi in pietra di sufficiente lunghezza da coprire la quasi totalità dello spessore del muro. L'assenza di tali elementi di collegamento trasforma la parete in un muro a doppio strato o "a doppia cortina" (Giuffré, 1993), in cui l'unico debole collegamento fra i due paramenti risulta essere dato dall'eventuale ingranamento dei blocchi dei due paramenti.

Sia nel caso di muri a tre che a due strati il comportamento meccanico è complesso e di difficile modellazione.

Considerando la muratura a tre strati, in molti casi i paramenti sono di pietra eccellente, rigida, ben lavorata, cosicché portano gran parte del carico, mentre il riempimento è debole e molto deformabile. Le deformazioni viscosi del riempimento, negli anni e nei secoli, hanno aumentato la concentrazione degli sforzi sui paramenti, che in certi casi hanno subito gravi fratturazioni, come nel caso dei piloni delle cattedrali di Milano e di Pavia.



2. 5 Sezione trasversale di un pilastro del Duomo di Milano

2. 6 Muratura a doppia cortina

Inoltre, i piloni di tali chiese, come pure i paramenti della Torre di Pisa e del Pantheon di Parigi, mostrano un dettaglio che è stato comune in molte costruzioni dal Medio Evo al XVIII secolo, e che può condurre ad erronee valutazioni della resistenza della struttura: i giunti orizzontali dei blocchi di paramento lapideo sono perfettamente spianati per una fascia esterna di

pochi centimetri (da 6 a 12) , mentre la parte rimanente è scalpellata grossolanamente. In tal modo l'apparenza dei giunti sul paramento è eccellente, con uno spessore di 2 - 3 mm, ma l'area effettiva che sopporta la compressione è limitata a un ristretto bordo; le tensioni di compressione su tale bordo possono essere molto prossime alla resistenza della pietra. Indagini locali sui giunti devono dunque essere preventivamente effettuate prima della modellazione di muri a tre strati. Un modulo elastico equivalente del paramento (notevolmente minore di quello della pietra) può essere ottenuto da prove con martinetti piatti.

Il muro a tre strati è stato studiato sperimentalmente (Egermann, 1993). Finché l'aderenza fra paramenti e riempimento è efficiente, i modelli lineari elastici sono soddisfacenti, tenendo conto del rapporto dei moduli elastici. I calcoli lineari sono risultati soddisfacenti anche in dinamica, per piccole eccitazioni. Tuttavia, quando i paramenti sono lapidei, il rapporto fra i moduli può variare da punto a punto: nel caso della Torre di Pisa i rapporti sono stati valutati variabili tra 5 e 16; nel caso dei piloni del Duomo di Pavia i rapporti adottati nel calcolo, sulla base delle tomografie soniche, sono stati variabili da 7 a 17.

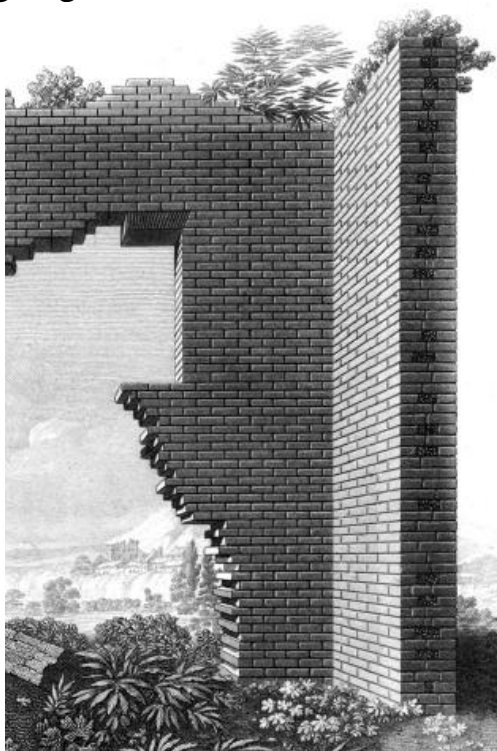
Allo stato limite ultimo possono verificarsi condizioni differenti da caso a caso. Se il riempimento è più rigido del paramento, un collasso fragile e improvviso si verifica quando è raggiunta la resistenza a compressione del riempimento.

Se invece sono più rigidi i paramenti, quando viene vinta l'aderenza fra gli strati il riempimento può plasticizzarsi, aumentare la sua deformazione laterale e premere lateralmente sui paramenti. I paramenti possono poi rompersi per pressoflessione o per instabilità. Entrambi i modi di rottura sono fragili, e devono essere prevenuti da una limitazione delle tensioni. La modellazione di questo tipo di rottura è molto complessa e non si è a conoscenza al momento di modelli sufficientemente affidabili. Una modellazione adeguata risulterebbe estremamente utile anche per lo studio degli interventi di rinforzo, quali ad esempio l'introduzione di barre metalliche che connettano i paramenti, e contrastino la pressione laterale dovuta alla dilatazione del materiale di riempimento.

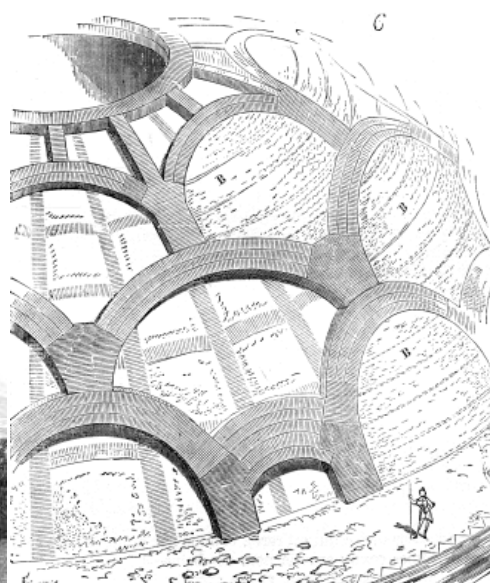
Anche il muro a doppia cortina, pur non avendo riempimento, può presentare la rottura per instabilizzazione o espulsione dei singoli paramenti, favorita da eventuali eccentricità dei carichi verticali sopportati dal muro (es. solai poggianti solo sul paramento interno).

2.2.6 Muratura di mattoni

La muratura è un insieme di mattoni posati secondo una specifica tessitura e collegati fra loro con malta. I giunti di posa sono di regola orizzontali, e a tale disposizione si riferiscono le modellazioni moderne correnti. Tuttavia, negli archi la disposizione più frequente dei giunti è normale all'asse longitudinale, e nelle volte e cupole si sono adottate talora disposizioni speciali tendenti a contrastare la formazione di lunghe fessure lungo i giunti.



2.7 Muratura di mattoni



2.8 Muratura del Pantheon di Roma secondo Viollet-le-Duc (1875)

La muratura di mattoni è correntemente usata anche attualmente, e criteri generalmente accettati per la modellazione e la verifica di sicurezza sono disponibili e riportati in norme nazionali e internazionali, da cui possono anche essere ricavate indicazioni su deformabilità e meccanismi di rottura. A tali problemi è dettagliatamente dedicata la seguente parte di questo capitolo sulle murature.

Malgrado la bassa resistenza a trazione di tale materiale composito, l'analisi strutturale è correntemente effettuata con metodi lineari elastici introducendo valori globali dei moduli elastici. Le verifiche vengono effettuate agli stati limite, con meccanismi convenzionali di rottura per compressione, flessione e taglio; le proprietà dei mattoni e della malta sono introdotte nella determinazione delle capacità di resistenza globali del "materiale" muratura.

È raro che vengano effettuate prove di laboratorio sistematiche su murature del passato. Per informazione indichiamo i due casi seguenti:

- resistenza a compressione cilindrica su cilindri di diametro 232 mm del tamburo del Duomo di Pavia (costruzione 1885 circa): media 3,5 MPa, caratteristica 2,5 MPa;
- resistenza a compressione ottenuta su 47 blocchi di muratura prelevati nel 1973 da un campione significativo di edifici civili di vari Sestieri di Venezia: media 2,8 MPa (Zuccolo, 1975).

Tali valori possono servire da indicativo invito alla prudenza nei casi di intervento. La regolarità di disposizione dei mattoni che deriva dalle apparecchiature correnti conferisce alla muratura proprietà ortotropiche, che influiscono in particolare sui meccanismi di resistenza al taglio. Tuttavia, talune speciali apparecchiature usate in antiche costruzioni, come lo “spinapesce” usato dal Brunelleschi per la Cupola di Firenze (Fig. 13.15), conferiscono alla muratura proprietà di isotropia, che meglio giustificano il semplice approccio generalmente usato. Particolarmente in tali casi l’analisi lineare con elementi finiti tridimensionali fornisce preziose indicazioni sul comportamento strutturale, l’identificazione dei punti deboli, la previsione dei quadri fessurativi, lo studio delle possibili evoluzioni della patologia (Chiarugi et al., 1993).

L’applicazione dell’analisi elastica tridimensionale alla Cripta della Colonia Güell di Gaudì (Roca, 1997) ha portato a comprendere la ragione delle fessure esistenti ed il vero comportamento di tale speciale struttura, progettata secondo un ideale schema funicolare. Per il modello “*no tension*”, anche nel caso della muratura di mattoni vale in sostanza quanto già detto più sopra per la muratura in blocchi di pietra squadrati.

2.2.7 Opus mixtum

In molte costruzioni Romane, mattoni e pietra vennero usati insieme in corsi alterni; in altri casi, pietre grandi e piccole furono associate o alternate nella medesima struttura. Tali complesse strutture possono essere modellate numericamente in micromodelli, oppure essere considerate semplicemente un materiale pseudo-omogeneo, a seconda degli obiettivi dell’analisi. Modelli lineari elastici, associati all’ipotesi della fragilità, possono essere utili, e talora sufficienti anche per verifiche di resistenza, come per altre murature.

2.2.8 Strutture in terra

Argille magre, o smagrite con inerte o con vegetali, talora miste a calce (*pisé* o *torquis*, *tapial* della Alhambra di Granada) possono essere messe in opera costipate entro casseforme, e costituire murature resistenti per secoli.

Non sono pochi i monumenti storici che ci sono pervenuti con questa tecnica. Prove meccaniche in sito possono fornire i parametri di deformazione e di resistenza necessari per la verifica di stabilità. Nell'analisi, tali materiali possono essere considerati dei conglomerati di modesta resistenza. Nell'Alhambra (muri del XIV secolo) la resistenza media a compressione è risultata 2,5 MPa, e la resistenza media a trazione 0,3 MPa (Torre Lopez, 1995).

Come si è potuto notare in quanto appena discusso, le strutture in muratura hanno assunto nel loro sviluppo storico forme e funzioni alquanto diverse: accanto agli edifici (di civile abitazione, pubblici, di culto, monumentali) si annoverano anche ponti, acquedotti, fortificazioni, strutture di sostegno o di contenimento.

Una discussione completa di tali forme strutturali e del loro comportamento meccanico richiederebbe uno spazio ben maggiore di quanto previsto in questo capitolo. D'altra parte, la quasi totalità delle nuove costruzioni in muratura è costituita da edifici, in quanto per le altre tipologie strutturali sono ormai preferite altre tecniche costruttive.

2.3 Modelli costitutivi

2.3.1 La muratura come materiale non omogeneo ed anisotropo

Le più importanti caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- la *disomogeneità*;
- l'*anisotropia*;
- l'*asimmetria* di comportamento rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione-trazione);
- la *non linearità* del legame sforzi-deformazioni.

La *disomogeneità* è dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti, che per particolari fenomeni chimico-fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli componenti. Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

L'*anisotropia* è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione. La quasi totalità delle murature moderne presentano elementi regolari disposti per corsi orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, laddove i giunti verticali sono invece sfalsati per "legare" meglio la muratura, come già descritto in precedenza.

L'*asimmetria* di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi, sia la malta, sia l'interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione. Un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia, che in molti casi presenta una resistenza a trazione più bassa e più aleatoria di quella dei singoli componenti. È su queste basi che la muratura viene modellata frequentemente come materiale non reagente a trazione.

Infine, la *non linearità*, che può essere vista in parte come un risultato di alcune delle caratteristiche sopra elencate, caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia in compressione, sia in trazione, sia in stati di sollecitazione composti.

Per le applicazioni non è sempre possibile né necessario tenere in conto tutte le caratteristiche sopra elencate. In particolare, nella prassi progettuale si utilizzano modelli in cui il materiale viene idealizzato come un continuo omogeneo *equivalente* al materiale non omogeneo di riferimento, e l'anisotropia viene tenuta in conto in modo estremamente semplificato, se non addirittura trascurata. In diversi casi, in funzione del tipo di applicazione e del livello di sollecitazione, può anche essere lecito trascurare la non linearità del materiale utilizzando i modelli dell'elasticità lineare.

Si ritiene opportuno comunque sottolineare una importante conseguenza del carattere non omogeneo, o composito, della muratura. Tale conseguenza consiste nella necessità di distinguere fra le grandezze meccaniche *macroscopiche* o *medie* o *nominali*, e le grandezze *locali*, laddove fra le grandezze di interesse si possono far rientrare in particolare gli sforzi, le deformazioni e i parametri del legame costitutivo.

Nonostante questa distinzione sia stata evidenziata sin dai primi studi sulla muratura, il frequente e giustificato ricorso a schematizzazioni basate su un materiale omogeneo equivalente (isotropo o anisotropo) può far dimenticare questa realtà, per cui non infrequenti sono in letteratura i modelli che, in modo equivoco, fanno uso di grandezze medie o macroscopiche unite a criteri di rottura di tipo locale, cioè riferiti a proprietà dei singoli materiali costituenti. Una definizione rigorosa dal

punto di vista meccanico e matematico di continuo omogeneo equivalente e della relazione fra grandezze medie o macroscopiche e grandezze locali non è un problema di banale soluzione. Recenti studi (si citano, fra altri, Papa e Nappi, 1993, Gambarotta e Lagomarsino, 1997), hanno cercato di affrontare il problema applicando alla muratura le tecniche sviluppate per lo studio dei materiali compositi (tecniche di omogeneizzazione). In generale l'approccio matematico all'omogeneizzazione non è unico e i diversi approcci presentano un diverso grado di complessità matematica (si rimanda ad Anthoine, 1995, per una discussione dettagliata con riferimento alla muratura). In quest'ambito ci si può limitare ad una definizione qualitativa. La definizione di un materiale omogeneo *equivalente* ha senso quando il campione di materiale ha dimensioni tali per cui in esso sono contenute parecchie eterogeneità, e la dimensione delle stesse, rapportata alle dimensioni del campione, è quindi molto piccola.

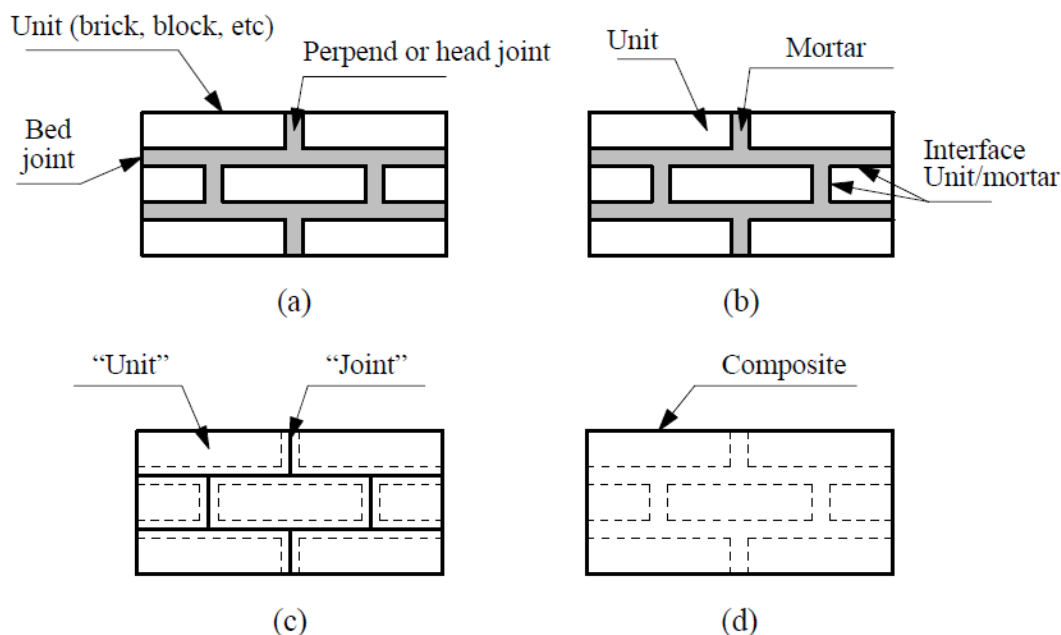
2.3.2 Micro- e macro-modeling

La muratura è un materiale che esibisce proprietà distinte in base alla direzione che si considera, a causa dei giunti di malta che agiscono come piani di debolezza. In generale, si possono seguire diversi approcci per modellare la muratura da un punto di vista numerico. A seconda del livello di accuratezza desiderato è possibile utilizzare le seguenti strategie di modellazione:

- Micro-modellazione dettagliata: i mattoni e la malta nei giunti sono rappresentati da elementi continui, mentre l'interfaccia malta-mattone è rappresentata da elementi discontinui;
- Micro-modellazione semplificata: mattoni espansi sono rappresentati mediante elementi continui, mentre il comportamento dei giunti di malta e dell'interfaccia mattone malta sono concentrati in elementi discontinui.
- Macro-modellazione: mattoni, malta e interfaccia malta-mattone sono descritti mediante elementi continui equivalenti.

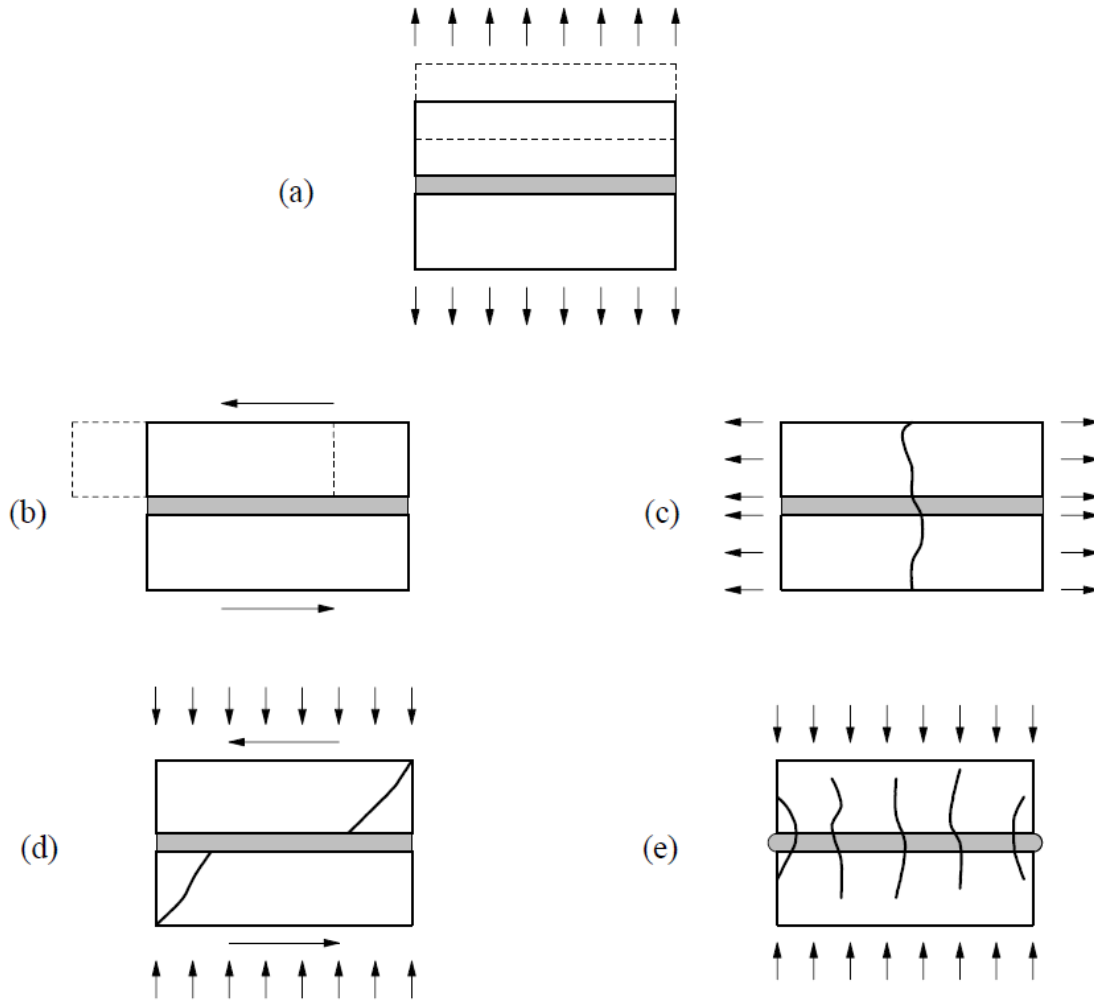
Nel primo approccio, il modulo di Young, il rapporto di Poisson ed eventualmente le proprietà non elastiche dei mattoni e della malta sono tenuti in conto. L'interfaccia rappresenta una potenziale superficie di scorrimento. Questo tipo di approccio permette di mettere a fuoco le azioni che si scambiano mattoni, malta ed interfaccia mattoni-malta. Mediante il secondo approccio ogni giunto, che consiste in un mattone e due interfacce malta mattone, è concentrato in una interfaccia media dove i mattoni sono espansi per mantenere la geometria invariata. La muratura è quindi considerata quindi come una serie di blocchi elastici circondati da una

potenziale superficie di scorrimento in corrispondenza dei giunti. Rispetto al precedente approccio si perde in accuratezza dal momento che l'effetto Poisson della malta non viene considerato.



2. 9 a) Elemento modulare di un pannello di muratura b) Micro- modellazione dettagliata, c) Micro- modellazione semplificata, d) Macro- modellazione

Il terzo approccio non fa distinzione tra mattoni e giunti ma tratta la muratura come un continuo omogeneo e anisotropo. Una strategia non può essere preferita sulle altre perché diversi sono i campi di applicazione per i micro- e macro-modelli. L'approccio della micro-modellazione deve essere preferito se si vogliono avere maggiori informazioni circa il comportamento locale delle strutture in muratura. Questo tipo di modellazione è maggiormente indicato per lo studio di dettagli costruttivi. Un approccio mediante macro-modellazione è più pratico dal punto di vista computazionale. Questo tipo di modellazione rappresenta un buon compromesso tra accuratezza ed efficienza computazionale. Sia una micro che una macro-modellazione della muratura richiedono una buona conoscenza delle proprietà meccaniche dei mattoni e delle malte, conoscenza che si può apprendere mediante indagini sperimentali. Tuttavia le proprietà della muratura sono influenzate da una grande varietà di parametri, tra cui le proprietà dei mattoni e delle malte, geometria dei letti di malta, anisotropia dei mattoni, dimensioni dei mattoni, larghezza dei giunti, stato di degrado, età e condizioni ambientali. A causa di tutte queste diversità soltanto recentemente la comunità scientifica ha mostrato interesse nei confronti di sofisticate modellazioni numeriche.



2. 10 principali meccanismi di rottura che caratterizzano la muratura

Una micro-modellazione accurata deve essere capace di riprodurre tutti i principali meccanismi di rottura che caratterizzano la muratura, come (a) rottura dei giunti per trazione, (b) scorrimento lungo i letti o i giunti di testa a bassi valori della tensione normale, (c) rottura dei mattoni per trazione diretta, (d) fessurazione diagonale per trazione nei mattoni, per valori di tensione normale sufficienti per sviluppare attrito nei giunti, (e) crisi della muratura con rottura dei mattoni per trazione indiretta causata dalla dilatanza della malta per elevati valori di tensione normale. È chiaro che i meccanismi (a,b) interessano i giunti, il meccanismo (c) interessa i mattoni, i meccanismi (d,e) interessano contemporaneamente malta e mattoni.

I meccanismi di rottura che si distinguono sia in base al tipo di caricamento che in base al livello tensionale hanno portato alla definizione di modelli costitutivi di tipo composito, di non semplice formulazione matematica e che non sempre si prestano per essere implementati nei più comuni codici di calcolo agli elementi finiti.

2.4 Approccio metodologico nello studio del campanile di San Giacomo Maggiore

In questo lavoro di tesi, si è cercato di utilizzare un approccio semplificato nello studio del comportamento strutturale del campanile di San Giacomo. Non potendo tenere conto di tutte le variabili necessarie per una definizione completa della struttura in tutte le sue peculiarità, si è cercato di utilizzare un approccio di tipo parametrico, cercando di sfruttare tutte le informazioni a disposizione e laddove c'era scarsità di informazioni si è cercato di avanzare delle ipotesi coerenti con la tipologia di struttura analizzata.

La metodologia utilizzata può essere sintetizzata nei seguenti passi:

- Indagine storica;
- Rilievo geometrico della struttura;
- Rilievo dello stato di danno attuale della struttura;
- Individuazione delle proprietà geometriche e meccaniche dei materiali costituenti i paramenti murari;
- Modellazione della struttura mediante l'ausilio di codici di calcolo agli elementi finiti;
- Analisi statiche lineari e dinamiche sui modelli costruiti;
- Confronto dei risultati ottenuti con le varie analisi modificando i parametri in gioco.

Sono tuttora in corso ricerche storiche sul campanile di San Giacomo, di cui ad oggi vi sono poche frammentarie notizie riportate nei testi. Per questo sono stati in questi ultimi tempi incentivati gli studi, di cui costituiranno una preziosa fonte le memorie di Cherubino Ghirardacci, monaco Agostiniano vissuto nel 1500, nonché le testimonianze depositate nell'Archivio Storico Bolognese nella sezione dedicata a San Giacomo Maggiore. Una indagine storica è fondamentale in questo tipo di studi, per conoscere le fasi costruttive del campanile e delle strutture adiacenti, nonché per ricostruire lo stato di danno della struttura a seguito di eventi catastrofici che si sono susseguiti nei suoi ormai sette secoli di vita.

Si ritiene inoltre di fondamentale importanza ricostruire un quadro degli interventi di manutenzione che si sono susseguiti negli ultimi decenni al fine di valutarne l'efficacia e di confrontare lo stato attuale della struttura a fronte degli interventi svolti. Sul resoconto di questi confronti può essere possibile prevedere dei nuovi interventi di restauro, ove necessari, o prevedere degli interventi di monitoraggio continuo dello stato tensionale e deformativo della struttura. Un lavoro di questo tipo è stato intrapreso in questa tesi, dove si riportano i dettagli tecnici degli ultimi interventi di

restauro eseguiti dalla Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna, negli anni che vanno dal 1989 e 1992. In occasione di tali interventi, il Direttore dei Lavori, l'Architetto Germana Aprato, si è avvalsa anche del parere dell'Ing. PierVincenzo Righi, docente di Geotecnica presso l'Università di Bologna, per effettuare delle indagini in situ volte alla caratterizzazione dello stato di fatto delle fondazioni della chiesa di San Giacomo, con particolare riferimento alle fondazioni del campanile.

A sostegno delle analisi strutturali assume anche una rilevanza fondamentale il rilievo di dettaglio della geometria dei paramenti che costituiscono la struttura, ponendo particolare attenzione anche a riguardo dei nodi critici in cui la struttura interagisce con le adiacenti cupole sopra l'altare e l'abside. Un rilievo geometrico di dettaglio è stato eseguito, sempre in occasione degli ultimi lavori di restauro, dal Geometra Poluzzi e dall'Architetto Meneghini della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna; tale rilievo, messo gentilmente a disposizione ha costituito la base per le successive modellazioni agli elementi finiti.

Contemporaneamente al rilievo dettagliato della geometria della strutture, una attenta e critica osservazione è stata fatta riguardo i paramenti murari della struttura con particolare attenzione rivolta alla geometria dei mattoni e dei giunti malta-mattone, che possono fornire delle preziose informazioni eventualmente sull'epoca costruttiva e sulla tecnica di realizzazione della muratura; alle immorsature tra i vari paramenti, fondamentali per studiare il grado di vincolamento offerto dai paramenti sulle volte.

Un rilievo dei quadri fessurativi attuali e ripresi nel corso di interventi di restauro precedenti è di fondamentale importanza per ricostruire le tipologie di dissesto che hanno interessato o che interessano tuttora la struttura. A tal proposito si è posta particolare attenzione laddove i paramenti risultavano essere ripresi con l'aggiunta di mattoni risalenti in maniera molto evidente ad epoche più recenti, come è risultato in corrispondenza della volta al di sotto della cella campanaria.

Nello studio degli edifici in muratura, specie se appartenenti al patrimonio culturale ed architettonico, è necessario svolgere delle indagini volte ad individuare le caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono la struttura, i mattoni, le malte, i materiali di riempimento.

Purtroppo non sono state eseguite allo stato attuale delle indagini sui materiali del campanile, per questo si è ragionato in analogia con le prove che si sono svolte sui materiali che costituiscono la Torre Asinelli, su cui sono state svolte indagini abbastanza recenti in occasione di importanti interventi di restauro.

Sulla base dei rilievi geometrici messi a disposizione sono stati realizzati dei modelli tridimensionali con software CAD. Il modello tridimensionale realizzato con CAD è stato importato sul software agli elementi finiti Straus7 su cui sono state svolte diverse analisi, sia statiche che dinamiche. I modelli tridimensionali sono essenzialmente due, uno di tipo preliminare che non tiene conto della interazione con le strutture adiacenti e con le strutture di fondazione; un modello tridimensionale globale che tiene conto della interazione con le strutture adiacenti, la cupola sopra l'altare, la volta del coro e la adiacente volta a crociera del peribolo absidale. Sulla base del modello preliminare sono state variate le condizioni di vincolamento sui pilastri, al fine di valutare gli effetti sulla struttura di eventuali cedimenti differenziali.

Il confronto tra i vari modelli è stato effettuato sulla base della osservazione degli stati tensionali risultanti nelle varie analisi, per quanto riguarda le analisi statiche lineari. L'analisi dinamica modale effettuata sulle due diverse modellazioni ha mostrato quanto sia fondamentale l'interazione delle strutture adiacenti nella definizione delle caratteristiche dinamiche della struttura. Ulteriori utili informazioni potrebbero provenire da indagini in situ di tipo dinamico, volte ad individuare sperimentalmente i periodi propri e le forme modali della struttura. Indagini di questo tipo non sono ancora state svolte sulla struttura, ma se ne sottolinea l'utilità, poiché sulla base delle evidenze sperimentali può essere possibile calibrare i modelli agli elementi finiti da sottoporre ad ulteriore indagine al fine di prevedere eventuali meccanismi di collasso o effettuare analisi di vulnerabilità sismica.

Di particolare interesse in relazione agli effetti provocati risulta anche l'analisi dinamica svolta sulla struttura soggetta al moto oscillatorio delle campane, il cui moto è stato simulato schematizzando le campane stesse come pendoli in grande oscillazione. I dettagli delle analisi svolte saranno esposti nei successivi capitoli, cui si rimanda per avere delle informazioni più esaurienti sul tipo di analisi svolta e sui risultati ottenuti dalle varie modellazioni agli elementi finiti.

Capitolo terzo

Rilievo geometrico e dei quadri fessurativi

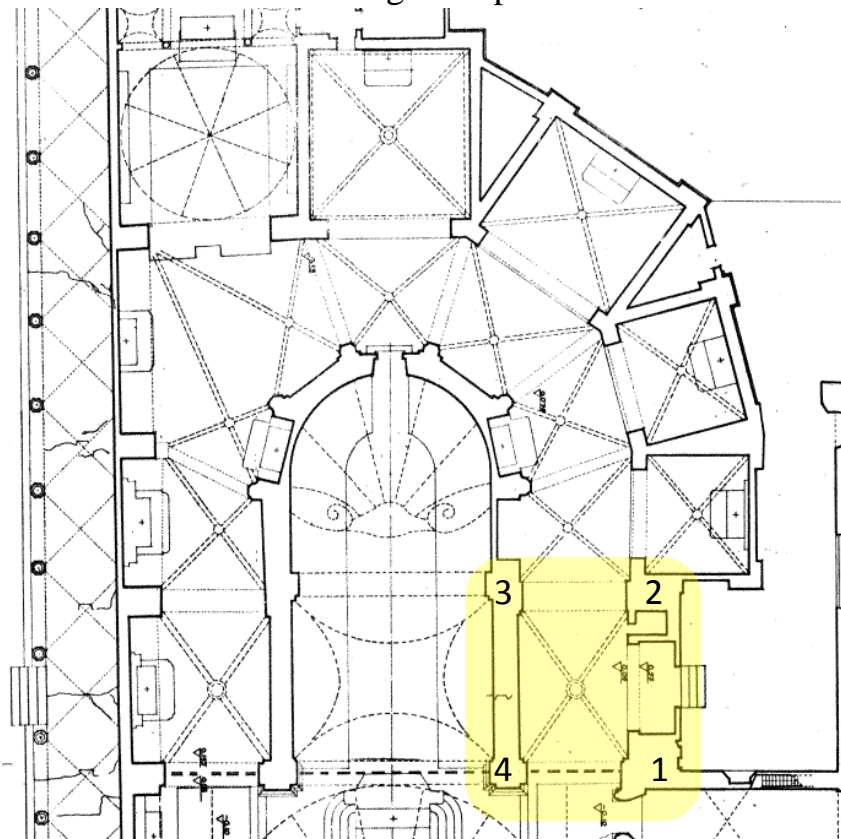
3.1 Il rilievo geometrico del Campanile di San Giacomo Maggiore

Per poter studiare il comportamento strutturale del campanile è necessario avere un rilievo dettagliato della geometria della struttura stessa. È stato messo a disposizione un rilievo geometrico del campanile risalente alla fine degli anni '80. Il rilievo è stato realizzato dal Geometra Marco Poluzzi e dall'Architetto Daniele Meneghini della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna, Modena e Reggio Emilia, in occasione di importanti interventi di restauro che si sono svolti nei primi anni '90. Gli elaborati grafici sono stati realizzati in scala 1:50 e sono stati resi disponibili su supporto cartaceo.

Di seguito si farà riferimento a tali elaborati grafici per mettere in evidenza le caratteristiche geometriche peculiari della struttura.

Dalle misurazioni effettuate il campanile ha un'altezza di m. 55,08 rispetto al piano di calpestio del peribolo absidale.

La struttura poggia su quattro pilastri del peribolo absidale, di cui uno costituisce l'antico pilastro



2. 5 L'abside e il peribolo absidale della Chiesa di San Giacomo, posizione del basamento del campanile

di testata della Chiesa (Pilastro 1). Si sono riscontrate delle notevoli difficoltà nella individuazione della sezione resistente di detti pilastri, in quanto essi risultano ben integrati nel tessuto murario del resto della struttura.

In particolare i paramenti dei pilastri 3 e 4 risultano essere nascosti da una antica cappella poi chiusa successivamente, che separava il peribolo absidale dall'area situata dietro l'altare principale, sede del coro.

Il pilastro 2 è coperto da un rivestimento in camorcanna che serviva per occultare la vista della botola che costituiva il vecchio accesso al campanile. Per lo stesso motivo non è di facile individuazione la dimensione del pilastro 1, per motivi che saranno a breve più chiari.

I quattro pilastri sono sormontati da quattro archi a sesto acuto, in perfetto stile gotico, dei quali non è stato semplice individuarne le dimensioni in quanto non riportati nel rilievo geometrico, e non visibili a causa degli interventi di restauro che la struttura ha subito nel tempo.

I quattro archi a sesto acuto sono di fondamentale importanza statica in quanto è su di essi che si scarica l'enorme peso dei paramenti murari del campanile.

in occasione di un intervento di ripristino all'arco 14, che sormonta i pilastri che portano lo stesso indice è stato, è stata conferita una forma a tutto sesto. Tuttavia è ad oggi visibile la vecchia conformazione



dell'arco, come documentata l'immagine riportata di fianco.

2. 6 Arco 14 con particolare evidenza alla nuova conformazione a tutto sesto.

L'arco 34 è visibile sul paramento murario adiacente ai pilastri 3 e 4.

L'arco 12 è invece visibile scendendo attraverso la vecchia botola di accesso al campanile.

L'unico arco che resta individuato nella sua originaria forma è l'arco 23, come è possibile osservare guardando l'immagine riportata di fianco.

I quattro pilastri insieme agli archi ad essi adiacenti sorreggono una volta a crociera, con costoloni di rinforzo. Le

dimensioni della volta hanno tratto in inganno nella valutazione della sezione resistente dei pilastri.

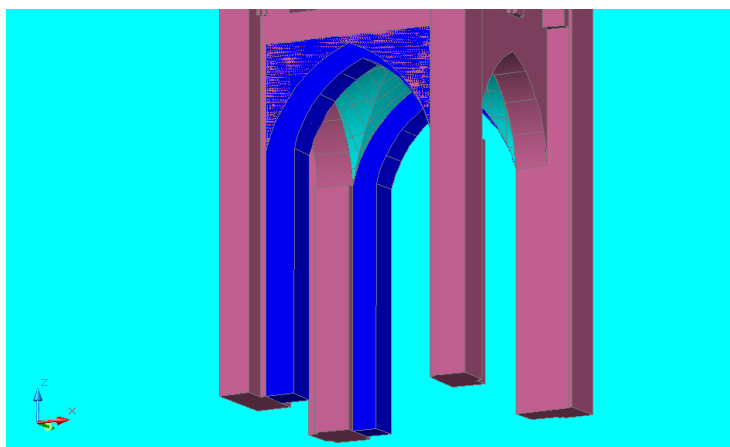
Infatti i vertici 2 e 3 della volta coincidono con l'imposta dell'arco 12, ed analogamente i vertici 3 e 4 coincidono in maniera intuitiva con l'imposta dell'arco 34. Sugli altri due lati invece i profili delle unghie della volta non convergono in maniera simmetrica negli archi a sesto acuto 12 e 34. In particolare i vertici 2 e 3 della volta coincidono rispettivamente con le imposte 2 e 3 degli archi a sesto acuto, mentre sul lato opposto i vertici 1 e 4 della volta sono



2. 7 Arco 34 che sovrasta i pilastri 3 e 4 del campanile

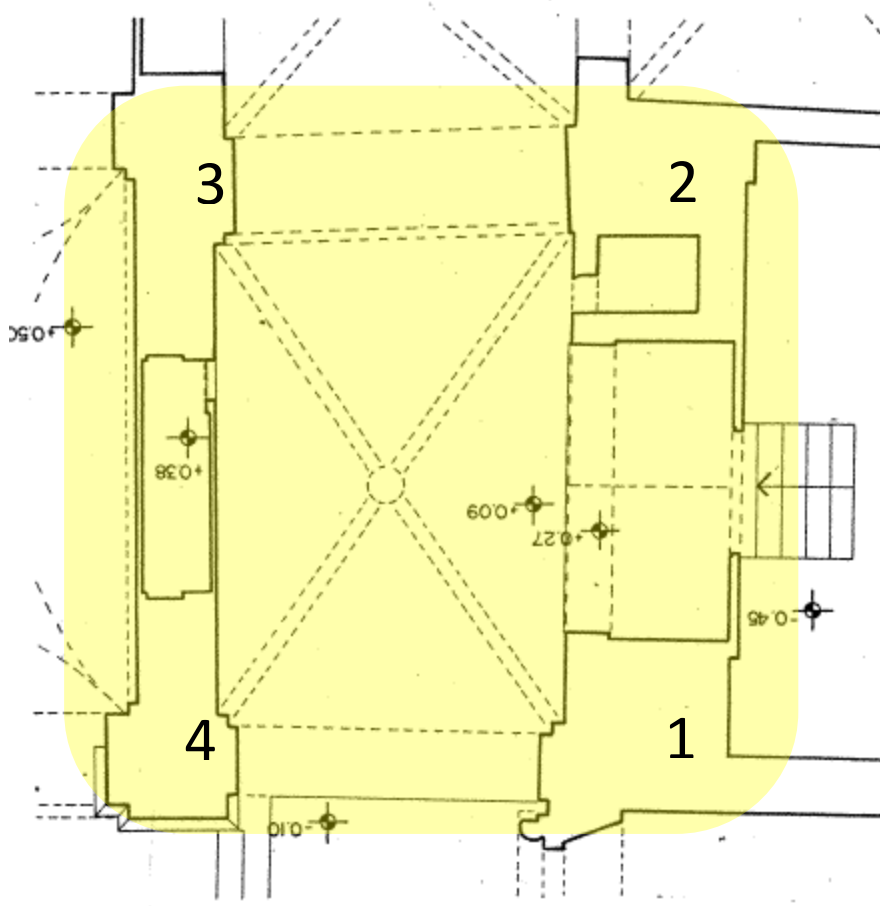


2. 8 Arco 23 impostato sui pilastri 2 e 3 del campanile



2. 9 Restituzione tridimensionale del basamento del campanile

spostati di circa 1 metro rispetto alle imposte 1 e 4 degli archi 12 e 34. In base alle osservazioni appena fatte è stato possibile quindi fornire una stima abbastanza accurata della dimensione degli elementi resistenti.



2. 10 Individuazione della sezione resistente dei pilastri di base del campanile

Sulla base delle considerazioni fatte in precedenza è stata quindi individuata la sezione dei pilastri:

- Pilastro1: m. 2,20x1,60;
- Pilastro2: m. 2,20x1,50;
- Pilastro3: m. 1,18x2,20;
- Pilastro4: m. 1,18x2,20.

La disposizione dei pilastri alla base lascia intuire come la sezione della torre campanaria non possa essere perfettamente rettangolare, come è possibile osservare guardando una qualunque sezione orizzontale ad una quota più elevata rispetto a quella di calpestio del peribolo.

Si riporta di seguito una sezione longitudinale della torre campanaria.

Capitolo terzo

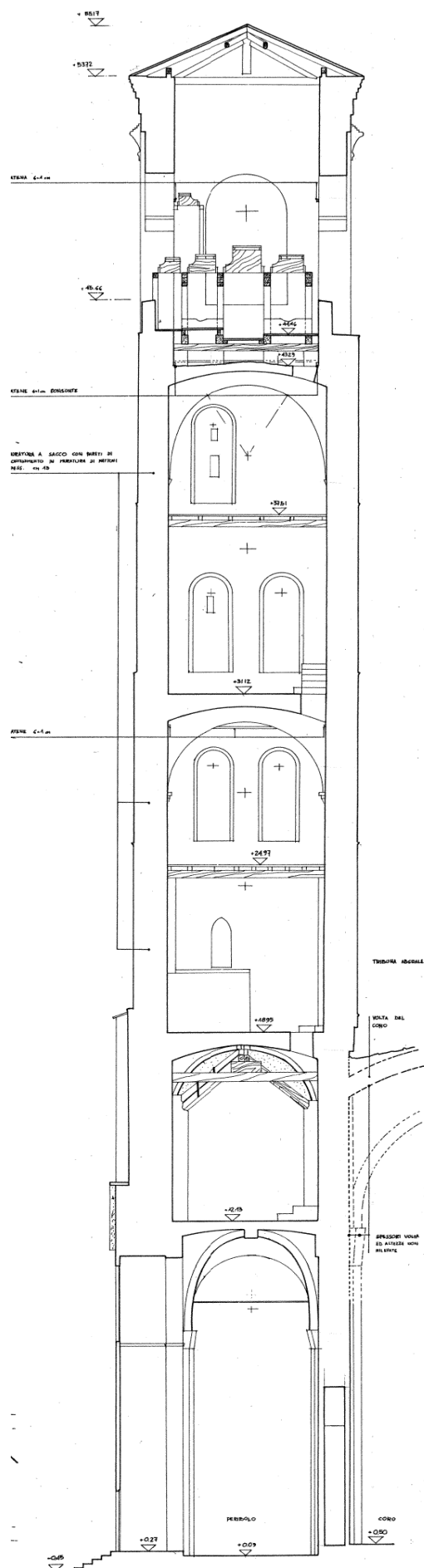
La sezione è presa in corrispondenza della mezzeria degli archi a sesto acuto 12 e 34. La quota più bassa rappresentata è relativa al piano di calpestio del peribolo absidale, cui è assegnata una quota pari a m. 0,09.

La struttura, che presenta un'altezza pari a m. 55,08 rispetto al piano di calpestio del peribolo absidale, può essere suddivisa in quattro vani:

- **Vano di accesso:** da quota 12,13 m a quota 18,95 m;
- **Secondo vano:** da quota 18,95 m a quota 31,12 m;
- **Terzo vano:** da quota 31,12 m a quota 43,29;
- **Cella campanaria:** da quota 43,29 m a quota 55,17m.

Il vano di accesso è separato dal secondo vano attraverso una volta a crociera con costoloni di rinforzo. L'accesso al secondo vano è permesso mediante una apertura nella volta a crociera, attraversata da una scala in legno.

Una volta a vela separa il secondo vano dal terzo. La presenza della volta a vela, unica in tutta la torre campanaria, ha fatto pensare che risalga ad un'epoca successiva rispetto a quella in cui la torre è stata edificata. A tal proposito un aspetto che da conforto a questa ipotesi è costituito dalla differente forma e colorazione dei mattoncini che la costituiscono. La



2. 11 Sezione longitudinale

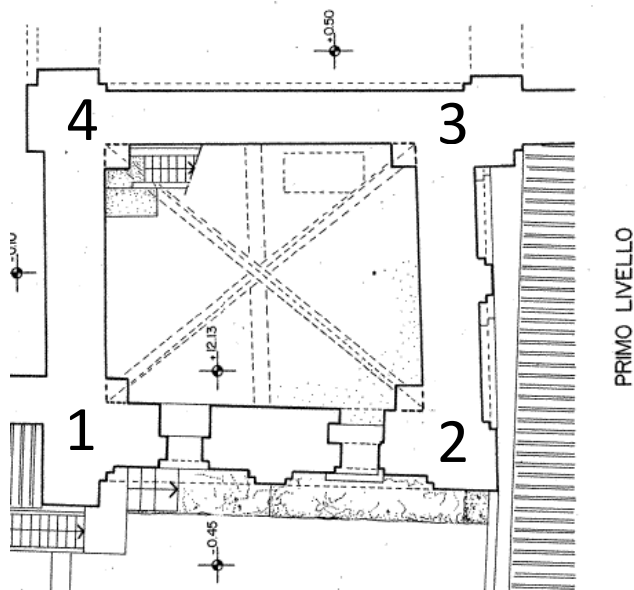
volta a vela è l'unica a presentarsi ricoperta da uno strato di intonaco.

Al di sopra del terzo vano è situata infine la cella campanaria; i due ambienti sono suddivisi da una volta a crociera.

La cella campanaria che si presenta molto ampia al suo interno presenta in corrispondenza degli angoli delle evidenti immorsature per una volta a crociera, non più realizzata.

Infatti la copertura è realizzata seguendo lo schema classico delle coperture in legno, mediante travi di legno diagonali, su cui poggiano dei travetti di dimensioni inferiori. Sopra i travetti quindi è messo in opera un tavolato di legno su cui poggiano i coppi in argilla della copertura.

La sezione al primo livello è tratta ad una quota di poco superiore rispetto al piano di calpestio del vano di accesso, il quale è situato a quota 12,13 metri.



2. 12 Sezione trasversale a quota 12,50 m dal piano di calpestio del peribolo absidale

Per tutta l'altezza del vano di accesso i paramenti murari 14 e 34 si "affacciano" nell'interno della chiesa. In particolare il paramento 34 guarda verso il coro, situato immediatamente dietro all'altare principale, mentre il paramento murario 14 guarda verso la navata della chiesa all'altezza dell'organo. I paramenti 12 e 23 invece sono visibili dall'esterno. In particolare in corrispondenza del paramento 12 è situato l'accesso al campanile, che avviene in corrispondenza della apertura vicina al pilastro 1. Entrambe le aperture sono chiuse da un arco a sesto acuto. In corrispondenza della apertura vicina al pilastro 2 invece è presente una botola di forma rettangolare che costituiva il vecchio accesso al campanile, ad oggi non più praticata.

A questo livello i paramenti murari, escludendo le lesene in corrispondenza dei paramenti 12 e 23 risultano:

- **Paramento 12:** 1,15m;
- **Paramento 23:** 1,05m;

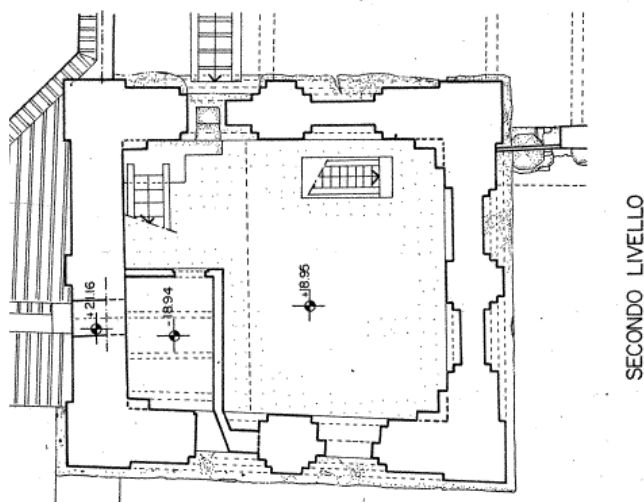
- **Paramento 34:**
0,95m;
- **Paramento 14:**
1,05m.

La sezione al secondo livello è tratta ad una quota pari a 21,16 metri. Sui paramenti murari 12, 23 e 34 a partire da quota 19,7 m compaiono sui paramenti murari le prime aperture a tutto sesto. Sul paramento 14 non vi sono aperture a questa quota dal momento che a questo livello il paramento si affaccia parzialmente sugli interni della chiesa.

Infatti dalla piccola monofora a quota 21,16 metri si scorge uno degli archi su cui poggia la cupola sopra l'altare, nonché la cupola stessa.

I paramenti murari a parte la presenza delle coppie di monofore, presentano un lieve assottigliamento della sezione, che è maggiormente evidente nel paramento 12 dove si passa da 1,15m a 1,00m:

- **Paramento 12:**
1,00m
- **Paramento 23:**
1,00m;
- **Paramento 34:**
0,95m;
- **Paramento 14:**



2. 13 Sezione trasversale a quota 19,60 m dal piano di calpestio del peribolo absidale



2. 14 Vista dell'arco su cui grava la cupola sopra l'altare principale dall'apertura presente sul paramento murario 14 del campanile

0,95m.

È utile fare una considerazione a riguardo delle monofore a tutto sesto presenti sulla facciata in prospettiva di quella che sarà la modellazione successiva agli elementi finiti. Le monofore risultano allo stato attuale essere tamponate, anche se è evidente, osservando la diversa fattura dei mattoncini e l'inesistenza di immorsature nei paramenti, che comunque le tamponature risalgano ad un'epoca successiva all'edificazione della torre campanaria.

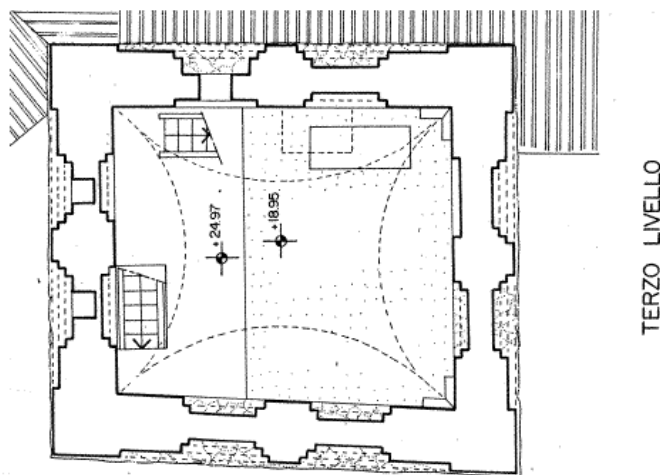
Dal secondo vano è possibile accedere al sottotetto dell'abside, al di sopra della volta del coro, dove si sono riscontrate importanti informazioni riguardo il comportamento strutturale della torre vista anche in funzione della interazione con le adiacenti strutture



della chiesa, cui il campanile è annesso.

2. 15 Il campanile visto dal sottotetto dell'abside, al di sopra della volta del coro

Dal sottotetto dell'abside è stata riscontrata una forte pendenza, che si avverte già ad occhio nudo, della quale tuttavia non si trova riscontro in elevazione. Si è ipotizzato che la pendenza visibile sia dovuta o a difetto di costruzione, cui si è cercato di rimediare subito nel corso della costruzione, oppure dovuto a cedimenti immediati della fondazione, risalenti comunque all'epoca della costruzione, cui non vi è stato seguito. La struttura tuttavia in corrispondenza dello spigolo 3 presenta una lieve fuori piombo che è stata stimato essere di



2. 16 Sezione trasversale a quota 25,70 m

circa l'1%.

Gli spessori dei paramenti murari restano costanti passando dal secondo al terzo livello, a quota 26,00 metri circa, dove anche sul paramento 14 compaiono le aperture a tutto sesto analoghe a quelle presenti sui restanti prospetti.

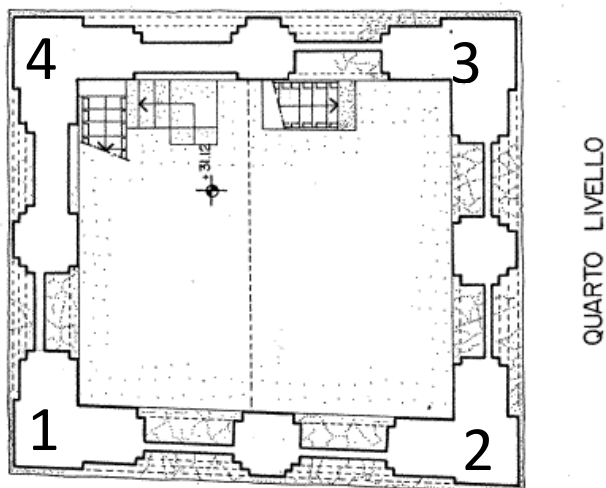
Passando al quarto livello ad una quota superiore un metro rispetto al piano di calpestio del terzo vano, a circa 32,12 metri si osserva un ulteriore assottigliamento dei paramenti murari. Nei punti in cui non sono presenti aperture, ed escludendo la lesena centrale interposta tra le due monofore lo spessore dei paramenti murari risulta:

- Paramento 12: 0,90 m.;
- Paramento 23: 0,90 m.;
- Paramento 34: 0,90 m.;
- Paramento 14: 0,90 m.

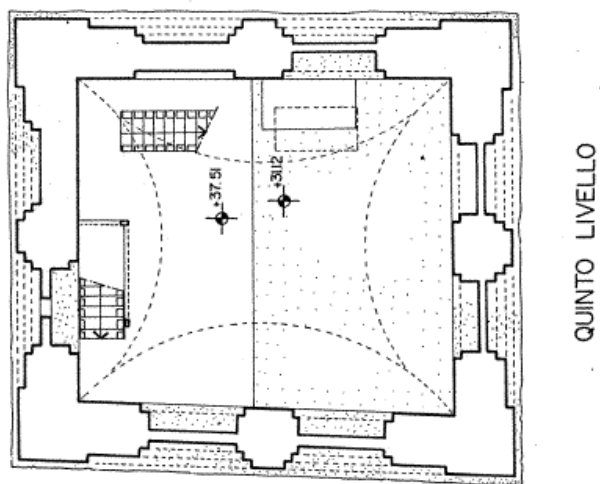
Anche lo spessore delle tamponature delle monofore viene ridotto nel terzo vano, e dai rilievi effettuati sembra essere costituito da un'unica fila di mattoncini, anziché due come nel vano inferiore.

Nessuna novità passando dal

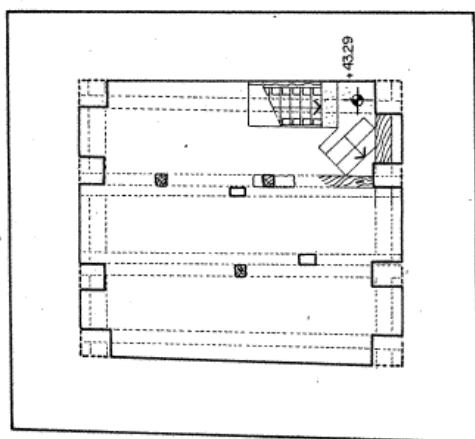
quarto al quinto livello, in corrispondenza cioè della seconda fila di finestre del terzo vano. Le tamponature delle finestre hanno spessore differente passando da una finestra all'altra, apparentemente senza che tutto ciò sia dettato da una regola.



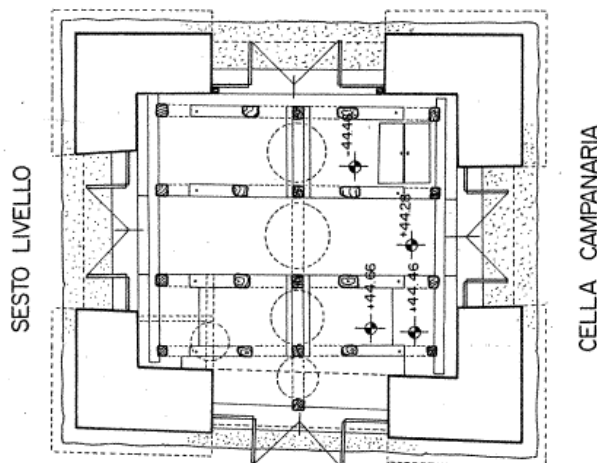
2. 17 Sezione trasversale del campanile a quota 31,70 dal piano di calpestio del peribolo



2. 18 Sezione trasversale a quota 37,70 rispetto al piano di calpestio del peribolo



2. 20 Sezione trasversale a quota 43,30 m



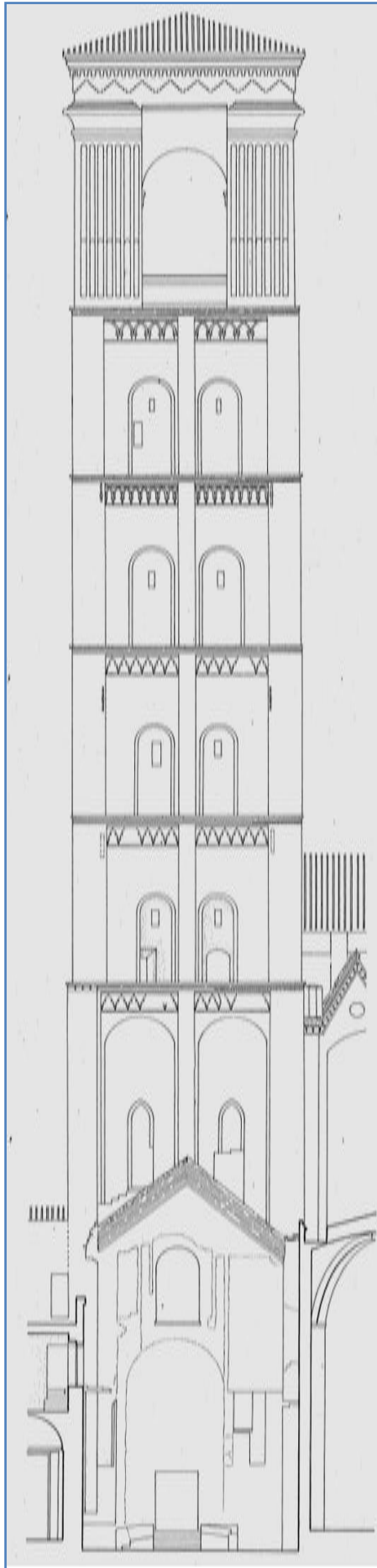
2. 19 Sezione trasversale a quota 44,60 m

Le ultime due sezioni trasversali riportano la configurazione dei paramenti murari in corrispondenza della cella campanaria. La sezione riportata come SESTO LIVELLO è tratta in corrispondenza del piano di calpestio della volta a crociera che separa la cella campanaria dal vano sottostante. Sono visibili in questa sezione inoltre gli appoggi per il castello delle campane, che hanno una forma pressoché parallelepipedica di dimensioni 0,3x0,3x0,5 metri. Lo spessore dei paramenti murari è di circa metri 1,20.

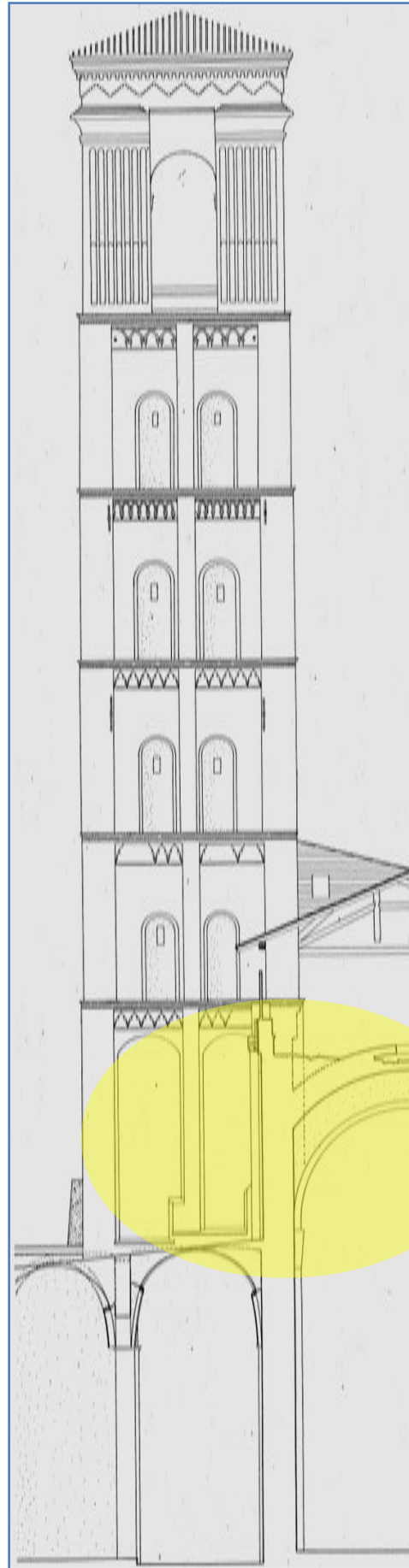
Nelle pagine successive si mostrano i quattro prospetti della torre campanaria, nell'ordine consueto che si è seguito sino ad ora: prospetto 12, in corrispondenza dell'accesso al campanile, prospetto 23, prospetto 34 ed infine il prospetto 14.

Nei prospetti 23 e 34 è stata posta in evidenza l'interazione della struttura con l'adiacente volta del coro.

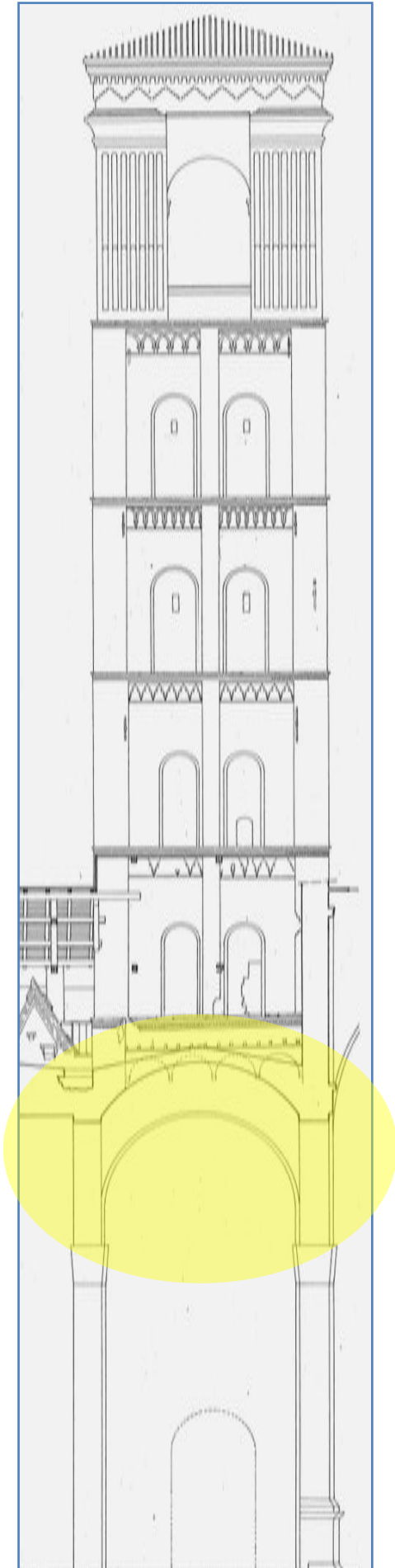
Nel prospetto 14 invece sono messi in evidenza gli archi della cupola sopra l'altare, che gravano quasi in corrispondenza della chiave dell'arco 14. La cupola sopra l'altare si presenta nel tamburo di sommità di forma ottagonale. Il tamburo ottagonale si innesta su grandi archi a tutto sesto, di dimensioni identiche fra di loro, due dei quali scaricano il loro peso sull'arco 14 del campanile. Su questo aspetto è stata posta molta attenzione in fase di modellazione e di analisi agli elementi finiti.



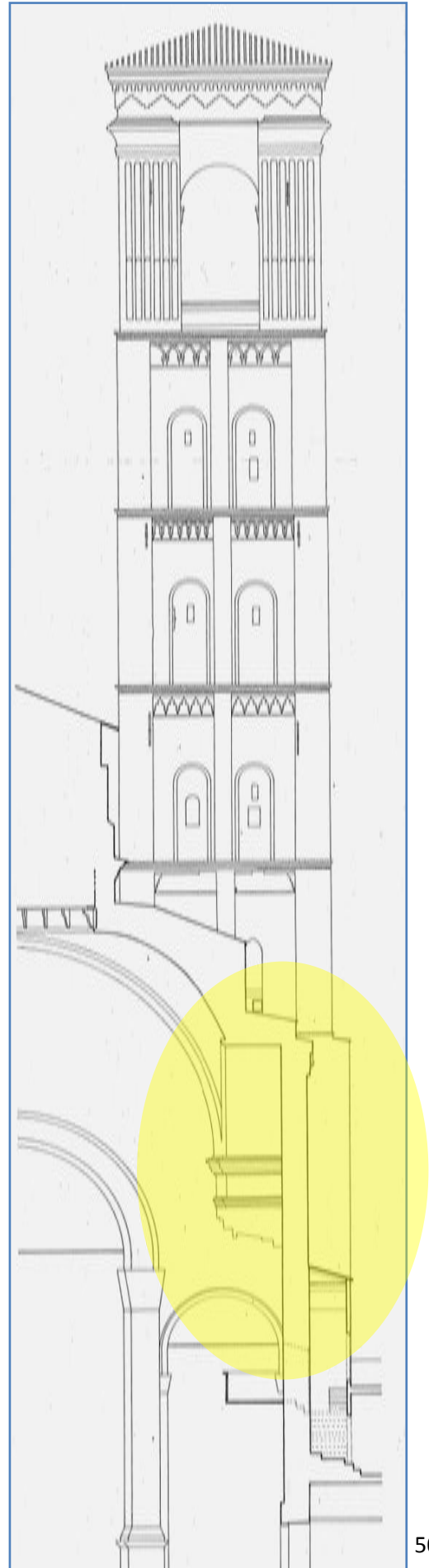
2. 22 Prospecto 12



2. 21 Prospecto 23: interazione con la volta del coro



2. 24 Prospetto 34: interazione con la volta del coro



2. 23 Prospetto 14: interazione con la cupola sopra l'altare principale

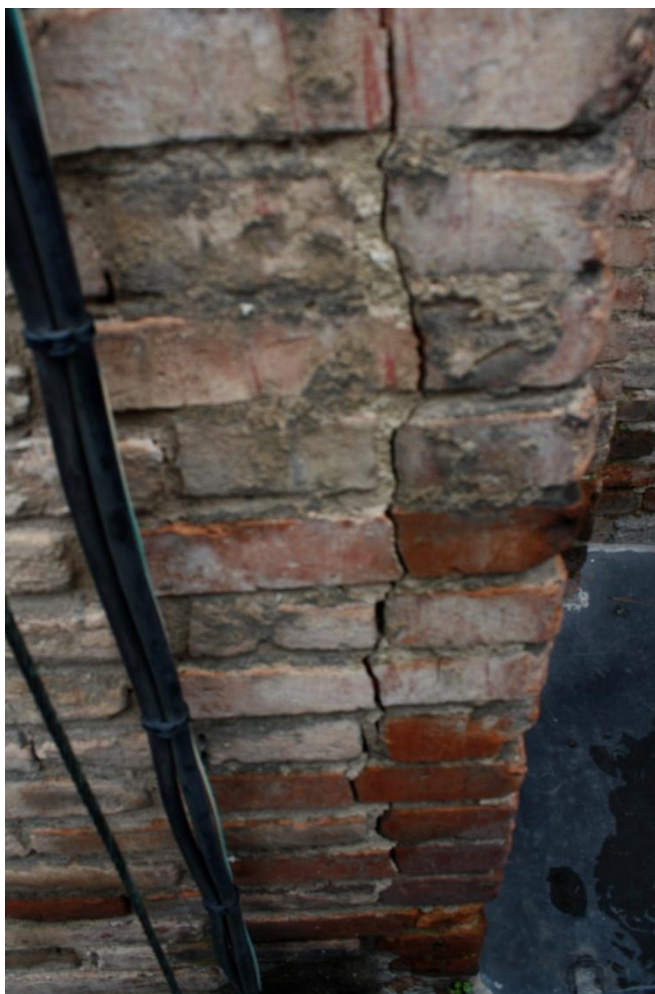
3.2 Il rilievo dei quadri fessurativi

In questo paragrafo verranno esposti i principali quadri fessurativi che sono stati individuati sui paramenti murari e sulle volte del campanile di San Giacomo.

È da precisare che in molti casi le fessure risultano essere state riprese sicuramente nel corso degli interventi di ripristino che negli anni sono stati eseguiti sul campanile. Pur tuttavia si è ritenuto importante riportarle perché utile ai fini della individuazione dei punti critici della struttura, sui quali porre maggiormente l'attenzione in fase di modellazione e analisi mediante ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti. L'individuazione dei punti critici è fondamentale anche per individuare i punti sui quali si è intervenuto in passato mediante lavori di restauro e manutenzione della struttura, o sui quali non si è intervenuto e valutare quindi l'opportunità di prevedere un intervento di ripristino.

A proposito dei lavori di restauro svolti nelle epoche più recenti si menzionano i lavori che la Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici dell'Emilia ha commissionato negli anni compresi tra il 1989 e il 1991, dei quali si riporterà in seguito una ampia documentazione.

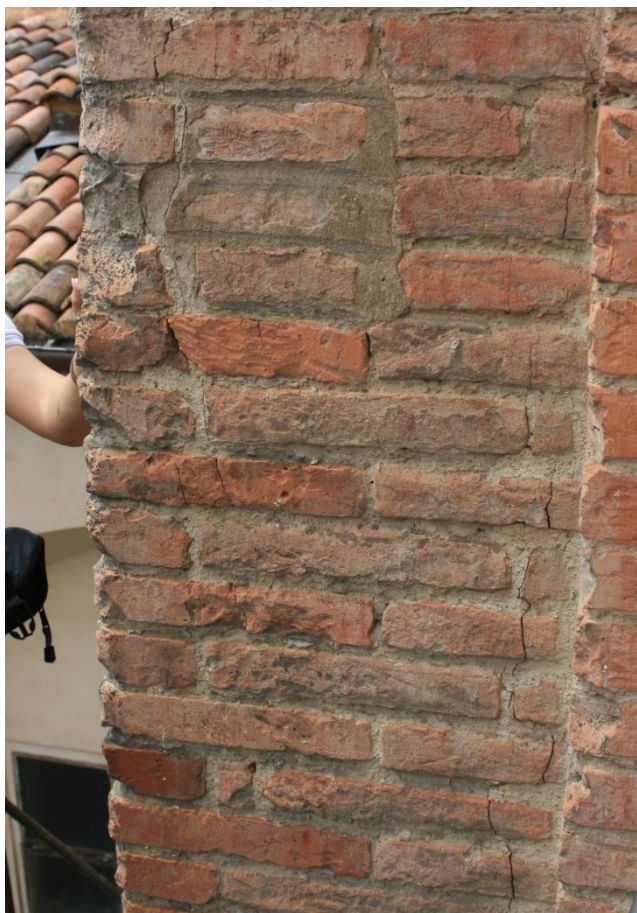
All'altezza dell'ingresso al vano di accesso del campanile è stata riscontrata una lesione sull'antico pilastro di testata della chiesa. La lesione è situata ad una distanza dallo spigolo pari a circa 12 cm, identica



2. 25 Lesione riscontrata in corrispondenza del pilastro 1

alla larghezza di un laterizio.

Le perizie svolte dalla Soprintendenza in occasione degli ultimi lavori di restauro hanno rivelato che i paramenti del campanile sono stati realizzati mediante la tecnica della muratura a sacco, con le facciate in laterizio dello spessore di 13 centimetri e riempimento a sacco costituiti da conci di mattoni e ciottoli di fiume legati tra di loro da malta di calce aerea. Detto ciò la lesione riscontrata in corrispondenza del pilastro 1 pare essere dovuta ad una non perfetta adesione tra il paramento murario e il riempimento.



2. 27 Lesione in corrispondenza del pilastro 1

Sempre in corrispondenza del pilastro di testata, sulla faccia adiacente si riscontra una nuova lesione, che pare dar conferma all'ipotesi espressa in precedenza della non perfetta aderenza del paramento murario con il rivestimento.

Nel vano di accesso al campanile i maggiori quadri fessurativi sono stati riscontrati nella volta a crociera che separa il vano di accesso al secondo vano della struttura. La volta si presenta anche agli occhi dell'osservatore più distratto in un precario stato di



2. 26 Quadri fessurativi riscontrati sulla volta a crociera del vano di accesso

conservazione, tanto che in passato si è ritenuto opportuno rinforzarla con delle travi di legno, disposte in corrispondenza dei costoloni. Le grosse travi poggiano su quattro pilastri realizzati ad uopo e giungono fino in chiave della volta a crociera.



2. 28 Lesioni riscontrate in corrispondenza della volta a crociera del vano di accesso

Il colore nero sulle pareti è il residuo dell'incendio cui si è fatto riferimento nei cenni storici. Diverse lesioni sono state riscontrate nella volta a crociera tra le quali si nota un tipico dissesto che interessa solitamente le volte a crociera, caratterizzato dal distacco dell'angolo della volta in corrispondenza di uno dei piedritti. Questo tipo di dissesto è causato dall'allontanamento dei piedritti.

Un'altra lesione scorre quasi parallelamente alle costole. Si tratta di un tipo di lesione riconducibile sempre alla stessa causa, cioè



2. 29 Lesioni riscontrate in corrispondenza della volta a crociera del vano di accesso

l'allontanamento dei piedritti. L'intersezione delle volte in corrispondenza delle costole provoca una concentrazione di forze dovute all'improvviso cambio di direzione delle tensioni. Altra



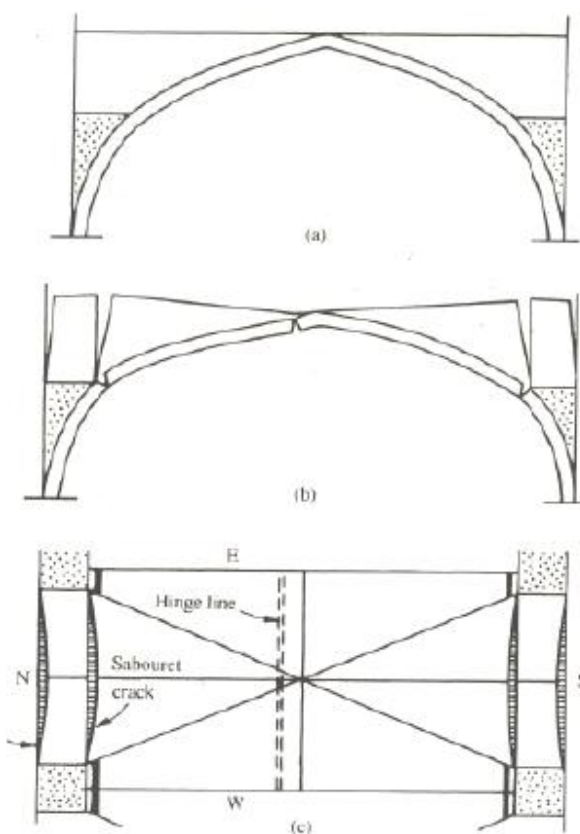
fessura rinvenuta sulla volta a crociera del vano di accesso scorre in maniera quasi parallela al paramento 34 partendo in corrispondenza della mezzeria dell'apertura.

2. 30 Lesione in corrispondenza della apertura della volta a crociera del vano di accesso

Pol Abraham (1934) identificò le possibili lesioni in una volta quadripartita:

- Lesioni in chiave (formazione di cerniere);
- Lesioni parallele alle costole murarie con una completa separazione del pannello della volta (dette *fissures des Sabouret*);
- Lesioni che separano i pannelli della volta dai muri.

Il sistema fessurativo trasforma la volta in tre blocchi; fessure si formano in corrispondenza delle imposte della volta, oltre a formarsi una cerniera in corrispondenza della chiave della volta. Le lesioni si generano perché la muratura non

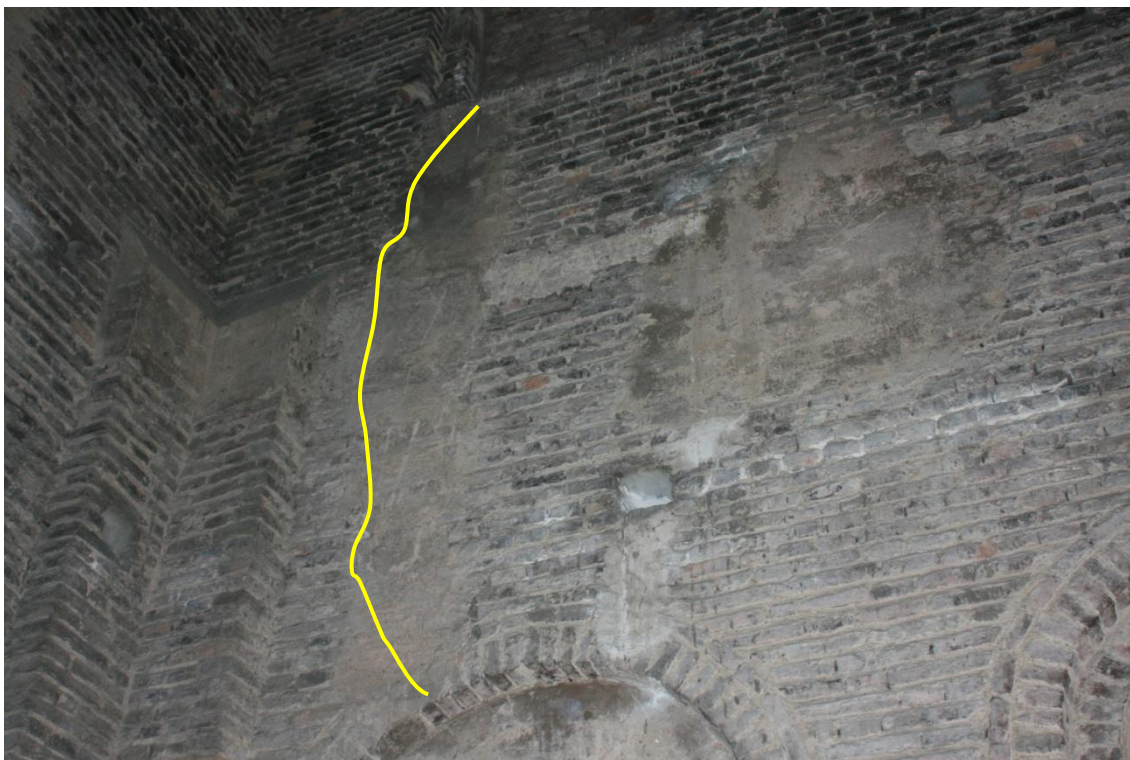


2. 31 Lesioni tipiche riscontrate in volte a crociera

è sufficiente a contenere le spinte.

In analogia a quanto verificatosi nella volta² si è pensato che in passato un dissesto analogo sia avvenuto anche sulla volta del peribolo absidale, che ad oggi non presenta alcuna forma di dissesto. È possibile che quindi un intervento di ripristino sia avvenuto sulla volta a crociera del peribolo, il cui piano di imposta coincide quasi con l'imposta degli archi su cui gravano i paramenti murari del campanile.

Passando al secondo vano della torre campanaria si sono riscontrate delle evidenti lesioni in corrispondenza delle finestre, che si manifestano su tutti i paramenti e che interessano la porzione di muratura compresa tra lo spigolo di base della finestra superiore, giungendo sino all'arco della corrispondente finestra situata più in basso.



2. 32 Lesioni in corrispondenza delle finestre del secondo vano riprese nel corso di precedenti interventi di restauro

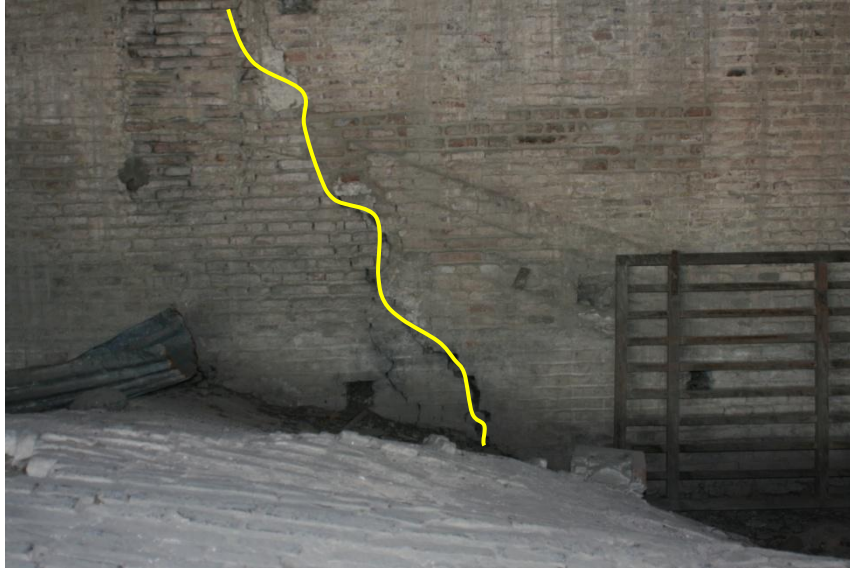
Tali fessurazioni sono state riprese nel corso di passati interventi di ripristino. Ed è stato con ogni probabilità in occasione di uno di questi interventi di ripristino che si è pensato bene di tamponare le finestre; ciò è suggerito dal fatto che i laterizi di cui sono costituiti i tamponamenti sono di diversa fattura rispetto ai mattoni che costituiscono il paramento vero e proprio, e dal fatto che le tamponature non siano immorsate nella muratura, come già accennato in precedenza.

Analoghe lesioni attraversano anche i paramenti situati tra le finestre al secondo vano e le corrispondenti finestre situate al terzo vano. Tale tipo di dissesto è probabile che abbia interessato la volta a vela compresa tra i due ordini di finestre. Questo fenomeno tuttavia non è documentabile a causa dello strato di intonaco che ricopre la volta a vela; strato di intonaco che probabilmente è stato realizzato per coprire i dissesti che hanno in passato interessato la volta.



2. 33 Lesioni in corrispondenza delle finestre del secondo vano in vicinanza delle aperture

Accedendo al peribolo absidale è importante sottolineare una evidente lesione che interessa la vecchia muratura di testata della chiesa. Tale lesione molto probabilmente è stata causata dalla rottura di una delle catene che sorreggono gli archi della cupola ottagonale sopra l'altare principale, in conseguenza ad un evento sismico di cui ci è riportata testimonianza dal Ghirardacci. Il dissesto che ha interessato la cupola può avere avuto qualche conseguenza sul campanile, dal momento che l'arco in esame ha il piano di imposta quasi corrispondente al piano di imposta della volta² del campanile.



2. 34 Lesione in corrispondenza della antica muratura di testata della chiesa

Passando al terzo vano si riscontrano in maniera ancor più evidente che non al secondo vano le lesioni in corrispondenza delle finestre sui quattro paramenti murari.



2. 35 Lesioni in corrispondenza delle aperture del terzo vano



2. 36 Lesioni in corrispondenza delle aperture del terzo vano

Al terzo vano si è potuto inoltre riscontrare come le lesioni in corrispondenza delle finestre abbiano potuto in passato interessare anche la volta a crociera sottostante la cella campanaria, nella porzione di volta più vicina agli archi delle monofore, sulle quali si è intervenuto in passato con l'inserimento di nuovi mattoncini con la tecnica del cuci-scuci.



2. 37 Segni del ripristino dei paramenti effettuato al di sotto della volta a crociera sottostante la cella campanaria in vicinanza delle aperture



2. 38 Lesione sulla volta a crociera sottostante la cella campanaria

Una importante lesione è stata riscontrata in corrispondenza del vertice più alto della apertura che consente l'accesso alla cella campanaria. La lesione percorre una linea che va dal vertice alto dell'apertura sino alla porzione di volta in corrispondenza di una delle due aperture del paramento opposto.



2. 39 Lesione sottostante la volta a crociera sottostante la cella campanaria

A queste quote il fenomeno di allontanamento dei paramenti murari è più evidente che non ai piani inferiori, e trova nel moto delle campane la sua causa principale. Le testimonianze storiche riportano infatti che i maggiori interventi di ripristino nella storia del campanile siano stati eseguiti proprio in prossimità della cella campanaria, dove le enormi reazioni trasmesse dal moto delle campane fanno sentire maggiormente il proprio effetto. È per questo che nell'ambito di questo lavoro, più in avanti ci si preoccuperà di mettere in evidenza l'aspetto delle reazioni trasmesse sulla struttura dal moto oscillatorio delle campane.



2. 40 Lesione della volta a crociera sottostante la cella campanaria che la attraversa per tutta la sua larghezza

Si mettono di seguito in evidenza le lesioni riscontrate in corrispondenza dei paramenti esterni della muratura del campanile.



2. 41 Lesioni in corrispondenza dei paramenti esterni



2. 42 Lesioni in corrispondenza dei paramenti esterni

Si trova una certa rispondenza tra le lesioni sui paramenti esterni e i corrispondenti paramenti interni. Le lesioni quindi attraversano per intero la muratura, dall'interno all'esterno, soprattutto per le aperture che si trovano a quote più alte. Allo stato attuale non sono state riscontrate altre evidenti lesioni sui paramenti esterni, anche a causa del recente restauro dei paramenti eseguito dalla Soprintendenza a cavallo tra gli anni '80 e l'inizio degli anni '90. Come già anticipato in seguito verrà dedicato un capitolo ai lavori di consolidamento eseguiti in quegli anni, per cercare di effettuare un raffronto sulla situazione attuale. A prima vista tuttavia la struttura non sembra essere interessata da particolari dissesti su cui non si sia già cercato di intervenire negli anni passati.

Capitolo quarto

Le proprietà dei materiali

4.1 Generalità

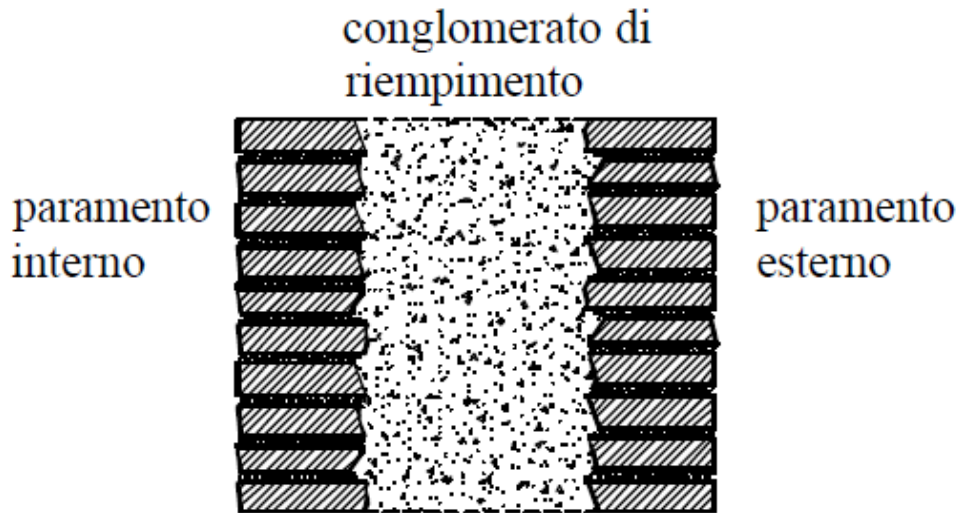
In questo capitolo verranno presentate le caratteristiche peculiari dei materiali costituenti i paramenti murari del Campanile di San Giacomo, con particolare riferimento alla tecnologia costruttiva, all'assetto geometrico delle murature e alle proprietà meccaniche dei materiali.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche dei materiali, non essendo riusciti ad oggi a reperire i risultati di precedenti indagini sui materiali che costituiscono i paramenti murari del campanile, si farà riferimento ai risultati delle prove che si sono svolte sui materiali che costituiscono i paramenti murari della Torre Asinelli. Le due strutture sono radicalmente diverse sia come dimensioni che come concezione e comportamento strutturale. La Torre Asinelli, alta 97,2 metri, si comporta sostanzialmente come una mensola di forma tubolare cava, incastrata alla base nel dado di fondazione, a differenza della torre campanaria oggetto di questo lavoro, la quale grava il proprio peso su quattro pilastri del peribolo absidale. Data la posizione ed il fine per cui le due strutture sono state realizzate, variano fortemente anche le condizioni al contorno: la Torre Asinelli non interagisce con altre strutture, a differenza della torre campanaria di San Giacomo che è integrata con le strutture della chiesa adiacente. Data la maggiore altezza della torre gli spessori murari possono raggiungere alla base anche valori di 3,25 metri. Nonostante le enormi differenze tra le due strutture, tuttavia si è ritenuto di poter considerare analoghe le proprietà meccaniche dei laterizi, delle malte e del sacco di riempimento.

4.2 Assetto delle murature

La tecnologia di realizzazione dei paramenti si basa prevalentemente sull'impiego della muratura a sacco, pratica molto comune nelle costruzioni in muratura di epoche anche abbastanza recenti, in quanto permette un forte risparmio sui materiali da costruzione. A maggior ragione l'impiego di questa tecnica è giustificato per l'epoca cui risale la costruzione del campanile, durante la quale la fabbricazione dei mattoni era artigianale. Il

paramento murario esterno ed interno, posto in opera per uno spessore pari alla larghezza di un mattone (circa 13 cm.), costituiva una sorta di cassero dentro il quale si gettava un conglomerato di riempimento. Quest'ultimo, costituito da frammenti di mattoni e ciottoli di fiume legati da una malta di calce aerea, sostituendosi ai corsi di malta e mattoni, permetteva la realizzazione di elevati spessori murari con un impiego modesto di mattoni.



4. 1 Tecnica di realizzazione della muratura "a sacco". Il riempimento è costituito da frammenti di ciottoli e mattoni legati da malta aerea

La disposizione dei mattoni sulle facciate dei paramenti è piuttosto caotica in quanto non è inquadrabile in una delle apparecchiature classiche delle murature di altri edifici storici: i mattoni infatti, pur avendo un'altezza all'incirca costante su ogni corso (5 cm), hanno larghezza del tutto casuale. I letti di malta hanno spessori variabili, da 1,5 a 2 cm.



4. 2 Paramento murario interno del campanile nel vano di accesso

4.3 Caratterizzazione meccanica della muratura

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali condotte sulla Torre Asinelli in seguito ad una convenzione del 1993 tra Comune ed Università di Bologna e conclusesi nel novembre del 1996. La Commissione scientifica che operò nell'ambito di tale convenzione programmò indagini in sito e in laboratorio: le prime consistettero in prove di carico con martinetti piatti e in prove di penetrazione dinamica sulle malte; in laboratorio si svolsero invece prove di compressione sui materiali provenienti da carotaggi.

Si riportano i risultati di tali prove a scopo indicativo, dal momento che si ritiene che le caratteristiche meccaniche dei materiali possano avere un ordine di grandezza paragonabile a quelle dei materiali che costituiscono i paramenti murari del campanile.

4.3.1 Prove in sito: martinetti piatti

Si tratta di prove di tipo semi-distruittivo, dal momento che arrecano dei danni localizzati sulla struttura sottoposta a prova, che possono essere ripristinati in maniera semplice ed immediata una volta conclusa la prova.

I martinetti piatti sono prevalentemente adoperati nella diagnostica su edifici e strutture murarie al fine di stabilire sperimentalmente quali siano le reali condizioni statiche della struttura oggetto dell'indagine.

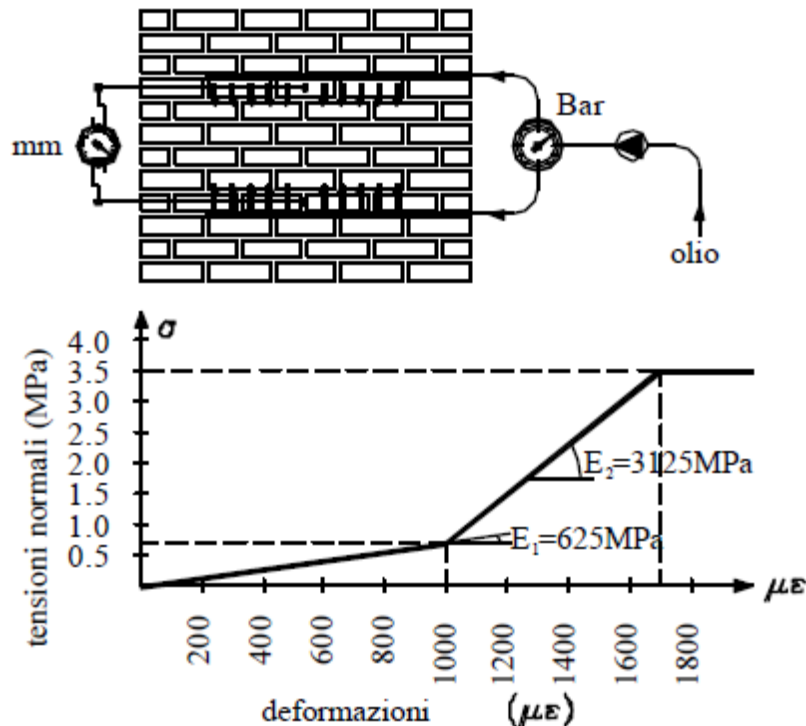
La metodologia della prova a singolo martinetto è basata sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura in esame per effetto di un taglio piano eseguito in direzione normale alla superficie. Il rilascio delle tensioni provoca una chiusura del taglio la cui entità si rileva attraverso misure di convergenza fra due o più punti situati in posizione simmetrica rispetto allo stesso taglio, con l'ausilio di un deformometro ad alta precisione. Uno speciale martinetto viene poi inserito all'interno del taglio e portato gradualmente in pressione con un'apposita pompa oleodinamica, fino a annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella del taglio e del coefficiente di rigidezza del martinetto.

Con il metodo dei doppi martinetti piatti, disposti in due intagli verticali praticati nella muratura, è possibile ottenere informazioni sulle caratteristiche di resistenza a taglio della muratura.

Si riporta di seguito l'andamento del grafico tensioni deformazioni ottenuto sottoponendo a prova il paramento murario della Torre Asinelli.

Sul paramento della torre prospiciente il lato sud sono stati praticati due intagli sovrapposti, all'interno dei quali sono stati inseriti due martinetti. A questo punto è stata aumentata la pressione idraulica all'interno dei martinetti, sottoponendo la porzione di muratura a una tensione di compressione semplice.

Il grafico evidenzia un primo tratto a bassa rigidezza, seguito da un secondo in cui la rigidezza aumenta, e da un terzo tratto in cui il modulo elastico si abbatte a causa dell'insorgere di fenomeni di plasticizzazione.



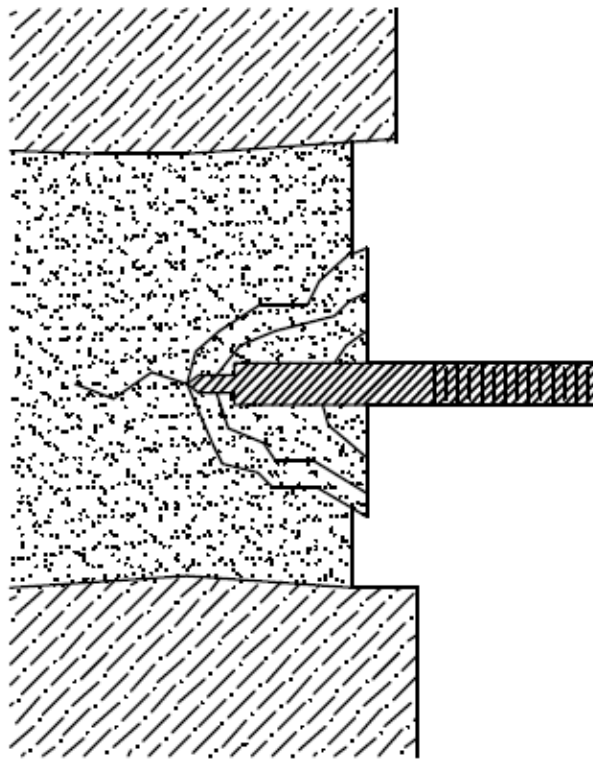
4.3 Prova con martinetti piatti. Realizzazione e diagramma sforzi-deformazioni

Si ritiene significativo solo il secondo intervallo in quanto il primo è dovuto al ripristino dello stato tensionale originario. La prova ha mostrato che il modulo di elasticità si aggira attorno a 3000 MPa e che il limite di rottura per compressione vale indicativamente 4 MPa.

4.3.2 Prove di penetrazione dinamica sulle malte

Ricordando che l'obiettivo dell'esposizione di questa campagna di prove è quello di fornire un ordine di grandezza sulle proprietà elastiche dei materiali, si riportano di seguito gli esiti delle prove di penetrazione eseguite sulle malte.

Tali prove consistono nella misura della profondità di penetrazione di una sonda appuntita in acciaio che viene spinto con un apposito attrezzo standardizzato contro la superficie della malta: la sonda penetra affinché l'energia cinetica iniziale non sia stata completamente assorbita dall'attrito e dall'energia di fatturazione. L'apparecchio è corredato da una tabella che lega la profondità di penetrazione alla resistenza a compressione.



4. 4 Prova di penetrazione dinamica per le malte

Sui paramenti murari della Torre Asinelli sono state eseguite sei prove di penetrazione dinamica. Le malte mostrano una buona resistenza a compressione, che risulta compresa tra 1,8 e 2,7 MPa. Comunque nonostante la dispersione dei valori, si è notato che il valore più probabile si aggira intorno a 1,9 MPa.

Da tali prove si ricava anche il modulo elastico. I risultati hanno fornito valori di E compresi tra 1000 e 3600 MPa. Si può comunque assumere un valor medio pari a 2000 MPa.

4.3.3 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono state eseguite su campioni prelevati mediante carotaggio. Consistono principalmente in prove di compressione e di determinazione del peso specifico.

È stata eseguita una sola prova di compressione sui laterizi e pertanto va trattata con cautela. Risulta da essa, infatti, che la tensione di rottura è di 19 MPa, mentre il modulo elastico vale 10000 MPa. Entrambi sono valori piuttosto elevati, non attendibili. Valori così elevati trovano una spiegazione con l'effetto di carbonatazione indotto dai gas di scarico dei veicoli, che hanno provocato un processo di dolomitizzazione nei laterizi, con conseguente incremento di resistenza. Non si riesce tuttavia a quantificare fino a quale profondità della muratura tale processo possa essere spinto. Per questo motivo si propone, in via cautelativa, una riduzione della resistenza a compressione (8-10 MPa) e del modulo elastico (7000-8000 MPa).

Prove di compressione semplice sono stati eseguite anche sul conglomerato di riempimento. I test presentano una forte dispersione. Mediamente si può, comunque affermare che il riempimento raggiunga la crisi per una tensione di compressione di 4 MPa. E che il suo modulo elastico valga 2500 MPa.

In laboratorio è stata eseguita anche una prova per la determinazione dei pesi specifici, che essendo una prova piuttosto semplice è affetta da basso grado di incertezza. La prova di determinazione dei pesi specifici ha fornito i seguenti risultati:

- Peso specifico muratura di mattoni in laterizio: 18 KN/m³;
- Peso specifico del riempimento della muratura in laterizio: 17 KN/m³.

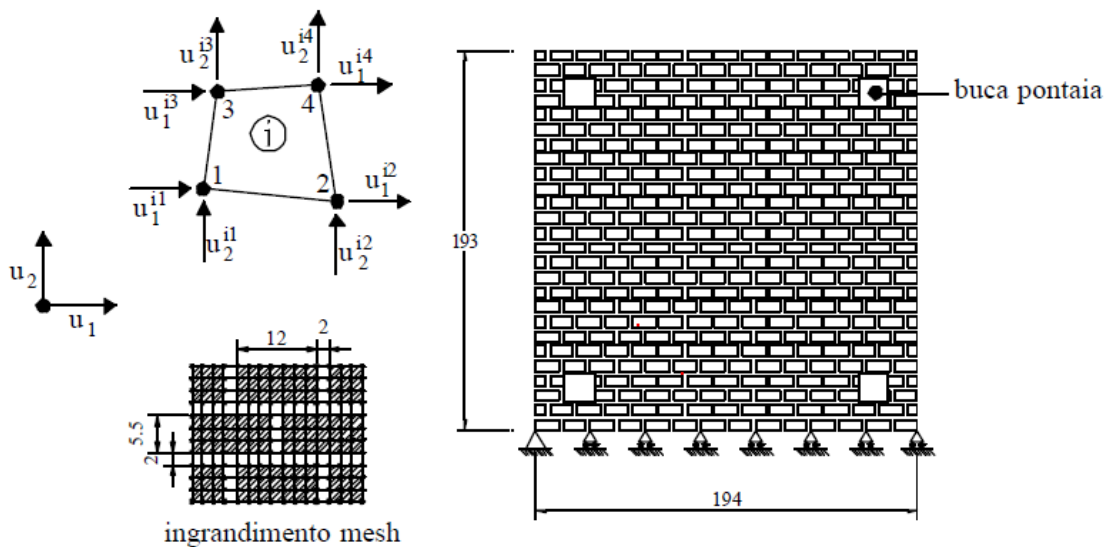
4.4 Definizione delle proprietà elastiche della muratura

Si propone in seguito una metodologia semplificata per individuare le proprietà elastiche da utilizzare nelle successive modellazioni dei paramenti della struttura. Il metodo utilizzato consiste nello studio numerico di una porzione di muratura, costruendo alcuni modelli al calcolatore. L'idea è quella di inserire nei modelli le proprietà dei singoli componenti (malta, mattoni, materiale di riempimento), per poi definire un modello elastico lineare omogeneo con proprietà elastiche equivalenti al comportamento del paramento murario visto come materiale costituito da mattoni e corsi di malta. Le stesse proprietà elastiche individuate nel corso di tali modellazioni, forniranno una indicazione sull'ordine di grandezza delle proprietà meccaniche da inserire nelle modellazioni agli elementi finiti dei capitoli successivi.

I modelli numerici proposti sono di tipo elastico-lineare, tesi ad individuare le proprietà della muratura soggetta a livelli tensionali non particolarmente elevati.

4.4.1 Modello elastico lineare dei paramenti murari

La modellazione numerica dei paramenti consiste in una micro-modellazione agli elementi finiti con una mesh piana di un pannello di muratura delle dimensioni di 1,93 m x 1,93 m x 0,13 m (altezza, larghezza profondità): sono stati adottati elementi finiti bidimensionali a quattro nodi (2 g.d.l. per ogni nodo) per discretizzare la griglia modulare della figura.



4.5 Micro-modellazione di un pannello murario di dimensioni 1,93x1,93x0,13 m

A ciascun elemento sono assegnate le corrispondenti proprietà meccaniche:

Mattoni:

- Modulo elastico $E = 7000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,1$
- Spessore elemento finito $s = 0,13$

Malta:

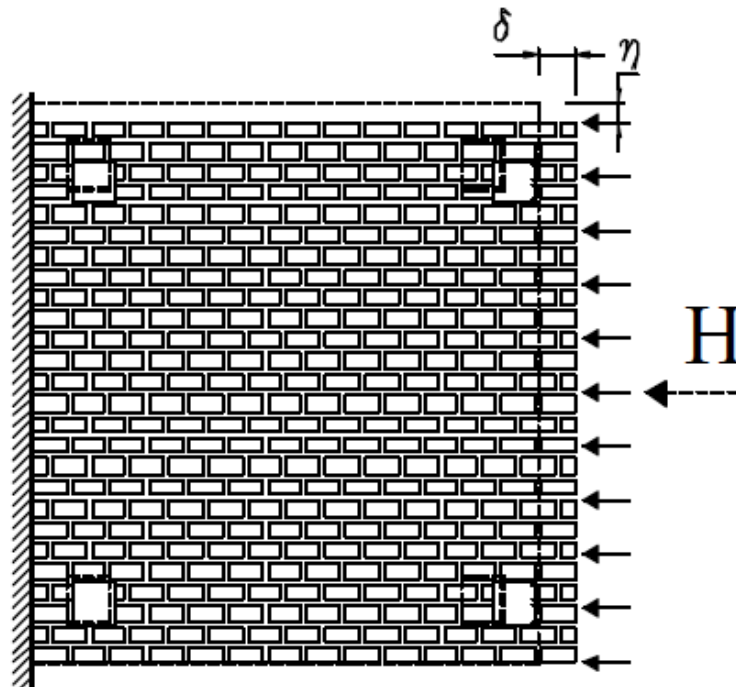
- Modulo elastico $E = 2000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$
- Spessore elemento finito $s = 0,12$

Il provino è stato sottoposto a tre prove di carico: una prova di compressione in direzione perpendicolare ai letti di malta; una prova di compressione in direzione parallela ai letti di malta; una prova di taglio. Si eseguono due prove di compressione, secondo due direzioni ortogonali poiché il materiale presenta un comportamento anisotropo nelle due direzioni. Delle tre prove interessano i valori di schiacciamento, espansione laterale e scorrimento, al fine di valutare il modulo elastico nelle due direzioni, il modulo di taglio e il coefficiente di Poisson.

a) Prova di compressione parallela ai letti di malta

Assumendo come risultante degli sforzi di compressione $H = 100000 \text{ N}$ si ottengono le seguenti deformazioni:

- l'accorciamento orizzontale vale $8,25 * 10^{-5} \text{ m}$, mentre l'espansione verticale vale $1,12 * 10^{-5} \text{ m}$. Ne deriva che il coefficiente di Poisson ν_{21} vale 0,14 (calcolato come il rapporto fra la dilatazione relativa verticale e l'accorciamento relativo orizzontale);
- il modulo elastico E_1 vale 4000 MPa (rapporto tra tensione media di compressione ed accorciamento relativo orizzontale).

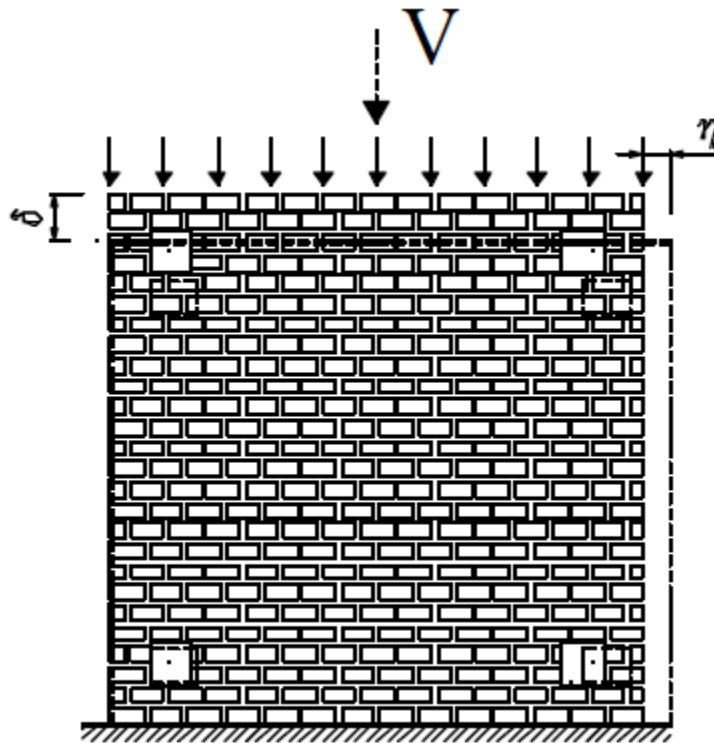


4. 6 Prova di compressione parallela ai letti di malta

b) Prova di compressione normale ai letti di malta

Assumendo come risultante degli sforzi di compressione $V = 100000 \text{ N}$ si ottengono le seguenti deformazioni:

- L'accorciamento verticale vale $1,25 * 10^{-4} \text{ m}$, mentre l'espansione laterale vale $1,11 * 10^{-5} \text{ m}$. Ne deriva che il coefficiente di Poisson ν_{12} vale 0,11 (basta calcolare il rapporto fra dilatazione relativa orizzontale e l'accorciamento relativo verticale);
- Il modulo elastico E_2 vale 3160 MPa (rapporto tra tensione media di compressione ed accorciamento relativo verticale).



4.7 Prova di compressione normale ai letti di malta

c) Prova di taglio

Assumendo una distribuzione di tensioni tangenziali in cui le risultanti sulle facce orizzontali T_1 valgono 100000 N e le risultanti sulle facce verticali T_2 valgono 100000 N si ottiene un valore di spostamento massimo in sommità pari a $3,35 * 10^{-4} \text{ m}$. Lo scorrimento γ ossia il rapporto adimensionale tra lo spostamento e l'altezza del provino vale, pertanto $1,74 * 10^{-4}$, mentre il modulo di elasticità tangenziale G (rapporto tra tensione tangenziale e scorrimento) assume un valore pari a 1000 MPa. Ne consegue un valore molto elevato del coefficiente di Poisson

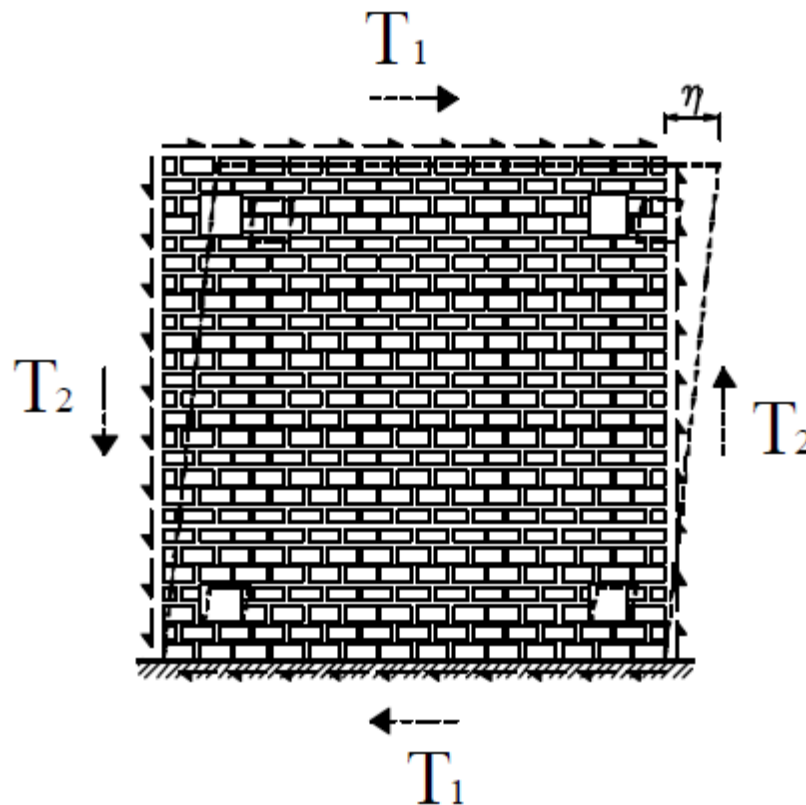
molto elevato, dovuto probabilmente alla eccessiva deformabilità della malta:

$$v = \frac{1}{2} \frac{E_{medio}}{G} = 1,7 > 0,5$$

Dove con E_{medio} si indica un valore intermedio tra i valori dei moduli elastici ottenuti dalle prove precedenti (circa 3500 MPa).

In definitiva si ottengono per i paramenti murari le seguenti proprietà medie:

- Modulo di elasticità normale $E = 3000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $v = 0,2$



4. 8 Prova di taglio

4.4.2 Modello elastico lineare del conglomerato di riempimento

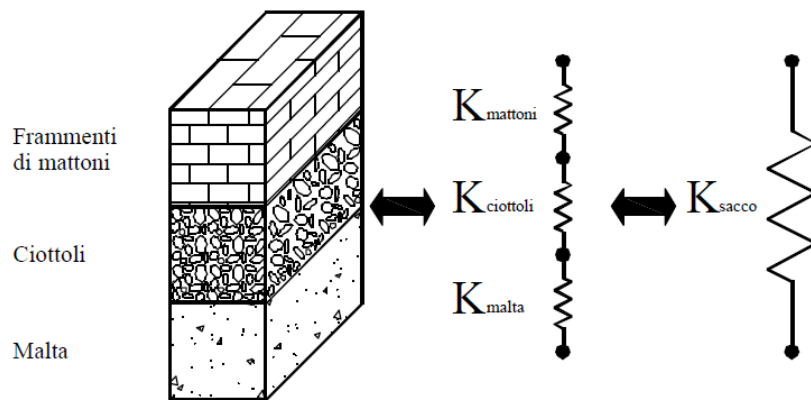
Il materiale di riempimento presente tra i due paramenti poco si presta ad una rappresentazione agli elementi finiti: essendo un conglomerato di frammenti di mattoni, ciottoli e malta di calce aerea), la discretizzazione dovrebbe essere praticata o in maniera accurata, riferendosi ad un mezzo eterogeneo, o in maniera approssimata, riferendosi ad un mezzo omogeneo

equivalente. Nel primo caso non è semplice definire la mesh di un materiale i cui singoli frammenti sono disposti in maniera caotica, mentre il secondo caso è competentemente privo di significato in quanto il software richiederebbe di specificare a priori le proprietà elastiche del materiale, che in questo caso costituiscono l'obiettivo del nostro problema.

Per questi motivi si è seguito un criterio approssimato: esaminando la composizione del riempimento a sacco si è osservato che esso è costituito da un conglomerato di frammenti di mattone, ciottoli e legante in proporzioni circa uguali, cioè:

- 2/3 del materiale è costituito da inerti (in egual misura mattoni e ciottoli);
- 1/3 è costituito da malta.

L'idea è quella di pensare al conglomerato come un complesso di molle disposte in serie, in cui ogni molla nasce dall'ideale separazione di ciascuna delle tre fasi: mattoni, ciottoli e malta.



4.9 Modello semplificato per il conglomerato di riempimento

La rigidità complessiva del riempimento sarà data pertanto dalla rigidità di tre molle disposte in serie:

$$K_{sacco} = \frac{1}{\frac{1}{K_{mattoni}} + \frac{1}{K_{ciottoli}} + \frac{1}{K_{malta}}}$$

Che può essere scritta nella forma:

$$K_{sacco} = \frac{E_{sacco}A}{L} = \frac{1}{\frac{L}{3E_{mattoni}A} + \frac{L}{3E_{ciottoli}A} + \frac{L}{3E_{malta}A}}$$

Dove A e L sono rispettivamente l'area della sezione trasversale e la lunghezza del provino in esame. Dalla 6.2 si ricava:

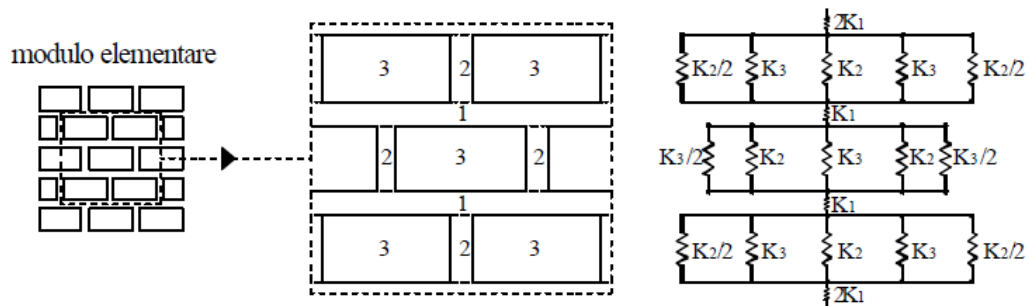
$$E_{sacco} = \frac{3}{\frac{1}{E_{mattoni}} + \frac{1}{E_{ciottoli}} + \frac{1}{E_{malta}}}$$

Assumendo per i materiali le seguenti proprietà:

- Modulo elastico dei mattoni $E_{mattoni} = 8000 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico dei ciottoli $E_{ciottoli} = 8000 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico della malta $3E_{malta} = 1500 \text{ MPa}$ ($< 2000 \text{ MPa}$ dato che la malta del riempimento è senz'altro più povera di quella che lega i laterizi), si ricava che il modulo elastico del conglomerato vale $E_{sacco} = 2400 \text{ MPa}$.

Tale risultato è in accordo con i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni dei carotaggi del riempimento della Torre Asinelli. Il coefficiente di Poisson è stato assunto pari a 0,2.

La tecnica semplificata di omogeneizzazione può essere applicata anche nello studio dei paramenti. Si può pensare di isolare idealmente un modulo elementare e di schematizzarlo come un complesso di molle:



4. 10 Modello semplificato per il paramento murario esterno o interno

si può valutare la sua rigidezza nella direzione verticale con la seguente espressione:

$$K_{verticale} = \frac{1}{\frac{3}{K_1} + \frac{3}{2(K_2 + K_3)}}$$

dove le rigidezze K_1, K_2, K_3 sono riferite rispettivamente ai letti di malta, ai giunti verticali ed ai mattoni. Note le dimensioni dell'elemento

modulare, dalla (6.4) è possibile ricavare il modulo di Young globale $E = 4267 \text{ MPa}$, che è leggermente superiore rispetto a quello ottenuto mediante le modellazioni precedenti.

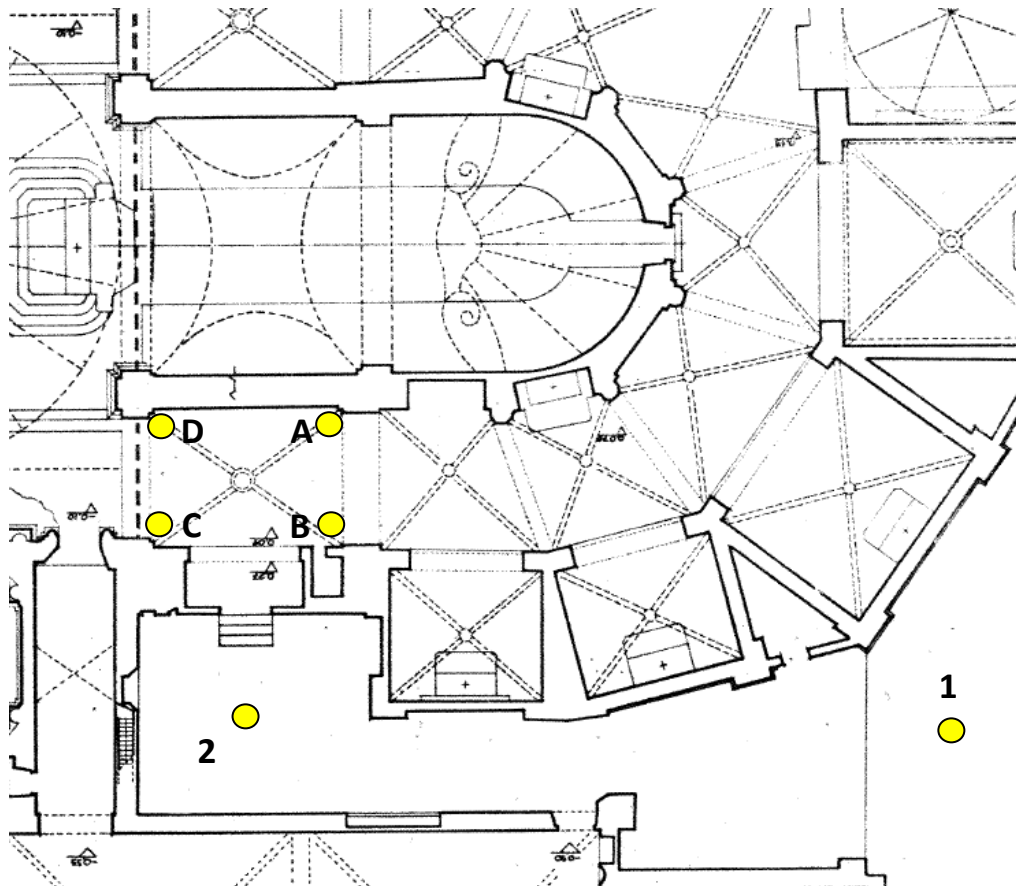
Capitolo quinto

Le condizioni al contorno

5.1 Generalità

Nell'ambito dei lavori di restauro e consolidamento che sono stati svolti sulla Chiesa di San Giacomo Maggiore, a cavallo tra gli anni '80 e '90, sono state svolte delle indagini sulle fondazioni della chiesa, con particolare riferimento alle fondazioni del Campanile, che data l'altezza della struttura sono senza dubbio quelle più caricate.

I lavori di consolidamento e restauro svolti dalla Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna, erano diretti dall' Arch. Germana Aprato. Nell'ambito di tali lavori di restauro è stato commissionato al Prof. Righi, docente di Geotecnica presso l'Università di Bologna, lo studio delle fondazioni e della capacità portante del terreno sottostante le strutture di fondazione del campanile.



5. 1 Localizzazione dei sondaggi geognostici sulle fondazioni del campanile

Le indagini geotecniche eseguite dal Prof. Righi consistono nell'esecuzione di:

- N° 4 sondaggi, indicati con le lettere A, B, C, D effettuati all'interno della Chiesa in prossimità dei 4 vertici del rettangolo di base del campanile, spinti fino alla profondità di 7 metri
- N°2 sondaggi a carotaggio continuo, indicati con i numeri 1 e 2, spinti fino alla profondità di 50 m sotto il piano del cortile interno della chiesa ed effettuati dall'Impresa Carli di Piobbico (PS) nelle due posizioni dello stesso cortile indicate nella planimetria.

I sondaggi sopraindicati sono stati eseguiti con le seguenti principali finalità:

- Individuare la profondità del piano di appoggio delle fondazioni del campanile (sondaggi A, B, C, D);
- Individuare le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo in prossimità del campanile medesimo, fino alla profondità di 50 m; profondità ritenuta necessaria e sufficiente per poter avere indicazioni circa l'effetto che l'attuale fenomeno di subsidenza, che interessa il sottosuolo della zona nord di Bologna, può avere sull'assetto e sull'integrità delle strutture della chiesa.

5.2 Indagini sulle fondazioni del campanile

Come si è detto tali indagini sono consistite in n° 4 carotaggi effettuati in corrispondenza dei 4 spigoli del campanile iniziando dal pavimento interno del campanile medesimo.

Essi hanno denunciato la presenza dei seguenti diversi strati del sottosuolo:

- Da 0,0 m (pavimento chiesa) a 2-2,50m, muratura di mattoni inglobanti uno o due straterelli, di circa 20-30 cm di spessore, di materiale rossastro di consistenza terrosa;
- Da 2-2,50 m a circa 3,50 m pietre naturali di natura arenacea. Tale strato si estende fino a quota 4 m nel solo sondaggio D; nei rimanenti sondaggi si arresta alla profondità di circa 3,50 m;
- Da 3,50 a 4 m, nei soli sondaggi A, B, C, muratura di mattoni;
- Da 4 m a circa 7 m (termine dei sondaggi) argille limose grigie, argille limose grigie, omogenee e di buona consistenza costituenti il terreno naturale di appoggio.

Pur essendo incerta l'interpretazione della presenza degli straterelli terrosi rossi rinvenuti tra le quote di 1,50-2 m, potendo essi essere dovuti o a vere e proprie inclusioni terrose nella muratura o a sbriciolamento provocato dalla sonda su una muratura assai deteriorata, i sondaggi mostrano tuttavia che le fondazioni del campanile possono ritenersi costituite da un primo strato di circa 2 m di muratura di mattoni appoggiato ad uno strato di circa 1-1,20 m di spessore formato da elementi lapidei sciolti (probabilmente ciottoli di fiume) di natura prevalentemente arenacea

Quest'ultimo strato risulta a sua volta appoggiato ad un ulteriore strato di muratura di mattoni che va progressivamente assottigliandosi, fino a scomparire totalmente, procedendo dal lato est verso il lato ovest del campanile.

La presenza dello strato disuniforme di muratura sotto lo strato di ciottoli sembra indicare che le vere e proprie fondazioni realizzate per la costruzione della chiesa abbiano inizio con quest'ultimo strato- presente tra le quote di 2-3,50 m – e insistano su residui fondali in muratura di mattoni di precedenti edifici.

Poiché la quota da cui sono iniziati i sondaggi è posta a circa 1 m sul piano del cortile esterno e delle adiacenti strade, il piano di fondazione risulta alla profondità di circa 3 m sotto tale piano.

Nessuna indicazione si è potuta invece ottenere in ordine alla larghezza delle fondazioni, essendo i sondaggi stati effettuati nello spessore dei muri verticali. Poiché questi ultimi presentano mediamente, alla quota del pavimento della chiesa, spessore di circa 1,20 m, si può ritenere che la larghezza della base delle fondazioni non sia minore di 1,50 m.

Si ritiene tuttavia opportuno effettuare qualche ulteriore sondaggio per definire con maggiore precisione la geometria delle strutture fondali del campanile.

5.3 Caratteristiche del sottosuolo

I sondaggi n.ri 1 e 2 effettuati, a carotaggio continuo, nell'area cortiliva adiacente il campanile e l'abside della chiesa hanno denunciato la presenza di un primo strato di 1-2 m di spessore continuo costituito da mattoni laterizi, e quindi di origine antropica, sovrastante il terreno naturale costituito, fino alla profondità massima di 50 m raggiunta dall'indagine, da materiali prevalentemente argillosi o argillo-limosi di

medio-alta plasticità e di buona consistenza, intercalati da rare e sottili lenti limo-sabbiose sedi di corpi freatici.

La determinazione della resistenza al penetrometro tascabile effettuata sulle carote prelevate dai sondaggi e contenute in apposite casse ha fornito valori oscillanti tra 0,7 e 3,5 Kg/cmq , indipendentemente dalla quota, con prevalenza dei valori medi di 1,5 – 2,5 Kg/cmq .

Prove di classificazione effettuate su alcuni campioni maggiormente rappresentativi, prelevati a quote variabili tra $-6m$ e $-45m$, hanno fornito valori del limite liquido WL oscillanti fra 35% e 45% e valori dell'indice plastico IP oscillanti fra 15% e 22%, con due eccezioni per i campioni delle quote $-17 m \div -18 m$ dove si sono ottenuto valori $WL = 65 \div 70\%$ e valori $IP = 43 \div 45\%$.

Si tratta quindi di argille di medio-alta plasticità quasi ovunque caratterizzate – soprattutto alle quote meno profonde – da un notevole grado di sovra consolidamento.

Per quanto riguarda l'idrologia sotterranea, i piezometri a tubo aperto disposti entro i fori di sondaggio hanno consentito di rilevare nel periodo 29-1-90/27-7-90 livelli statici della falda idrica compresi tra -4 e $-5 m$ e praticamente costanti in tutto il periodo delle misurazioni.

Tali livelli statici sono sicuramente governati dalle falde idriche sospese ospitate dagli strati più permeabili (sabbie limose) del sottosuolo.

Si può quindi affermare che, nel complesso, i risultati ottenuti nei due sondaggi del 1989 confermano quelli ottenuti nei due sondaggi del 1984 dal Dott. Beer, limitatamente alla profondità di 30 m, denunciando inoltre il mantenimento delle stesse caratteristiche litologiche e geotecniche di sottosuolo anche alle quote inferiori, comprese tra -30 e $-50 m$.

5.4 Verifica di stabilità delle fondazioni del campanile

Dai rilievi forniti dalla Soprintendenza relativi al campanile, che ne indicano le caratteristiche geometriche, si può desumere con una certa precisione il peso sulle fondazioni.

Da conteggi effettuati considerando una sezione orizzontale media della struttura avente i lati esterni di $7,40 \times 8,0 m$ con uno spessore dei muri di $1,0 m$ ed un'altezza di $53 m$ sul pavimento della chiesa, risulta quanto segue:

• **Pressione sul terreno di fondazione:**

- a. Area della sezione dei muri: $A_m = 26,80 \text{ m}^2$
- b. Peso muri ($\gamma = 1,8 \frac{t}{m^3}$) “vuoto per pieno”: $P_m = 2557 \text{ t}$
- c. Volume vuoti finestre: $V_f = 300 \text{ m}^3$
- d. “Peso” vuoti finestre: $P_f = -540 \text{ t}$
- e. Peso muri con finestre: $P_m = 2017 \text{ t}$
- f. Peso degli orizzontamenti:
- n°6 piani di area $6,0 \times 5,4 = 32,4 \text{ m}^2$, di 80 cm di spessore medio
 con $\gamma = 1,5 \frac{t}{m^3}$;
 $P_p = 32,4 * 0,80 * 1,5 = 39 \text{ t}$
- g. Peso tetto: $P_t = 5 \text{ t}$
- h. Peso totale del campanile al piano della chiesa:
 $P = P_m + P_p + P_t = 2017 + 39 + 5 = 2061 \cong 2100 \text{ t}$
- i. Larghezza presunta delle fondazioni: $b = 1,50 \text{ m}$
- j. Area di fondazione: $A_f = 7,90 * 8,5 - 4,90 * 5,50 = 40,20 \cong 40 \text{ m}^2$
- k. Quota di fondazione: 4 m sotto il pavimento chiesa
- l. Peso muri di fondazione: $\gamma_m = 1,8 \frac{t}{m^3}$
 $P_f = A_f * h * \gamma_m = 40 * 4 * 1,8 = 288 \text{ t}$
- m. Peso totale sul terreno di fondazione:
 $P_{tot} = 2100 + 288 = 2388 \text{ t}$
- Da cui si ottiene la seguente:
- n. Pressione media di contatto fondazione/terreno:

$$P_t = \frac{2388}{40} = 59,7 \frac{t}{m^2} = 5,97 \text{ Kg/cm}^2$$

5.5 Carico di rottura del terreno

5.5.1 Scelta dei parametri geotecnici

Considerando che la verifica della fondazione viene effettuata al tempo presente, dopo molti anni dalla sua costruzione e quindi in condizione di totale consolidamento del terreno, la determinazione del carico di rottura del suolo deve venire eseguita in condizioni drenate utilizzando quindi i suoi parametri di resistenza a taglio drenata φ' e c' .

Assumendo per il terreno compreso fra le quote di -4 m e -12 m (interessato da eventuali fenomeni di rottura):

- Come coesione non drenata il valore $c_u = 10 \text{ t/m}^2$, desumibile dai numerosi rilevamenti di pocket penetrometer e di scisso metro in esso effettuati;
- Come indice plastico il valore $IP = 20$, che rappresenta una media tra i valori ottenuti su vari campioni del suddetto strato,

si può ottenere il seguente valore della pressione di preconsolidamento:

$$\sigma'_{v0} = \frac{c_u}{0,11 + 0,0037 IP} = \frac{10}{0,11 + 0,0037 * 20} = 54 \text{ t/m}^2$$

Considerando come pressione litostatica media attuale dello strato tra -4 m e -10 m il valore

$$\sigma_0 = \frac{4 * 1,9 + (4 * 1,9 + 6 * 1,0)}{2} = 10,6 \cong 10 \text{ t/m}^2$$

relativo a una quota di falda a -4 m, il grado di sovra consolidamento dello strato risulta:

$$OCR = \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_0} = \frac{54}{10} = 5,4$$

Assumendo ora:

$\varphi'_{NC} = 22^\circ$ valore dell'angolo di attrito interno del terreno in condizioni NC desumibile da $IP = 20$

$\varphi'_{OC} = 20^\circ$ valore presunto dell'angolo di attrito interno in condizioni OC

$$\text{Per cui } \alpha = \frac{tg\varphi'_{OC}}{tg\varphi'_{NC}} = 0,9$$

Il valore della coesione non drenata c' (intercetta della retta limite OC) risulta:

$$c' = \sigma'_{v0} [tg\varphi'_{NC}(1 - \alpha)] = 54 * 0,40 * (1 - 0,9) = 2,16 \text{ t/m}^2.$$

In funzione di quanto sopra ottenuto si potranno pertanto assumere i seguenti parametri di resistenza a taglio del terreno:

$$\varphi' = 20^\circ; \quad c = 2,0 \text{ t/m}^2$$

5.5.2 Pressione di rottura del terreno

Utilizzando ora la formula di Brinch e Hansen, considerando a favore di sicurezza, la fondazione del campanile come nastriforme e posta alla profondità media di 3m sotto l'estradosso del suolo (-4,0 m rispetto al pavimento della chiesa e -3,0 m rispetto al cortile esterno), si ottiene:

$$\begin{aligned} p_r &= c' N_c + q' s_q d_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma N_\gamma \\ &= 2 * 14,83 + 3,0 * 1,9 * 1 * 1,63 * 6,40 + \frac{1}{2} * 1 * 1,5 * 1,0 \\ &* 5,39 = 93,16 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Il coefficiente di sicurezza della fondazione risulta pertanto:

$$FS = \frac{p_r}{p_t} = 1,56$$

Tale coefficiente, pur non rispettando i criteri di sicurezza prescritti dalle normative geotecniche ($FS \geq 3$), risulta tuttavia abbastanza elevato per un edificio di cos= antica costruzione e comunque tale da far ritenere la fondazione del campanile al sicuro da improvvisi fenomeni di rifluimento del sottostante terreno, anche in presenza di eventi sismici di media rilevanza.

5.6 Effetto dei fenomeni di subsidenza in atto

Come è noto il comprensorio urbano bolognese posto a valle (Nord-Est) di una linea ideale che si può ritenere congiungente le zone di Porta S. Stefano, Due Torri e Porta Lame, è soggetto a da numerosi anni a un fenomeno di subsidenza differenziata assai ingente.

Tale fenomeno in realtà inizia già a i piedi della zona collinare, in prossimità dei viali di circonvallazione a sud della città, tuttavia, mentre fino alla linea sopraindicata rimane contenuto in limiti abbastanza modesti da non indurre apprezzabili conseguenze sulle strutture urbane, a valle di essa assume invece proporzioni tali da provocare sensibili danneggiamenti agli edifici.

Particolarmente grave è la situazione lungo l'asse della Via Zamboni dove si è registrato un abbassamento di circa 20 cm nel periodo 1983÷1987 ed una abbassamento totale (a partire dall'inizio del fenomeno – anni 1943÷1950) di circa un metro.

In corrispondenza della estesa ricoperta dalla chiesa di San Giacomo, tra Piazza Rossini e Piazza Verdi – circa 120 m- il dislivello registratosi presenta il suo massimo, (denunciato dall'infittirsi delle linee di ugual abbassamento riportate da Barbarella e Pieri) valutabile in circa 25 cm e corrispondente ad una distorsione di circa il 2 per mille.

Tale ultimo valore è indicato in letteratura come quello massimo sopportabile da normali edifici in muratura senza provocare dissesti strutturali e lesioni.

Nel presente caso, dovendosi considerare la chiesa di San Giacomo non come un normale edificio, ma come un particolare edificio in muratura, per la sua estensione, la sua vecchiezza e per l'abbondanza di strutture ad arco e a volta in essa presenti, è evidente che la distorsione del 2 per mille può non essere tollerata da tutte le sue murature e dare quindi luogo ad una notevole aliquota dei dissesti e fessurazioni in essa manifestatisi.

A tale distorsione possono essere infatti imputabili le modeste lesioni sub verticali sui muri perimetrali dei lati lunghi dell'edificio e l'inclinazione globale – di circa l'1 per mille – dell'edificio medesimo. Ad essa possono anche essere ascritte le rotture delle catene delle volte di coperto e alcune lesioni sul lato perimetrale nord, le quali possono tuttavia anche trovare una concausa nell'allentamento subito dal terreno, su quel lato, in conseguenza dei profondi scavi eseguiti lungo la Via Zamboni negli anni 1979-'80 per il rifacimento delle fognature comunali.

5.7 Origine dei fenomeni di subsidenza

Da un punto di vista geotecnico i risultati ottenuti dai sondaggi effettuati dall'impresa Carli e dai sondaggi effettuati nel 1984 dal Dott. Beer (fino a quota 25÷30 m) sembrano indicare che il fenomeno di subsidenza non può essere, se non in minima parte imputabile alla prima fascia di sottosuolo compresa tra le quote di 0,0 m e 50,0 m,

Le ragioni che indicano a questa affermazione sono le seguenti:

- I materiali che costituiscono tale prima fascia sono compatti e notevolmente sovraconsolidati, per cui risultano scarsamente compressibili almeno fino a pressioni dell'ordine di quelle che potrebbero essere provocate da un abbassamento di falda,
- È comunque assai improbabile che in essi si siano verificate notevoli diminuzioni della pressione interstiziale in quanto gli stessi sondaggi hanno mostrato come il livello piezometrico delle falde idriche superficiali sia ancora assai elevato.

Di conseguenza gli strati responsabili del fenomeno di subsidenza risultano assai profondi e quindi tali da far escludere una possibile stabilizzazione degli edifici con le normali tecniche di consolidamento delle fondazioni (micropali, jet grouting ecc.).

Gli edifici da esso colpiti non possono quindi che essere tenuti sotto costante controllo statico in modo da poter prendere di volta in volta le dovute decisioni e, se necessario, effettuare quegli interventi strutturali (separazioni con "giunti", rinforzi locali ecc.) che risultino idonei ad eliminare eventuali anomali stati tensionali e deformativi delle membrature.

Dopo quanto riportato in precedenza il Prof. Righi quindi ha concluso i suoi studi affermando che le fondazioni del campanile della chiesa di San Giacomo non sembravano presentare a quei tempi una situazione di pericolo o di particolare precarietà, sia in ordine a fenomeni di rifluimento, sia in ordine a fenomeni di ulteriore assestamento del suolo da esse interessato.

Si sconsigliava quindi all'epoca qualsiasi intervento immediato di sottofondazione che avrebbe potuto soltanto alterare gli equilibri raggiunti dalla fondazione medesima.

Capitolo sesto

I modelli agli elementi finiti

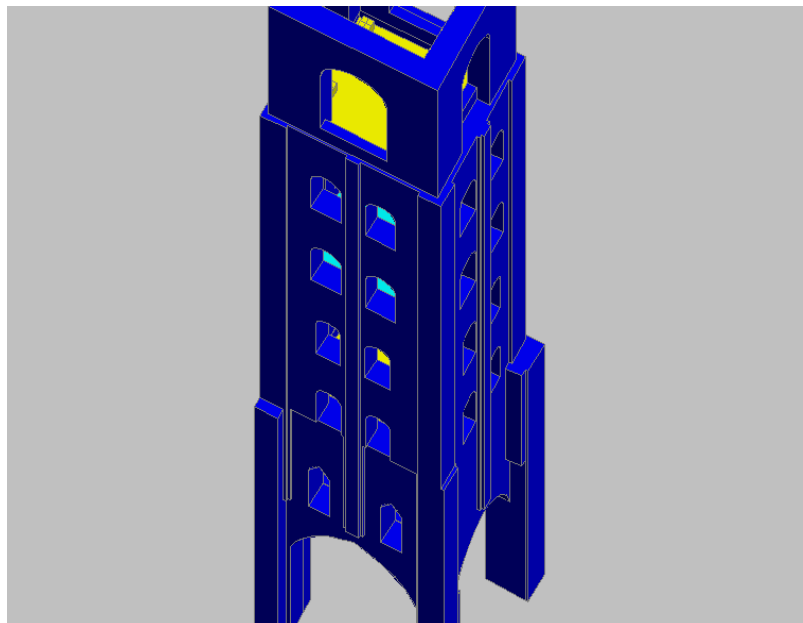
6.1 Modellazione tridimensionale con software CAD

Sono stati creati diversi modelli agli elementi finiti per la torre campanaria di San Giacomo Maggiore. La modellazione è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti Straus7.

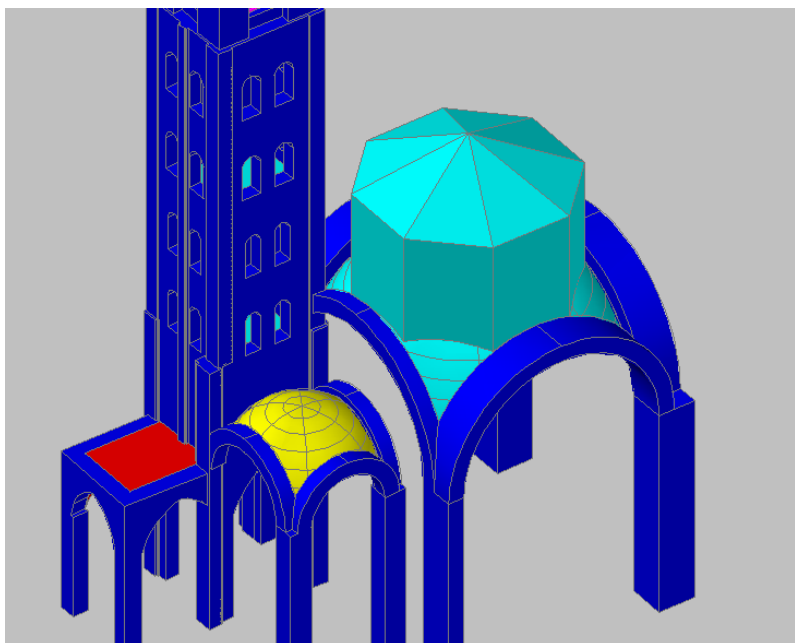
Data la complessità della geometria della struttura e per non trascurare nessuna delle peculiarità che compongono la torre, la geometria è stata prima di tutto modellata con un software CAD.

Mediante l'ausilio del software CAD sono stati realizzati due modelli tridimensionali, di cui uno non tiene conto della interazione con le adiacenti strutture, nell'altro invece sono stati modellati la cupola sopra l'altare, la volta del coro e la adiacente volta del peribolo absidale.

Soltanto in una



6. 1 Modellazione tridimensionale su software CAD



6. 2 Modellazione tridimensionale della struttura con interazione

fase successiva la geometria così come rappresentata con il software CAD è stata esportata sul codice di calcolo agli elementi finiti Straus7, e attraverso il comando “Automesh”, è stata creata prima di tutto una mesh superficiale e sulla base degli elementi shell ottenuti con la mesh superficiale è stata effettuata una mesh solida secondo le modalità permesse dal software.

6.2 Approssimazioni introdotte e obiettivi della modellazione

Nella modellazione sono state introdotte delle approssimazioni, che si possono tuttavia ritenere ragionevoli per gli obiettivi che ci si propone con questo studio. Innanzitutto non è stata considerata nella modellazione la presenza dei tamponamenti delle finestre, il cui contributo solitamente è trascurato nelle analisi strutturali, a maggior ragione in questo caso in cui i tamponamenti risultano essere stati aggiunti proprio per far fronte ad un problema strutturale. Sono stati trascurati inoltre i tamponamenti sul prospetto 12 e 34 alla base del campanile, dove si è ritenuto che gli unici elementi portanti fossero costituiti dagli archi a sesto acuto che hanno lo scopo di trasferire i carichi dalla sovrastruttura ai quattro pilastri di base.

Nella modellazione si è trascurata inoltre la presenza della copertura in legno in quanto si è ritenuto potesse essere trascurabile la variazione sullo stato tensionale apportata dalla presenza della copertura a falde.

Gli obiettivi che ci è proposti di perseguire mediante la modellazione FEM erano principalmente i seguenti:

- Valutare il comportamento della struttura sotto l'effetto dei pesi propri;
- Individuazione di stati tensionali “pericolosi” per la struttura, al fine di ricostruire i quadri fessurativi osservati;
- Valutare il comportamento della struttura sottoposta a carichi sismici;
- Valutare la risposta della struttura sottoposta al moto oscillatorio delle campane;
- Confronto fra i risultati delle analisi sui modelli al variare del tipo di vincolamento, del tipo di carico, e del tipo di analisi svolta (analisi statica lineare, analisi dinamica modale, analisi lineare di tipo time-step, analisi non lineare di tipo time step).

Per questo sono stati creati complessivamente 8 modelli agli elementi finiti, differenziando ciascuno di essi per:

- Tipo di analisi svolta;
- Vincolamento della struttura alla base;
- Vincolamento della struttura sui paramenti laterali, tenendo conto della interazione con le strutture adiacenti.

Per valutare lo stato tensionale globale e per evidenziare l'influenza del grado di vincolamento sul comportamento statico della struttura, sono stati eseguite analisi di tipo statico lineare vincolando inizialmente la struttura con incastri perfetti alla base dei pilastri.

Successivamente la presenza di eventuali cedimenti di fondazione è stata considerata pensando come se gli elementi finiti tridimensionali BRICK presenti alla base dei pilastri poggiassero su supporto elastico alla Winkler. In particolare è stata assegnata una cedevolezza maggiore in ciascuno dei quattro pilastri di volta in volta, per valutare in che modo la presenza di un cedimento differenziale potesse influenzare i livelli tensionali della sovrastruttura.

È stata effettuata una analisi statica lineare anche tenendo conto della interazione delle strutture del tempio adiacenti al campanile oggetto di studio. In particolare è stata modellata la presenza della cupola principale che si erge sopra l'altare, la cupola al di sopra del coro, e la adiacente volta del peribolo absidale.

Si è ritenuto di fondamentale importanza non trascurare la interazione della struttura con le strutture adiacenti nello studio del comportamento sismico della stessa struttura.

Oltre a modellazioni di carattere globale sono state creati 2 sub-modelli per simulare il comportamento dinamico della volta sottostante la cella campanaria, sottoposta al movimento periodico delle campane.

Le campane sono state modellate come pendoli in grande oscillazione, e sul modello volta-cella campanaria è stata svolta una analisi non lineare di tipo time-step, tenendo conto della sola non linearità geometrica del problema.

6.3 Strategia di modellazione

Si presentano di seguito le strategie utilizzate nella modellazione di tipo preliminare, nella quale la struttura risulta vincolata mediante incastri

perfetti alla base. Mediante questa modellazione di tipo preliminare si è voluto prima di tutto individuare i punti deboli della struttura su cui si è indagato più a fondo con le successive analisi.

Come ipotesi fondamentale alla base di tutte le modellazioni è stato assunto il comportamento elastico lineare del materiale, non avendo a disposizione sufficienti informazioni utili a definirne il comportamento elasto-plastico, e non essendo nel software implementate tipologie di snervamento che si avvicinino in qualche modo al comportamento della muratura. Modellando infatti il comportamento plastico del materiale muratura come materiale elasto-plastico alla Mohr-Coulomb o Drucker-Prager non si coglie completamente il comportamento del materiale. Inoltre il software non è in grado di cogliere in maniera diretta informazioni sulla fessurazione del materiale, quindi si è preferito svolgere delle analisi di tipo statico-lineare ipotizzando l'insorgere di fessurazioni ponendo a confronto le tensioni principali di trazione con la resistenza a trazione convenzionale del conglomerato (Macchi, Magenes).

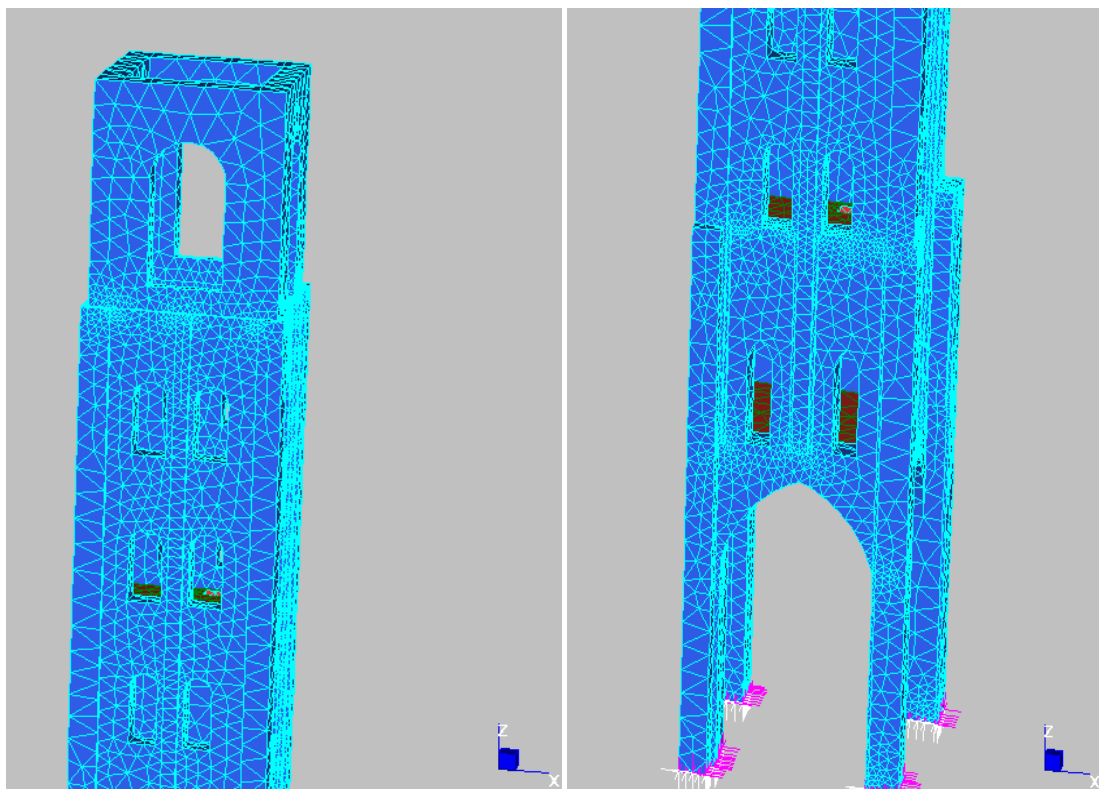
Le informazioni sulla geometria della struttura sono state acquisite da un rilievo svolto alla fine degli anni '80 dal Geometra Poluzzi e dall'Architetto Meneghini della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna.

In base ai rilievi svolti la geometria è stata modellata mediante:

- 150312 nodi
- 1353 plates
- 93593 bricks

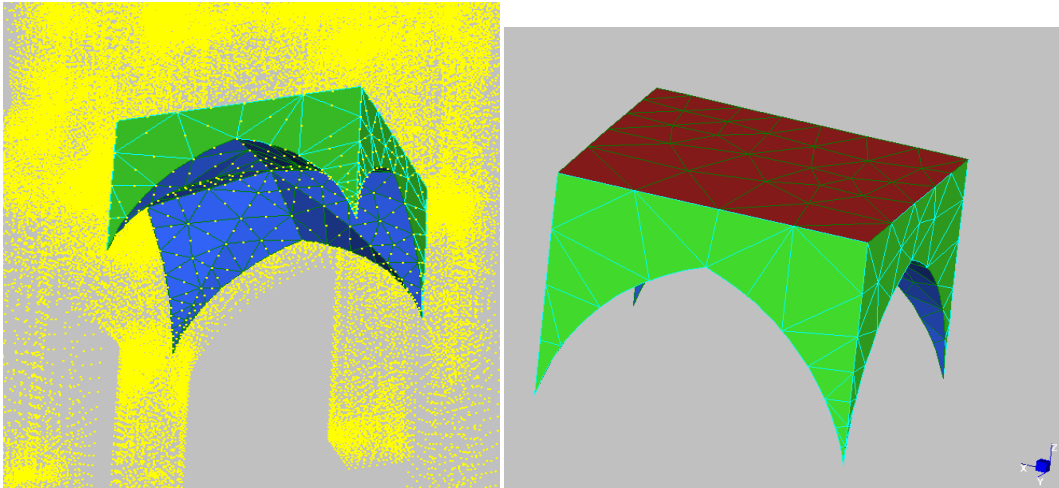
In particolare la modellazione preliminare della struttura, che non tiene conto della interazione con le strutture adiacenti, e come vincolo alla base sono presenti degli incastri perfetti, può essere pensata come suddivisa nei seguenti gruppi.

- Volta 1
- Volta 2
- Volta 3
- Volta 4
- Paramenti murari



6. 1 Paramenti murari del modello preliminare modellati attraverso elementi BRICK tetraedrici a 10 nodi

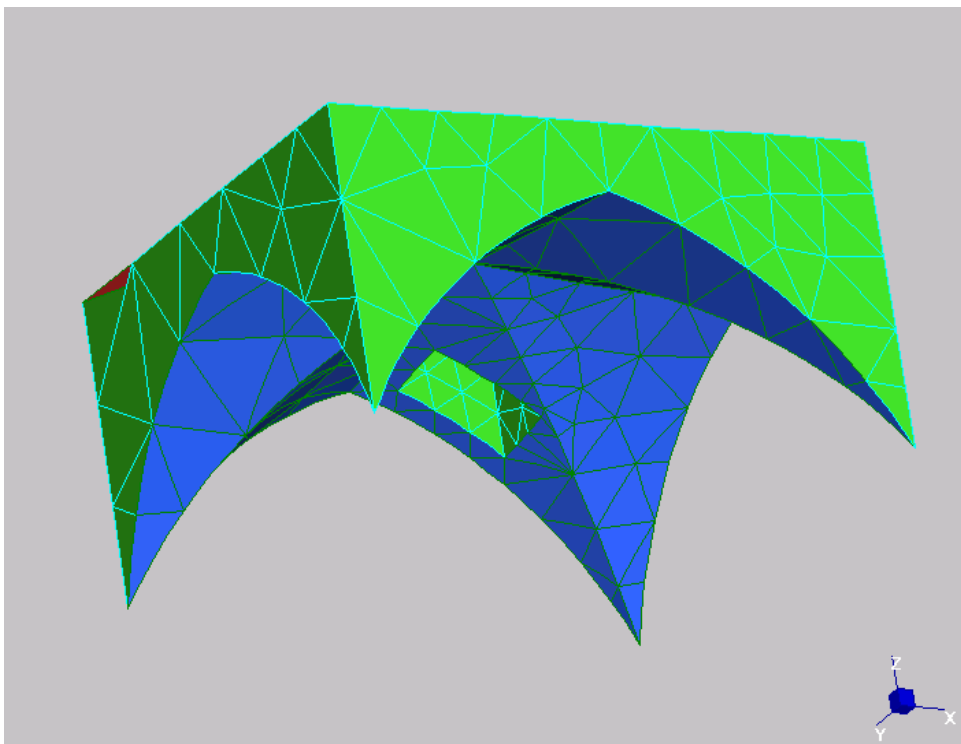
I paramenti murari del modello preliminare sono stati modellati attraverso 88498 BRICK tetraedrici a dieci nodi. Le volte invece che suddividono i diversi piani sono stati modellati attraverso elementi SHELL triangolari a sei nodi. Il materiale di riempimento delle volte invece è stato modellato mediante elementi BRICK tetraedrici a dieci nodi, assumendo tra le proprietà elastiche del materiale, scarse caratteristiche di rigidità. Le volte sono state modellate attraverso:



6. 2 Volta a crociera che divide il peribolo absidale dal vano di accesso del campanile

a) Volta 1:

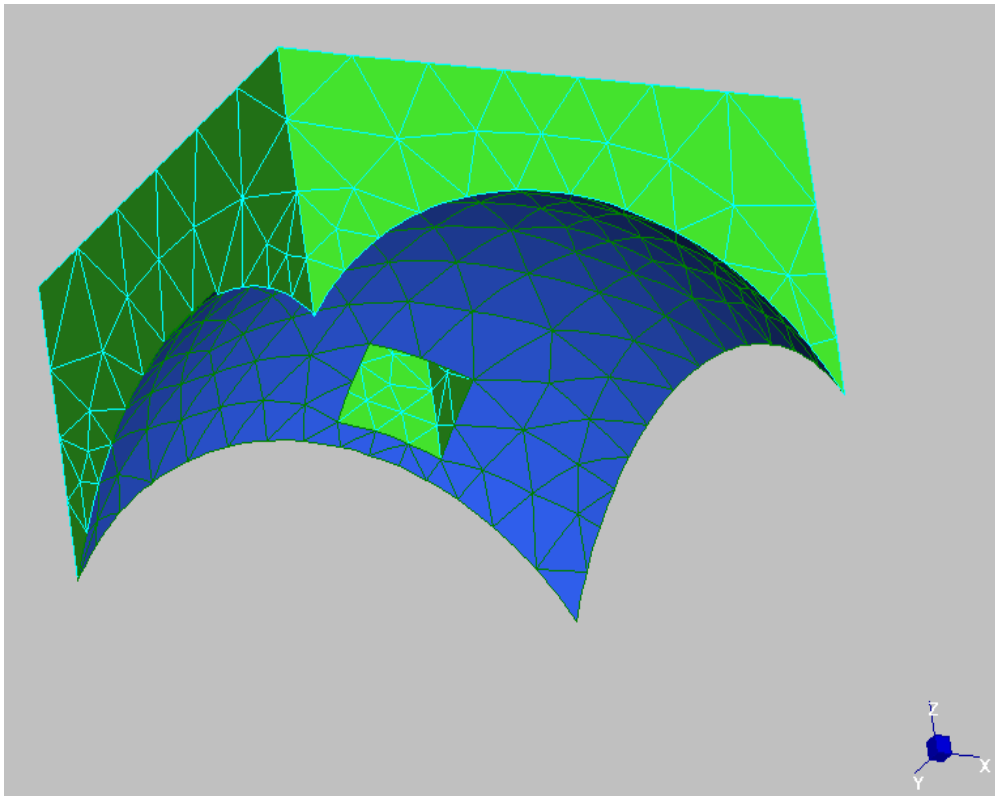
- Volta 147 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi;
- Materiale di riempimento: 644 BRICK tetraedrici a 10 nodi;
- Piano di calpestio: 55 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi.



6. 3 Volta a crociera che divide il vano di accesso al secondo vano del campanile e ne permette il passaggio per mezzo di una apertura praticata nella volta

b) Volta 2:

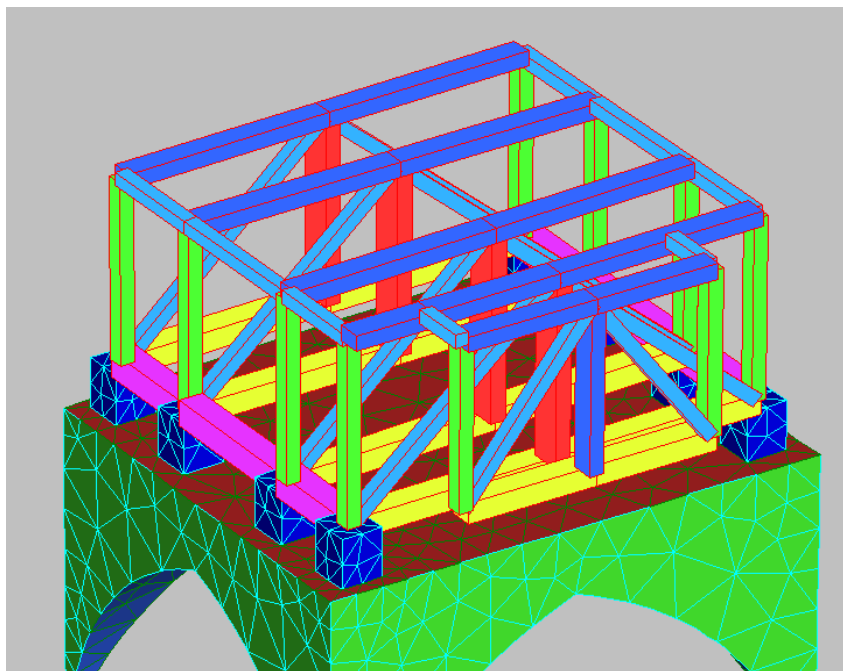
- Volta 148 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi;
- Materiale di riempimento: 762 BRICK tetraedrici a 10 nodi;
- Piano di calpestio: 131 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi.



6.4 Volta a vela che suddivide il secondo vano del campanile dal terzo vano

c) Volta 3:

- Volta 245 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi;
- Materiale di riempimento: 1075 BRICK tetraedrici a 10 nodi;
- Piano di calpestio: 117 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi.



6. 5 Volta sottostante la cella campanaria di cui si mostra anche la parziale modellazione del castello mediante elementi BEAM

d) Volta 4:

- Volta 248 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi;
- Materiale di riempimento: 3337 BRICK tetraedrici a 10 nodi;
- Piano di calpestio: 371 SHELL triangolari isoparametrici a sei nodi;
- Castello delle campane: 60 elementi BEAM

Per i materiali che compongono la volta e il piano di calpestio sono state considerate le seguenti caratteristiche meccaniche e geometriche;

	Densità (kg/m^3)	Modulo elastico (MPa)	Coefficiente di Poisson	Spessore (m)
Volta	1800	3000	0,2	0,12
Piano di calpestio	1800	2500	0,2	0,05

Per il materiale di riempimento delle volte si è assunto invece:

	Densità (kg/m^3)	Modulo elastico (MPa)	Coefficiente di Poisson
Materiale di riempimento	1800	600	0,2

I paramenti murari, che sono stati modellati mediante degli elementi BRICK tetraedrici a 10 nodi, si sono assunte proprietà elastiche dei materiali praticamente identiche a quelle dei materiali che costituiscono i paramenti della volta.

	Densità (kg/m^3)	Modulo elastico (MPa)	Coefficiente di Poisson
Paramenti murari	1800	3000	0,2

Sul modello precedentemente descritto è stata effettuata una analisi statica lineare al fine di individuare i punti critici della struttura.

Capitolo settimo

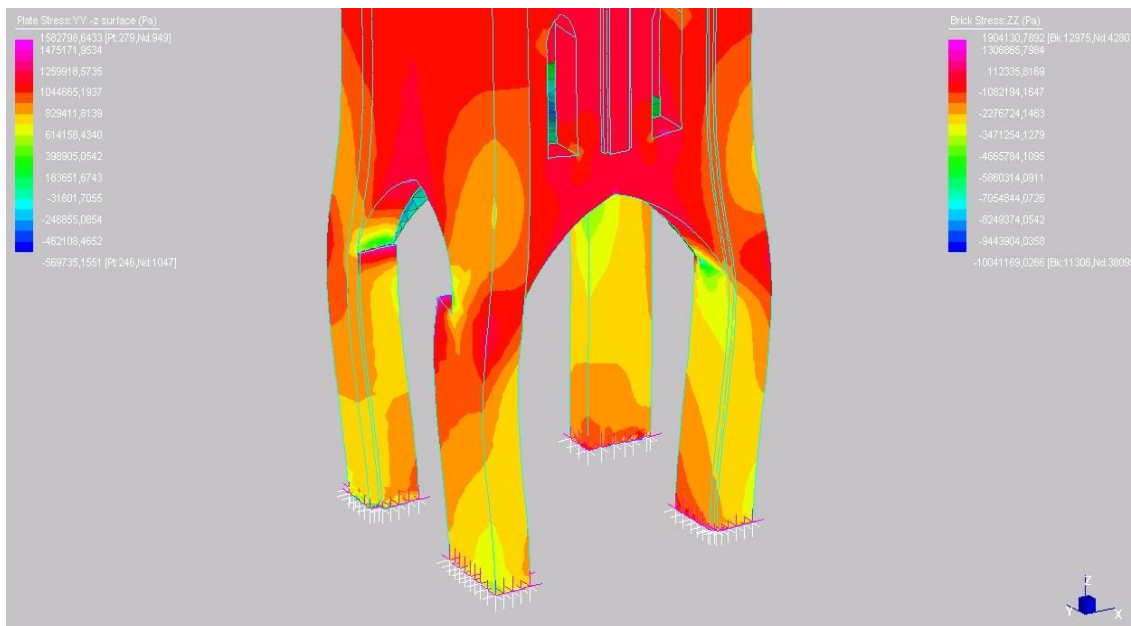
Analisi preliminare globale

7.1 Introduzione

Sul modello descritto al precedente capitolo è stata eseguita una analisi elastica lineare volta ad individuare i punti critici della struttura. In questo capitolo si pongono i risultati di tale analisi, ponendo l'attenzione in particolare sui livelli di tensione nei pilastri, nei paramenti murari in corrispondenza degli archi a sesto acuto e delle aperture, ed infine sulle volte.

7.2 Andamenti delle tensioni nei paramenti

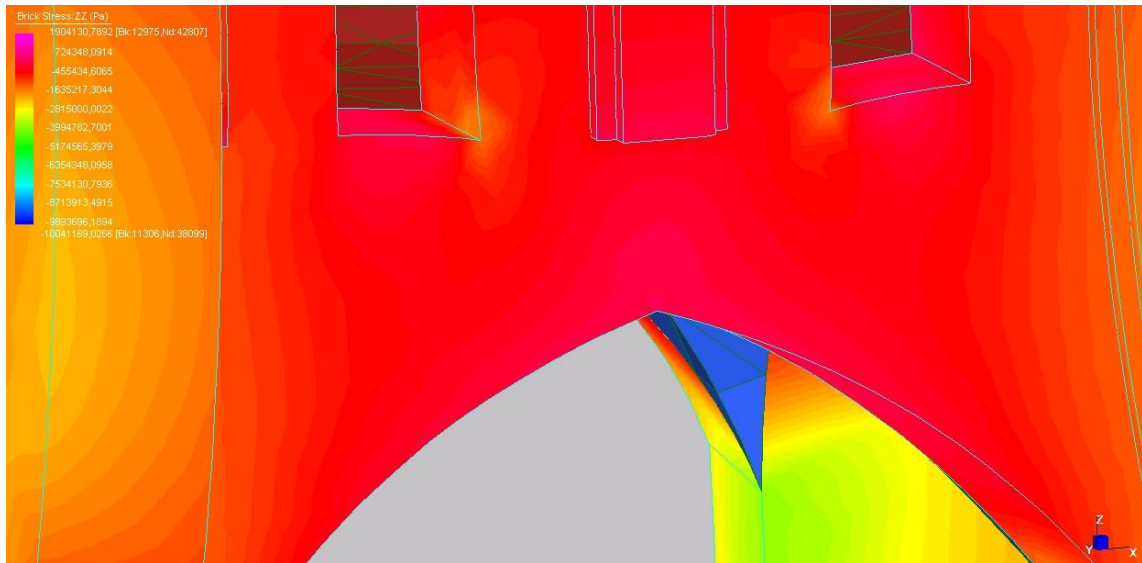
Di seguito si mostrano in particolare i diagrammi delle tensioni verticali nel sistema di riferimento globale σ_{ZZ} , le tensioni orizzontali σ_{YY} e σ_{XX} .



7.1 Andamento delle tensioni σ_{ZZ} nel sistema di riferimento globale

La massima tensione di compressione si ha in corrispondenza dell'innesto del pilastro 1.

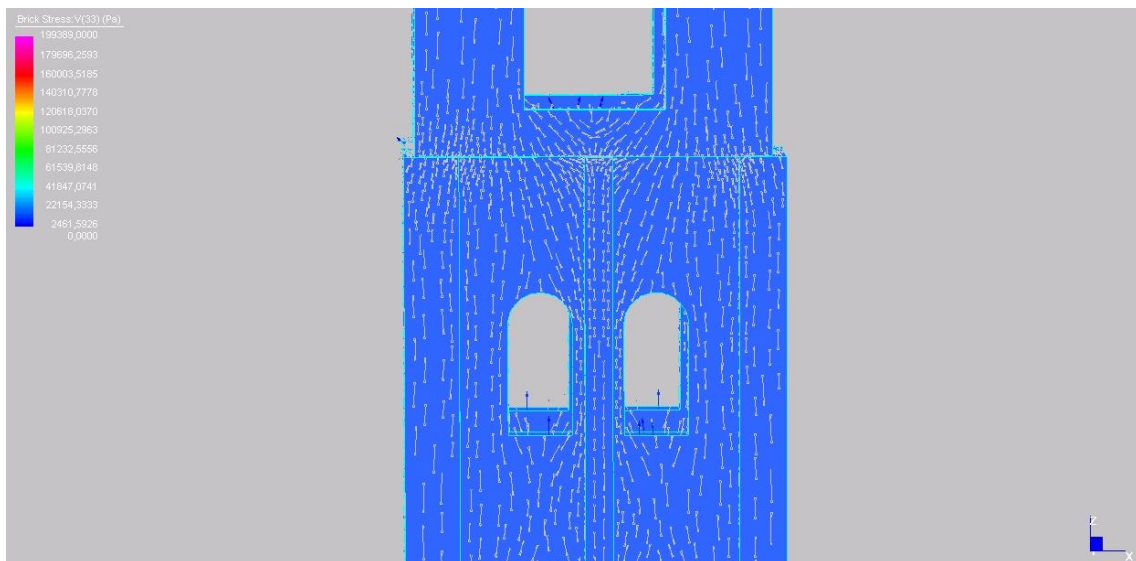
La massima tensione di trazione si ha invece in corrispondenza dell'arco 12 a sesto acuto del paramento murario ed è pari a 0,16 MPa.



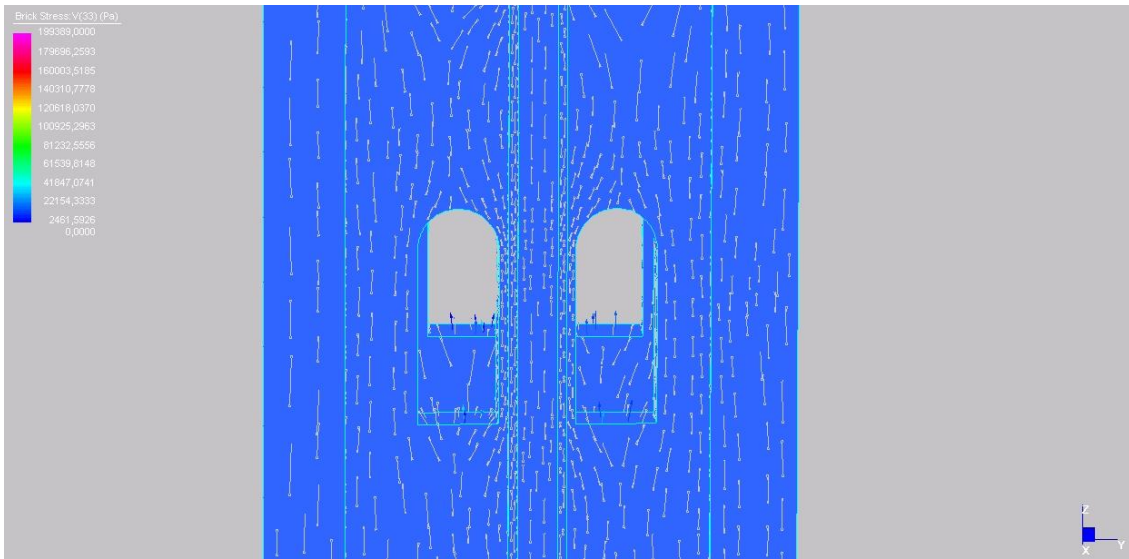
7.2 Andamento delle tensioni verticali σ_{zz} in corrispondenza dell'arco 12

La struttura quindi come si poteva immaginare guardando la geometria presenta elevate tensioni di compressione in corrispondenza dei pilastri mentre le trazioni più elevate si presentano in corrispondenza delle chiavi degli archi che costituiscono la base dei paramenti.

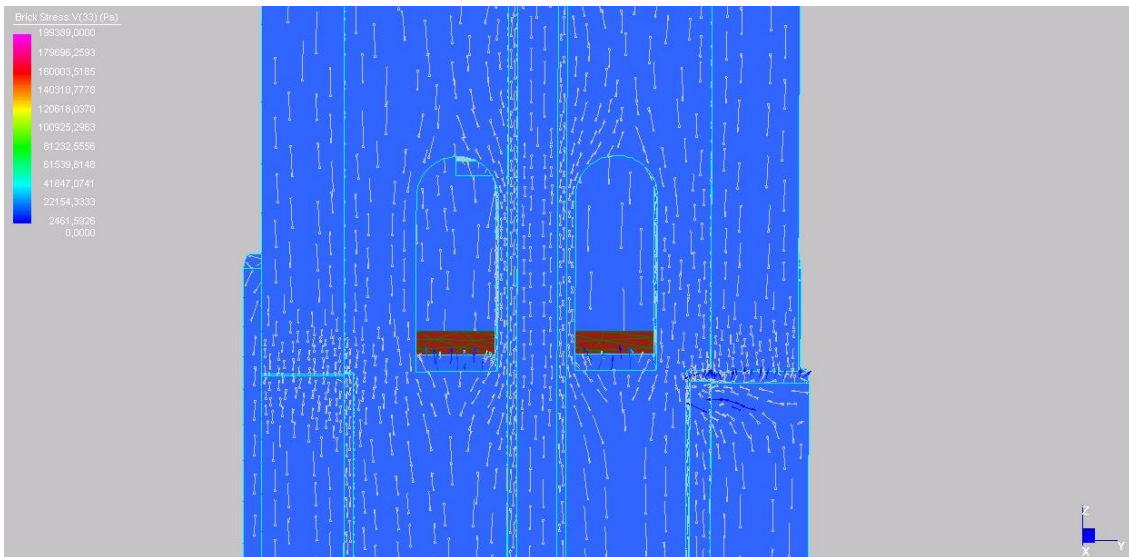
Osservando la distribuzione delle tensioni principali σ_{33} si nota come la presenza delle aperture e degli archi a sesto acuto del peribolo absidale fanno sì che le tensioni migrino verso le parti piene di muratura causando l'insorgere di tensioni di trazione appena al di sopra degli archi e nella parte superiore ed inferiore rispetto alle finestre, a causa dell'innesco del cosiddetto meccanismo "ad arco".



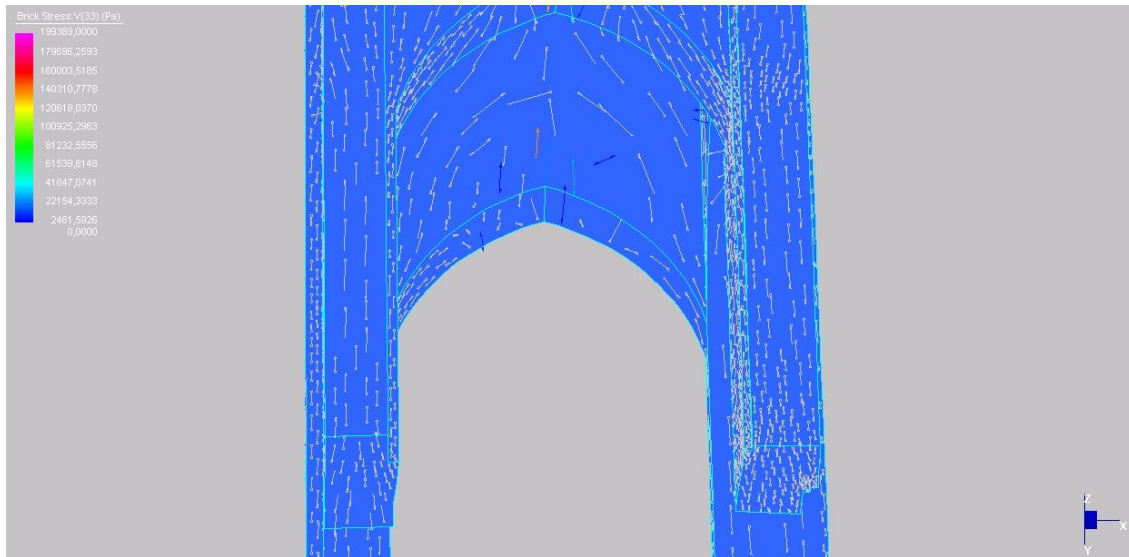
7.3 Andamento delle tensioni principali σ_{33} nei paramenti murari



7. 4 Andamento delle tensioni principali σ_{33} in corrispondenza delle aperture



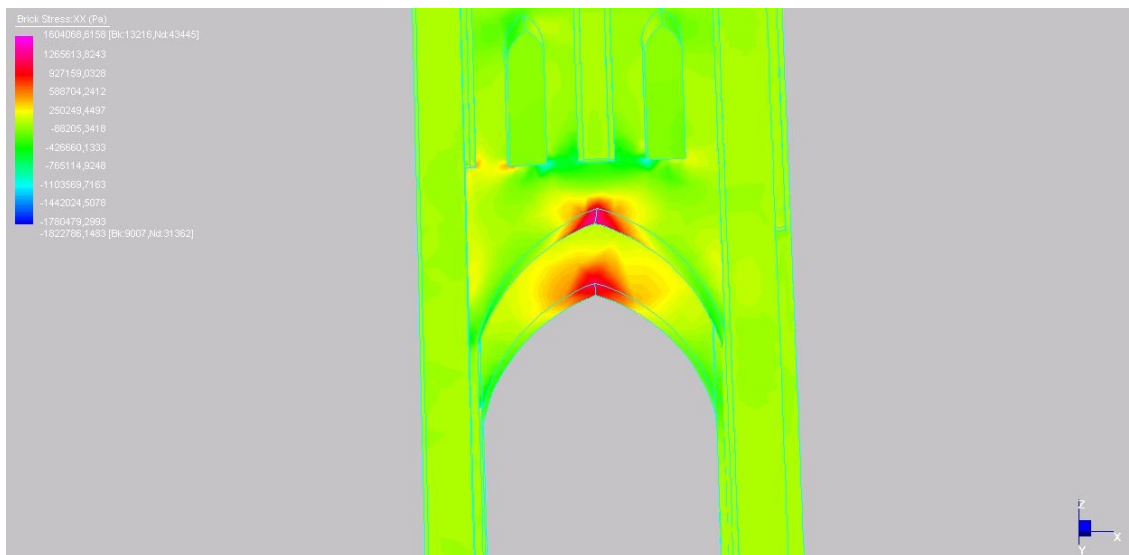
7. 5 Andamento delle tensioni principali σ_{33} in corrispondenza delle aperture



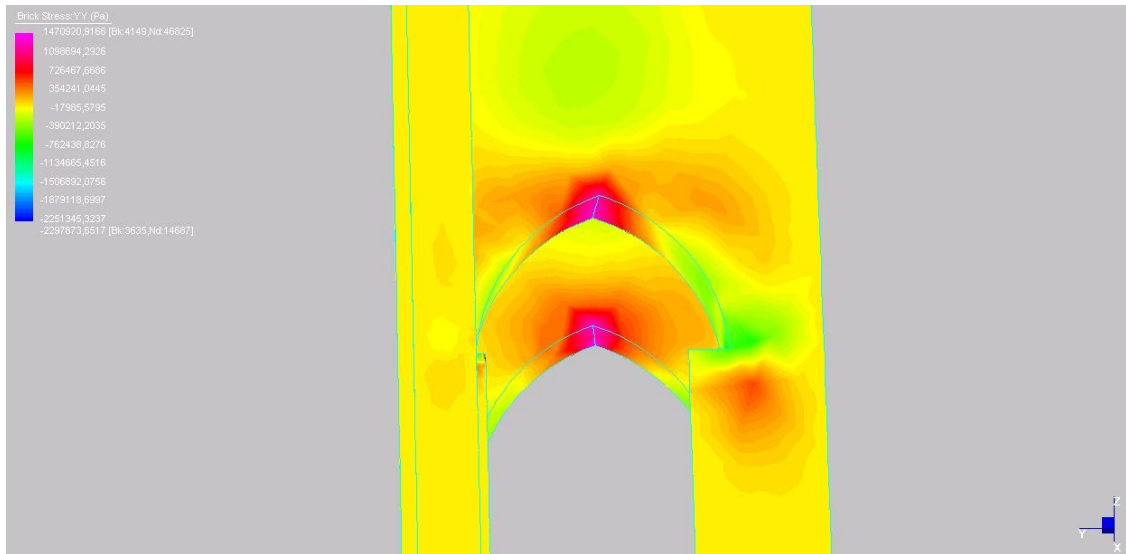
7. 6 Andamento delle tensioni principali σ_{33} in corrispondenza dell'arco 34

Il fenomeno descritto in precedenza causa l'insorgere di forti trazioni nelle due direzioni "orizzontali" σ_{XX} e σ_{YY} lette nel sistema di riferimento globale riportato in figura.

I picchi di tali tensioni si verificano in corrispondenza delle chiavi degli archi e possono raggiungere valori molto elevati pari a circa $1,12 \text{ MPa}$.



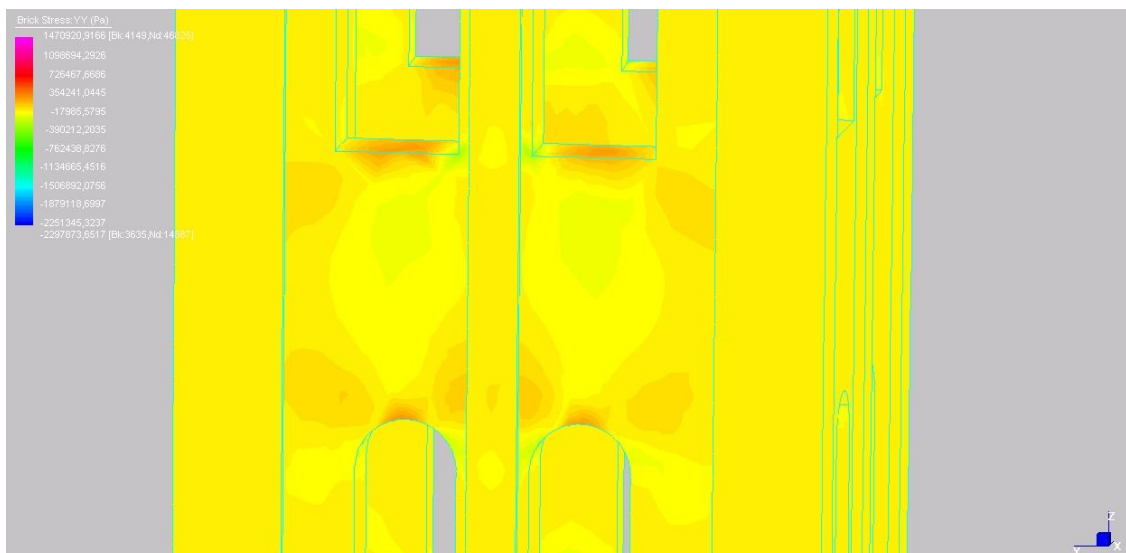
7. 7 Andamento delle tensioni σ_{xx} in corrispondenza delle chiavi degli archi 12 e 34



7. 8 Andamento delle tensioni σ_{yy} in corrispondenza delle chiavi degli archi 23 e 14

7.3 Livelli tensionali nelle aperture

In maniera analoga e per motivi analoghi si sviluppano tensioni di trazione in corrispondenza delle aperture, che attraversano la muratura da una finestra all'altra. Se tali tensioni non destano preoccupazione dal punto di vista statico, essendo molto basso il livello tensionale, tuttavia vedremo in seguito come tali livelli tensionali risultino essere amplificati in presenza di sollecitazione di natura sismica.



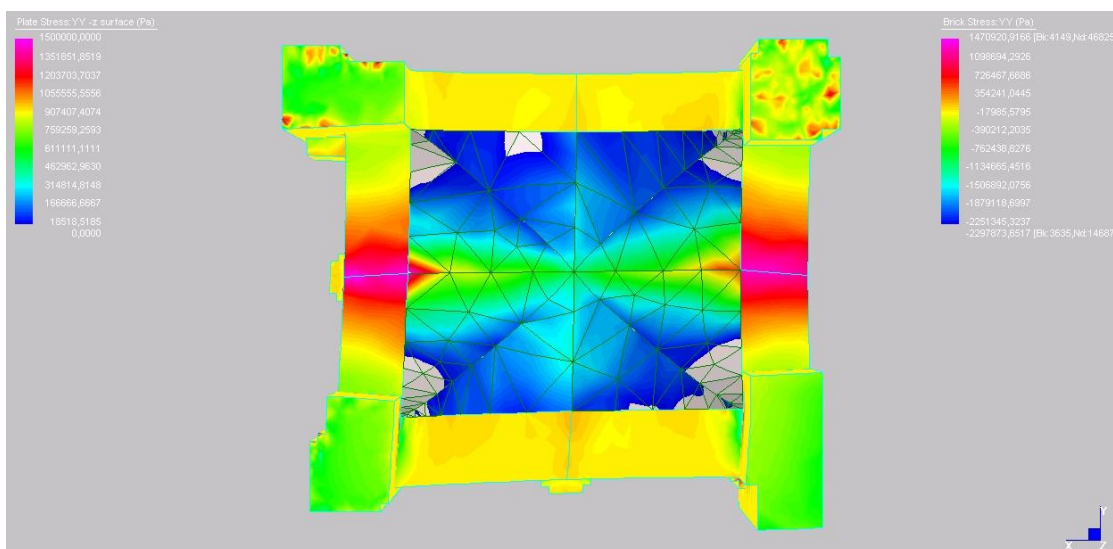
7. 9 Andamento delle tensioni σ_{yy} in corrispondenza delle aperture

Per quanto riguarda i paramenti esterni si è stati in grado di individuare in maniera abbastanza semplice i punti critici trovando abbastanza riscontro con i quadri fessurativi presenti nella struttura.

7.4 Livelli tensionali nelle volte

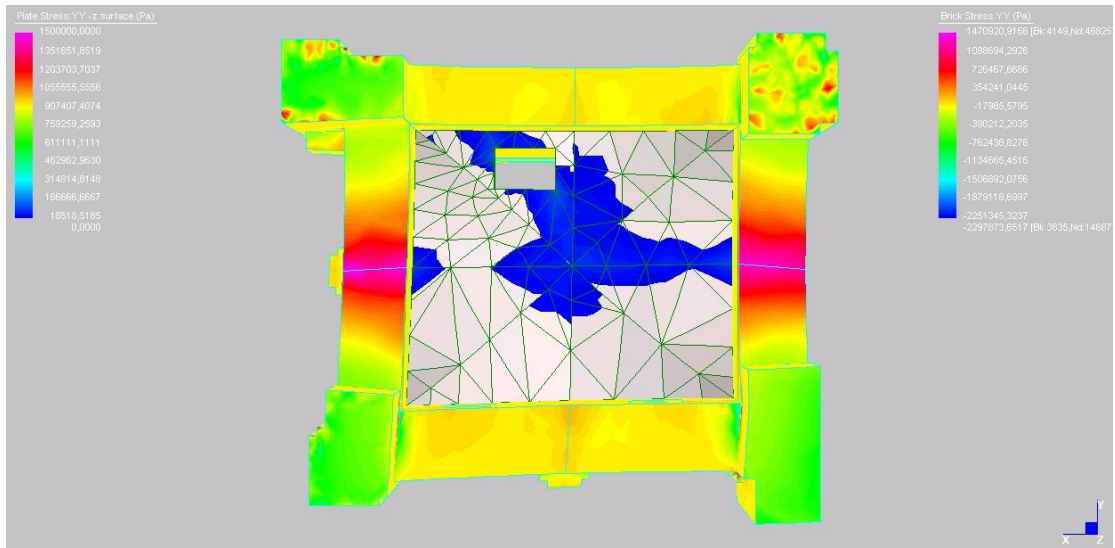
Per quanto riguarda le volte il modello agli elementi finiti preliminare individua l'insorgere di forti trazioni nella volta a crociera che suddivide l'interno del tempio con l'accesso al campanile. Probabile che la volta stessa sia stata più volte nel tempo stata interessata da interventi di restauro, come potrebbero lasciare immaginare i motivi decorativi differenti rispetto alle altre volte del peribolo absidale. Inoltre il piano di calpestio della volta 1 presenta un dislivello di circa 0,3m dal punto più alto a quello più basso il che farebbe pensare ad una tipologia di dissesto dovuta probabilmente a cedimento di fondazione. Nelle successive analisi si punterà molto su questo aspetto, cercando di individuare le differenze tra il modello preliminare e i modelli successivi che tengono conto della interazione con il terreno.

Si espongono di seguito i diagrammi delle tensioni σ_{YY} nelle volte mettendo in evidenza le sole tensioni di trazione.

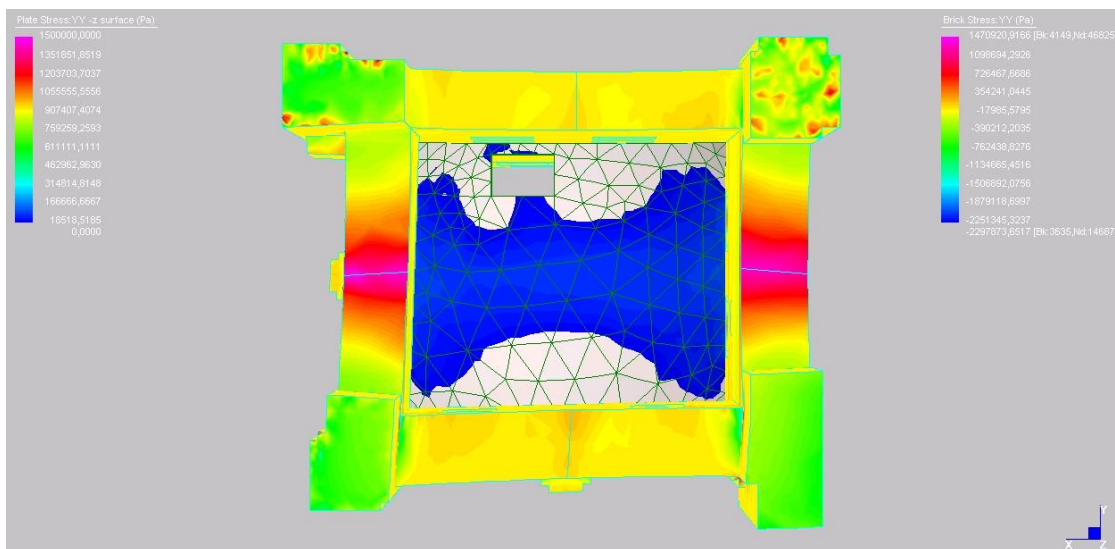


7. 10 Andamento delle tensioni σ_{YY} di trazione in corrispondenza della volta 1

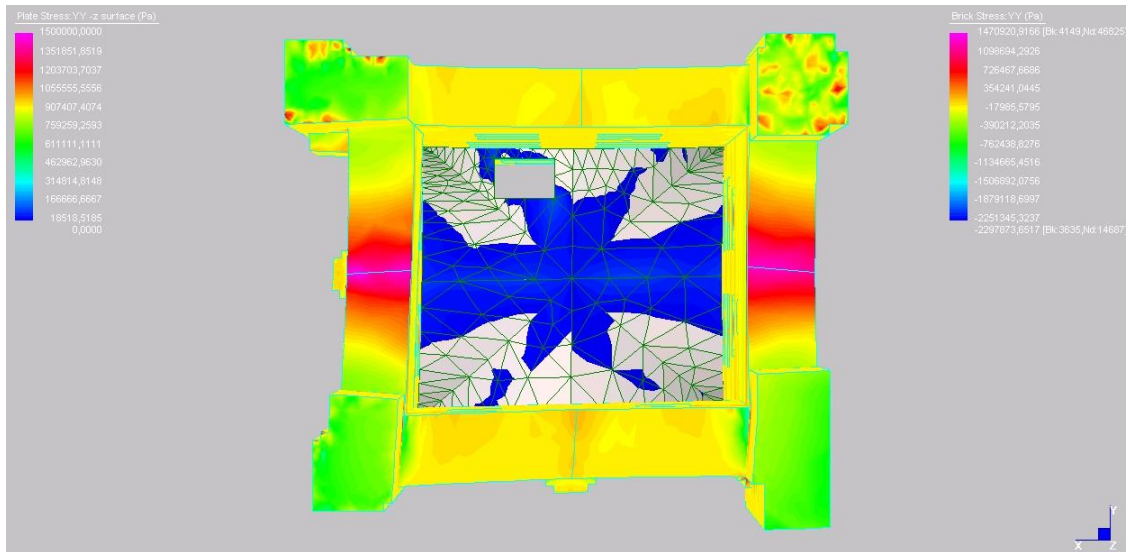
Capitolo settimo



7. 10 Andamento delle tensioni σ_{yy} di trazione in corrispondenza della volta 2



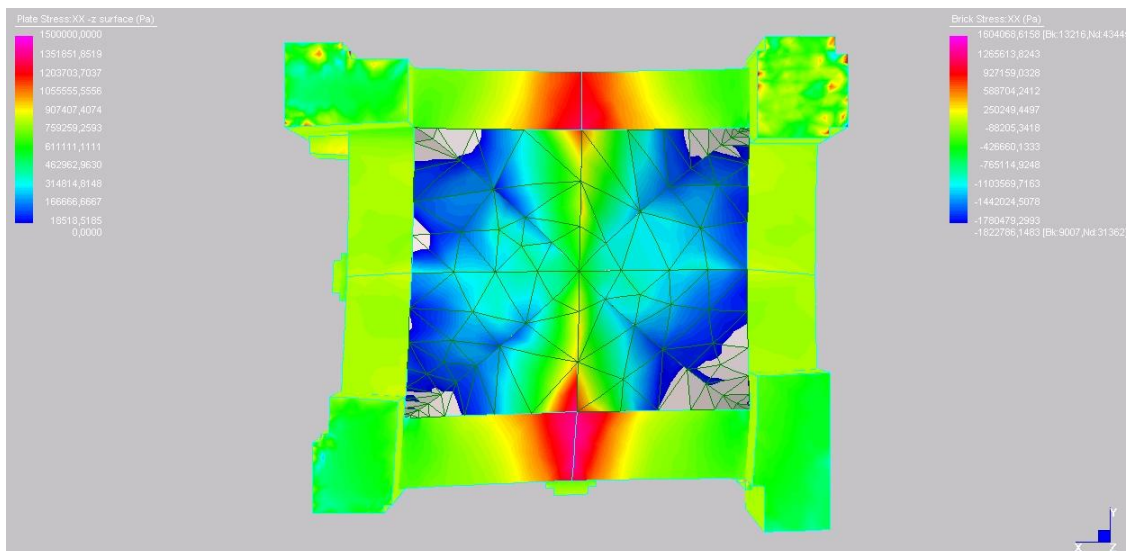
7. 11 Andamento delle tensioni σ_{yy} di trazione in corrispondenza della volta 3



7. 12 Andamento delle tensioni σ_{yy} di trazione in corrispondenza della volta 4

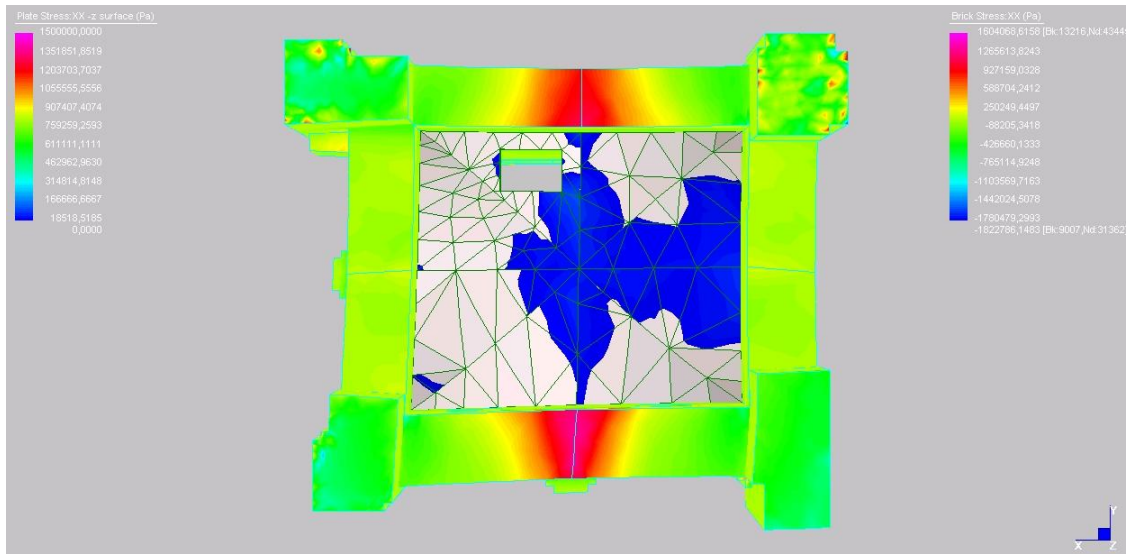
Come già accennato in precedenza le massime tensioni di trazione si registrano in corrispondenza della volta1 che divide l'interno della Chiesa con il vano di accesso del campanile. La massima tensione di trazione registrata è dell'ordine di $0,9MPa$.

Analogamente si riportano i diagrammi delle tensioni σ_{xx} nelle volte.

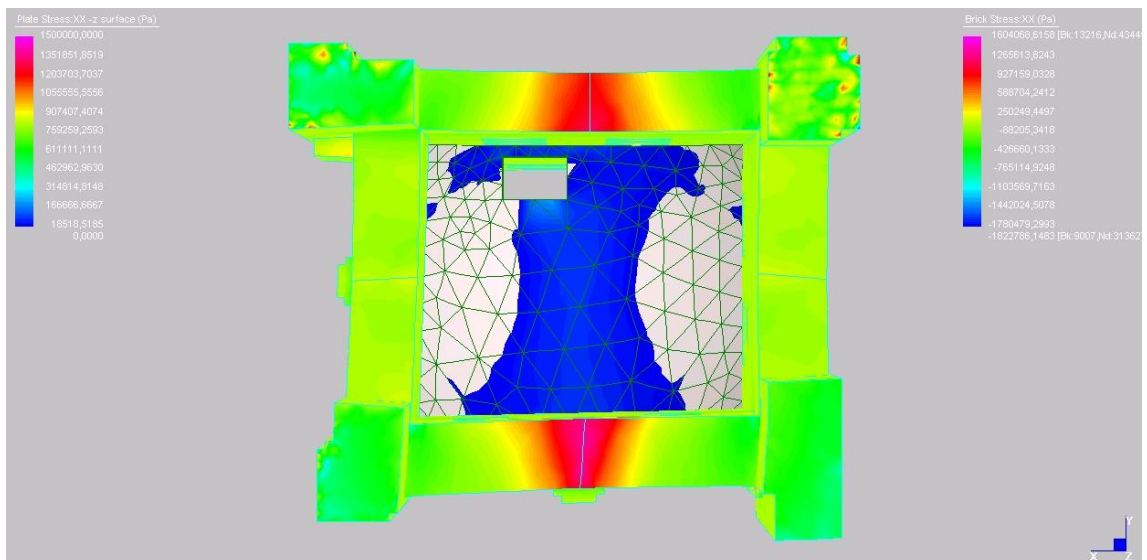


7. 13 Andamento delle tensioni σ_{xx} di trazione in corrispondenza della volta 1

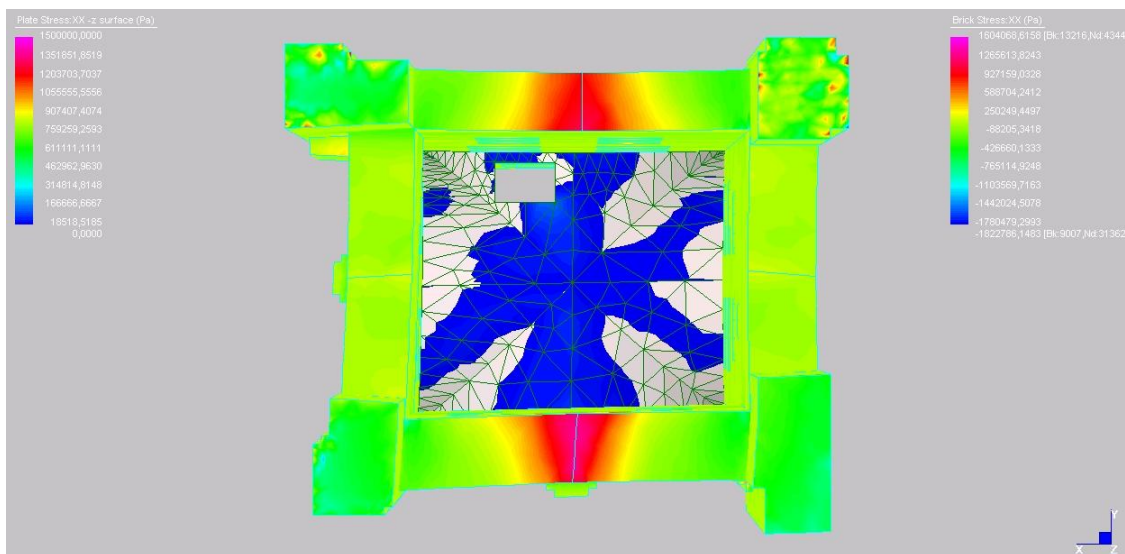
Capitolo settimo



7. 14 Andamento delle tensioni σ_{xx} di trazione in corrispondenza della volta 2



7. 15 Andamento delle tensioni σ_{xx} di trazione in corrispondenza della volta 3



7. 16 Andamento delle tensioni σ_{xx} di trazione in corrispondenza della volta 4

La massima tensione di trazione σ_{xx} registrata nella volta 1 in questo caso risulta essere pari a $0,1 MPa$, nettamente inferiore alla tensione registrata nell'altra direzione. Questo può essere dovuto sia al maggior peso della muratura sovrastante il punto in cui si registra la massima trazione σ_{yy} , sia alla maggiore snellezza dei pilastri che sorreggono la struttura in questa direzione.

Nelle volte che interessano i piani più alti della struttura si registrano comunque delle tensioni di trazioni molto diffuse, tuttavia lo stato di sollecitazione è talmente basso e diffuso che non vi si individuano tensioni fortemente localizzate che potrebbero far pensare alla formazione di quadri fessurativi. Le massime tensioni di trazione in entrambe le direzioni si verificano in corrispondenza delle aperture nelle volte che consentono l'accesso tra i vani del campanile. I valori di tali tensioni di trazione sono dell'ordine di circa $0,06 MPa$.

Individuati i punti critici della struttura nei prossimi capitoli verrà posta l'attenzione su come variano i livelli tensionali in detti punti al variare delle condizioni al contorno e al variare del tipo di analisi. Prima di tutto nel capitolo successivo si effettuerà un confronto tra il modello preliminare e i modelli con supporti elastici alla base. Svolgendo analisi statiche lineari si metteranno inoltre a confronto i livelli tensionali del modello preliminare con i risultati ottenuti con il modello globale, che tiene conto della interazione con le adiacenti strutture.

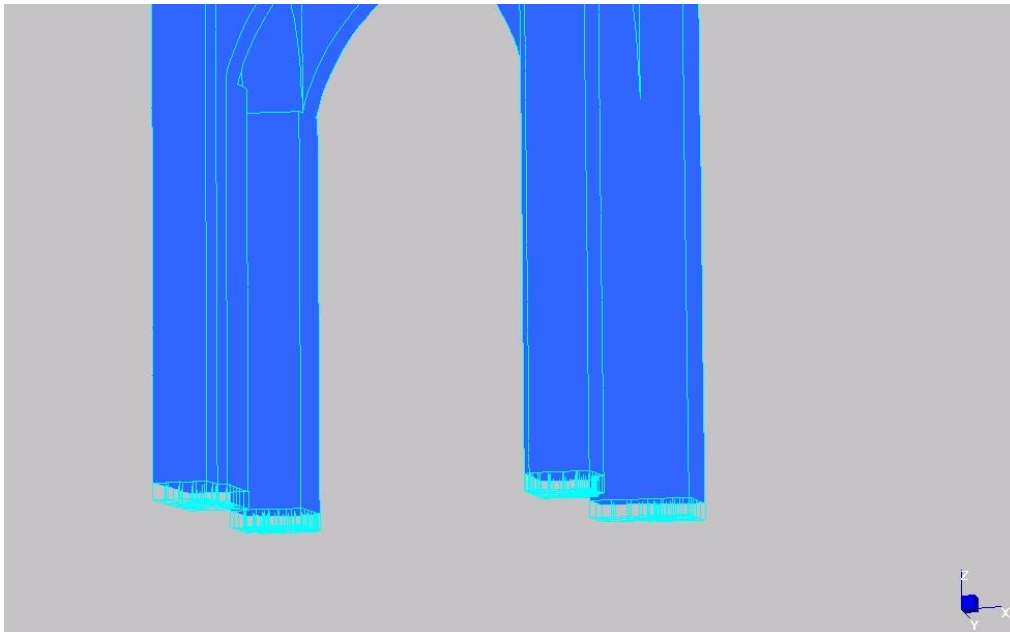
Capitolo ottavo

Studio degli effetti provocati da cedimenti differenziali

8.1 Introduzione

In una fase successiva rispetto a quella precedentemente esposta il comportamento statico della torre campanaria è stato studiato tenendo conto della interazione della struttura con il terreno di fondazione. La presenza del terreno di fondazione è stata modellata introducendo alla base dei pilastri dei supporti elastici. Il terreno di fondazione viene quindi schematizzato come suolo elastico alla Winkler.

La presenza del terreno viene schematizzata mediante delle molle aventi una certa rigidezza traslazionale nella direzione dell'asse z del modello.



8. 1 Supporto elastico alla base dei pilastri per simulare la presenza del terreno di fondazione e di eventuali cedimenti vincolari

Per simulare inoltre la presenza di eventuali cedimenti differenziali la torre è stata vincolata considerando una rigidezza traslazionale differente in uno dei pilastri di volta in volta.

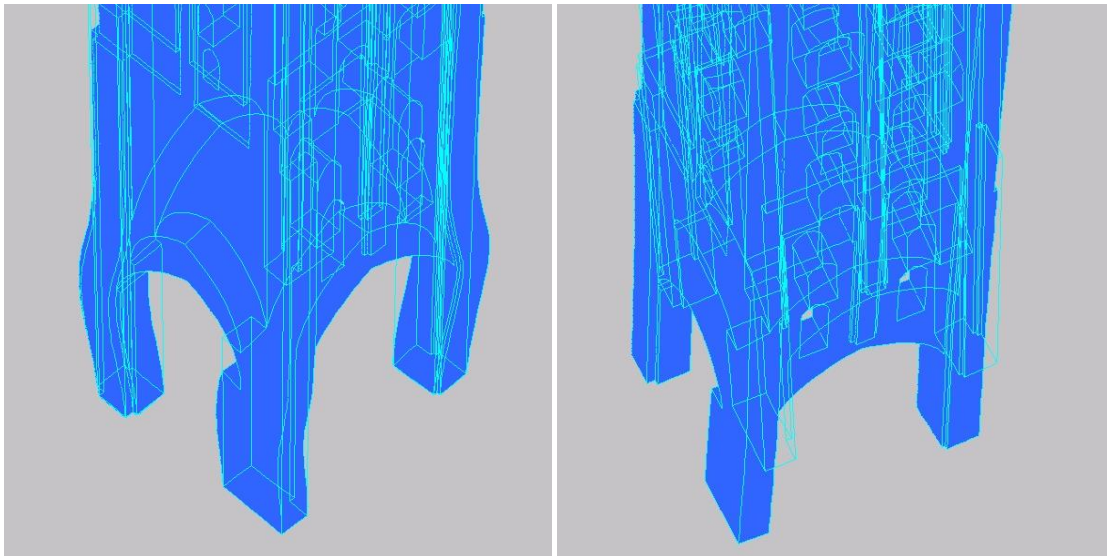
Complessivamente per studiare la interazione con il terreno sono stati realizzati quattro modelli assumendo i seguenti valori di rigidezza: si fa

notare come tali valori siano delle pressioni per unità di lunghezza, essendo il supporto elastico distribuito su un'area finita e non puntiforme.

MODELLO	PILASTRO 1 (MPa)	PILASTRO 2 (MPa)	PILASTRO 3 (MPa)	PILASTRO 4 (MPa)
SG4	2	2	1	2
SG5	1	2	2	2
SG6	2	1	2	2
SG7	2	2	2	1

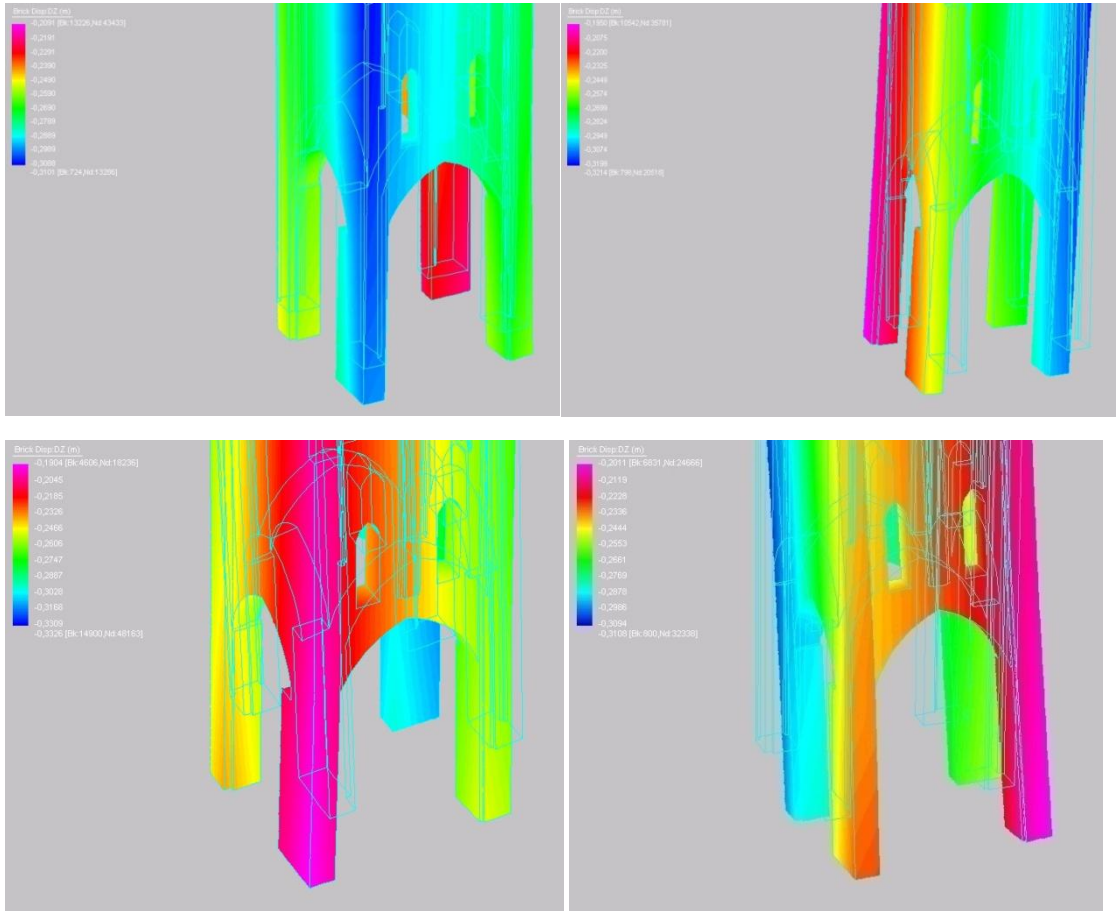
La prima differenza che risalta guardando i risultati delle analisi statiche dei modelli con supporti elastici rispetto al modello preliminare con incastri perfetti alla base consiste nella deformata.

Nel caso con incastri perfetti alla base, i pilastri, data la elevata snellezza rispetto al notevole peso trasferito dalla sovrastante struttura, tendono a instabilizzarsi. Nel caso invece di supporti elastici le basi dei pilastri tendono ad allontanarsi l'uno dall'altro come è possibile notare guardando le deformate dei due modelli a confronto.



8. 2 a) Deformata del modello con incastri alla base; b) Deformata del modello con supporto elastico alla base

Analogamente si pongono in seguito a confronto le deformate dei quattro modelli con supporto elastico alla base. Obiettivo di questa modellazione è quello di individuare in che modo il differente vincolamento alla base dei pilastri potesse modificare il livello tensionale negli stessi, nonché nei paramenti murari e nelle volte.



8. 3 Spostamenti verticali nei modelli con supporto elastico alla base con cedimento differenziale: a) Pilastro1; b) Pilastro 2; c) Pilastro 3; d) Pilastro4

8.2 Andamento delle tensioni verticali nei pilastri: modelli con supporto elastico alla base

Dalle analisi svolte sul modello preliminare si è evinto che i punti maggiormente sollecitati in compressione sono gli attacchi degli archi a tutto sesto mentre assumono valori molto elevati le tensioni di trazione in corrispondenza delle chiavi di detti archi. Si espone nelle seguenti tabelle i valori delle tensioni massime assunti nei cinque modelli. In particolare si riportano le massime tensioni in compressione e le massime tensioni di trazione, specificando dove tale valore massimo viene assunto.

MODELLO SG preliminare:

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{zz}	-7,31	22172	Innesto pilastro 1
σ_{xx}	1,12	13760	Chiave arco 1-2
σ_{yy}	1,115	14405	Chiave arco 1-4

MODELLO SG4: cedimento differenziale pilastro 3

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{ZZ}	-8,49	3985	Innesto pilastro 2
σ_{XX}	1,47	13760	Chiave arco 1-2
σ_{YY}	1,26	14405	Chiave arco 1-4

MODELLO SG5: cedimento differenziale pilastro 1

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{ZZ}	-8,07	3985	Innesto pilastro 2
σ_{XX}	1,47	13760	Chiave arco 1-2
σ_{YY}	1,26	14405	Chiave arco 1-4

MODELLO SG6: cedimento differenziale pilastro 2

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{ZZ}	-6,62	13811	Innesto pilastro 1
σ_{XX}	1,49	13760	Chiave arco 1-2
σ_{YY}	1,24	14405	Chiave arco 1-4

MODELLO SG7: cedimento differenziale pilastro 4

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{ZZ}	-6,98	13811	Innesto pilastro 1
σ_{XX}	1,47	13760	Chiave arco 1-2
σ_{YY}	1,26	14405	Chiave arco 1-4

Dai risultati ottenuti si evince che la presenza di supporto deformabile al di sotto dei pilastri provoca alcuni mutamenti, anche se non eccessivi, nel comportamento strutturale della torre campanaria. In particolare si evince che sostanzialmente per quanto riguarda le tensioni massime di trazione esse si verificano in tutti i modelli considerati, sempre nello stesso punto e cioè in corrispondenza delle chiavi degli archi 1-2 e 3-4. Nel caso

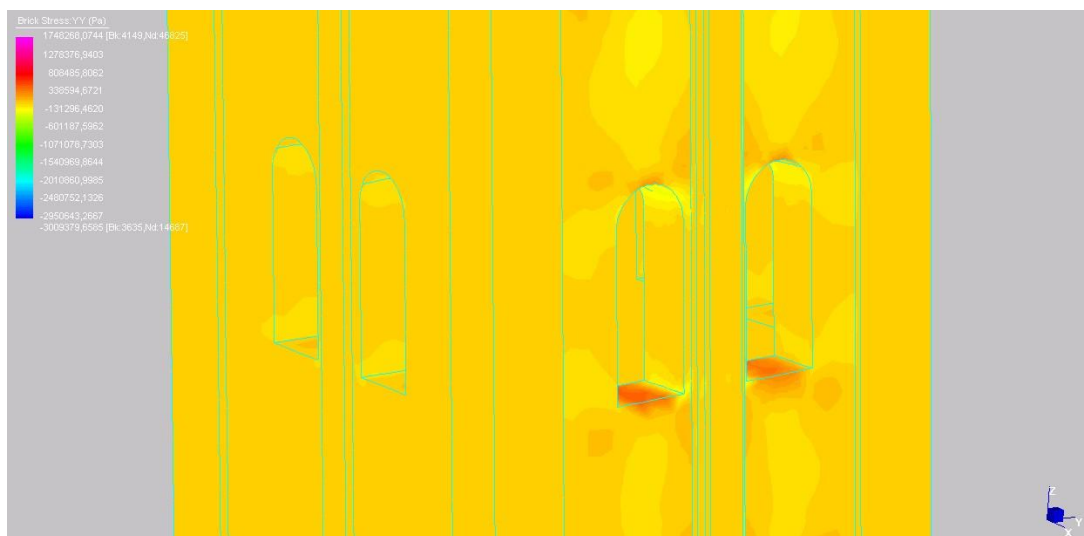
di supporto elastico tuttavia i valori numerici delle tensioni di trazione subiscono un incremento del 24% per le σ_{XX} , del 15% per le σ_{YY} rispetto al caso con incastrati alla base. Differente è il discorso per le σ_{ZZ} dove il valore massimo di tensione di compressione si verifica all'innesto del pilastro 1 nel caso con incastrati alla base, e in caso di cedimento differenziale nei pilastri 2 e 4. Il valore di tensione massima di compressione si verifica in corrispondenza dell'innesto del pilastro 2 in caso di cedimento differenziale nel pilastro 1 e 3. Nei cinque differenti casi di vincolamento il valore numerico oscilla tra $-6,62$ e $-8,07$ MPa.

8.3 Andamento delle tensioni orizzontali alla base delle finestre

Analogamente a quanto fatto per l'andamento delle tensioni verticali all'innesto del campanile sui pilastri del peribolo absidale, si è fatto un confronto delle tensioni di trazione σ_{XX} e σ_{YY} alla base delle finestre.

Per effettuare questo tipo di confronto si sono scelti degli elementi finiti di riferimento, uno per ogni finestra e su ogni facciata della torre campanaria.

Le base delle finestre è a quota 25,70m rispetto al piano di calpestio del peribolo absidale.



8.4 Andamento delle tensioni σ_{YY} alla base delle finestre

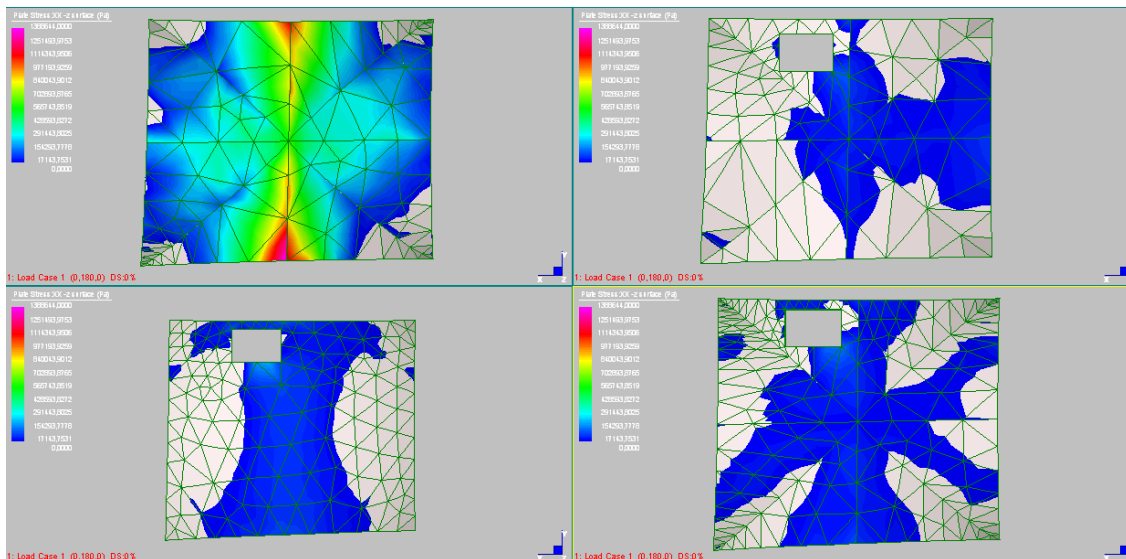
Si riportano quindi i livelli tensionali delle basi delle finestre. Il livello tensionale riportato è relativo allo stesso elemento in tutti i modelli.

TENSIONE (MPa)	BRICK	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
σ_{XX}	7504	0,222	0,212	0,213	0,234	0,235
σ_{XX}	11449	0,175	0,175	0,175	0,169	0,169
σ_{YY}	14277	0,291	0,298	0,298	0,280	0,281
σ_{YY}	12740	0,266	0,255	0,256	0,287	0,286
σ_{XX}	27029	0,131	0,118	0,119	0,154	0,153
σ_{XX}	12099	0,078	0,0859	0,0856	0,0628	0,064
σ_{YY}	14855	0,326	0,33	0,33	0,32	0,32
σ_{YY}	14421	0,321	0,309	0,309	0,346	0,345

Dal confronto dei risultati delle analisi statiche lineari svolti sui cinque modelli risulta che lo stato tensionale alla base delle finestre non cambia sostanzialmente al variare delle condizioni al contorno. Quindi si è in grado di affermare che i quadri fessurativi che interessano le aperture sulle quattro facciate del campanile non siano dovuti alla interazione della struttura con il terreno di fondazione, e che non siano quindi imputabili a cedimenti differenziali del terreno di fondazione. Analogamente a quanto fatto per i pilastri e per le finestre si osserveranno in seguito gli andamenti delle tensioni nelle volte nei cinque modelli.

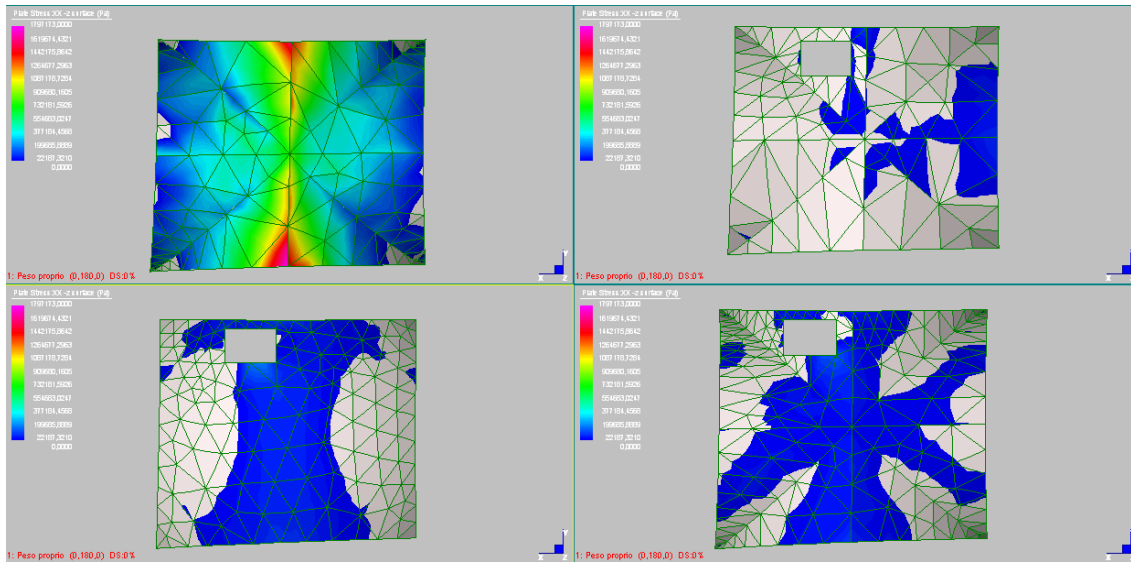
8.4 Andamento dei livelli tensionali nelle volte

MODELLO SG: pilastri incastrati alla base



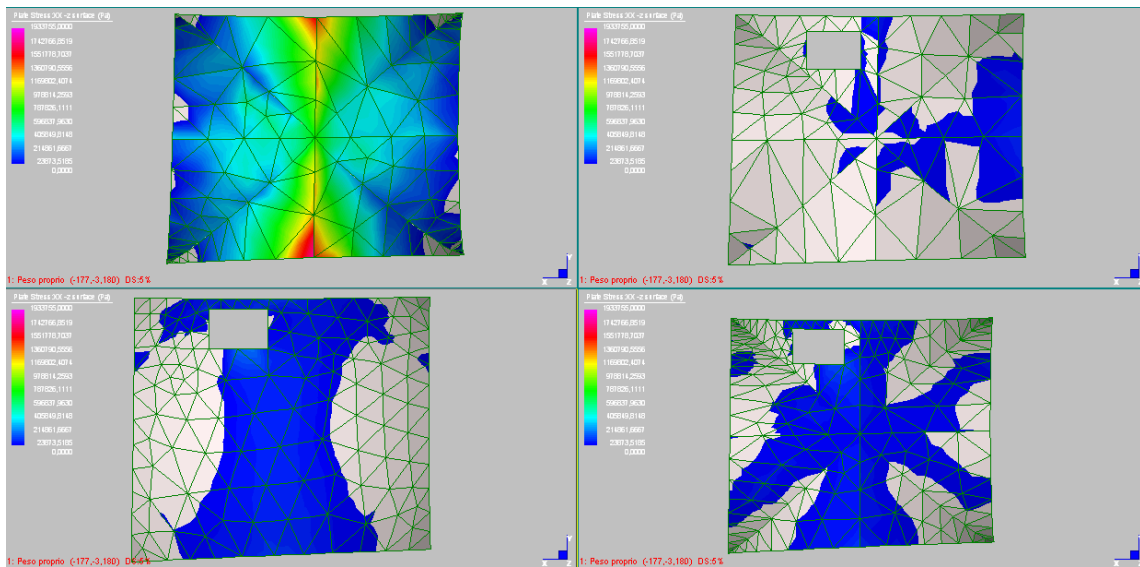
8.5 Andamento delle tensioni di trazione σ_{XX} nelle volte nel modello preliminare

MODELLO SG4: fondazione cedevole sotto il pilastro 3



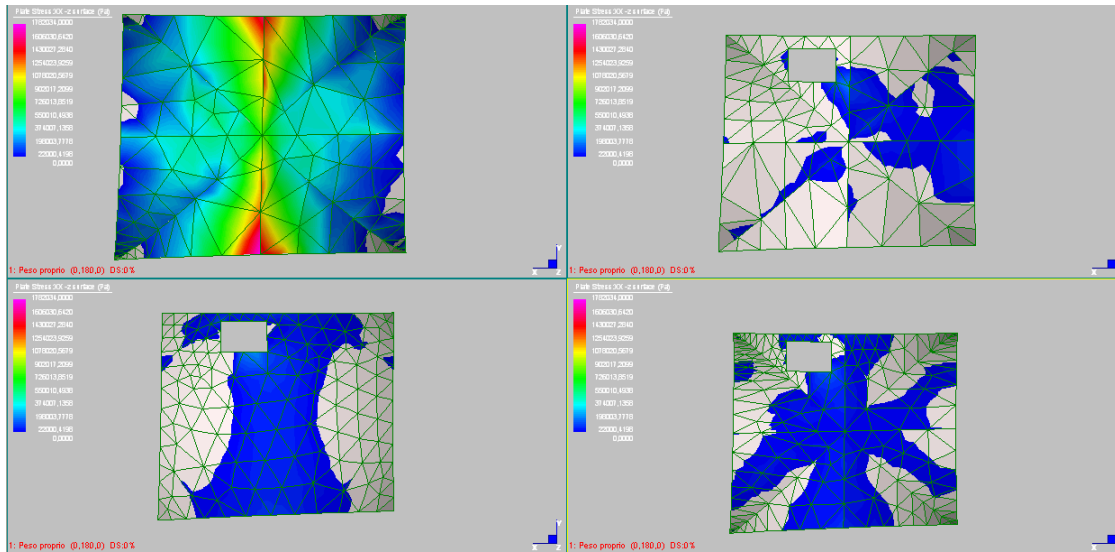
8. 6 Andamento delle tensioni di trazione σ_{xx} nelle volte nel modello con fondazione cedevole sotto il pilastro 3

MODELLO SG5: fondazione cedevole sotto il pilastro 1



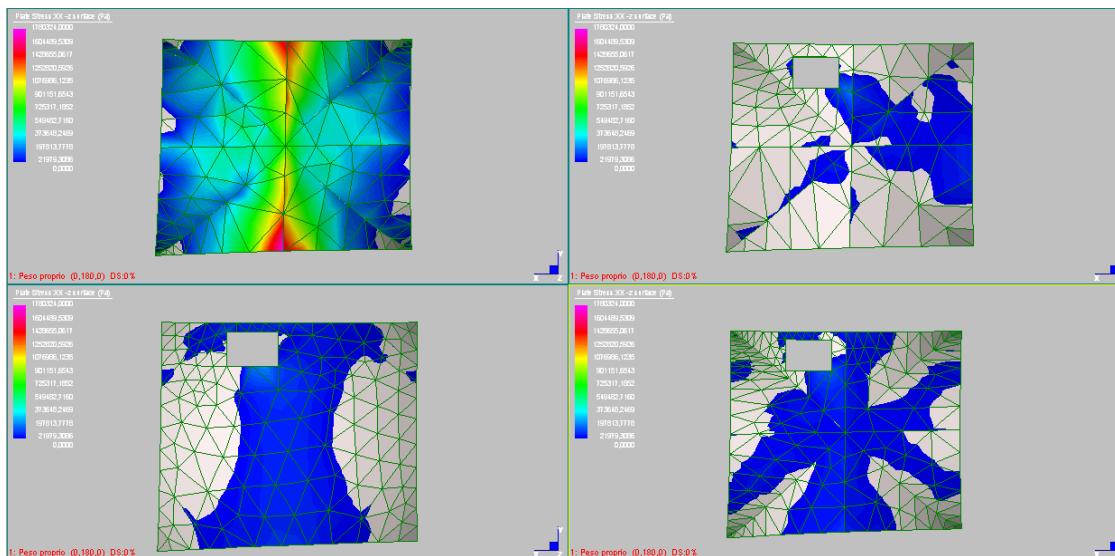
8. 7 Andamento delle tensioni di trazione σ_{xx} nelle volte nel modello con fondazione cedevole sotto il pilastro 1

MODELLO SG6: fondazione cedevole sotto il pilastro 2



8. 8 Andamento delle tensioni di trazione σ_{XX} nelle volte nel modello con fondazione cedevole sotto il pilastro 2

MODELLO SG7: fondazione cedevole sotto il pilastro 4



8. 9 Andamento delle tensioni di trazione σ_{XX} nelle volte nel modello con fondazione cedevole sotto il pilastro 4

Osservando gli andamenti delle tensioni di trazione σ_{XX} nelle quattro volte si osserva che i diagrammi nei cinque differenti casi di vincolamento sono quasi sovrapponibili, in accordo con quanto osservato per ciò che riguarda i pilastri e le finestre. Si riporta di seguito un confronto tra i valori

Capitolo ottavo

numerici delle tensioni σ_{XX} , σ_{YY} , σ_{ZZ} in alcuni punti caratteristici, per dare ulteriore conferma al fatto che la struttura globalmente risenta poco della variazione delle condizioni al contorno sui pilastri.

Stress (XX)					
VOLTA 1	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 236 (Arco 12)	1,0676	1,4216	1,4182	1,3747	1,3715
Plate 252 (Arco 12)	0,7248	1,0257	1,0305	1,0521	1,0537
Plate 258 (Arco 12)	0,7935	1,0689	1,0718	1,0792	1,0787
Plate 338 (Arco 34)	0,7402	1,0395	1,0338	1,0736	1,0608
Plate 352 (Arco 34)	0,5415	0,775	0,7808	0,7456	0,7493
Plate 354 (Arco 34)	0,6808	0,9489	0,9525	0,9263	0,9266

Stress (YY)					
VOLTA 1	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 222 (Arco 23)	0,8763	1,0355	1,0463	1,062	1,0501
Plate 279 (Arco 23)	0,895	1,1049	1,1036	1,1179	1,1189
Plate 296 (Arco 14)	0,6891	0,7685	0,7987	0,7606	0,7251
Plate 297 (Arco 14)	0,7881	0,8861	0,906	0,9	0,8749
Plate 316 (Arco 14)	0,8442	1,0027	1,0035	0,9642	0,9605
Plate 325 (Arco 14)	0,6897	0,842	0,834	0,8209	0,8265

Stress (ZZ)					
VOLTA 1	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 200 (Pil. 2)	-2,4051	-2,0326	-1,9422	-1,5325	-1,6927
Plate 225 (Pil. 2)	-1,6653	-1,3702	-1,2961	-1,0156	-1,1522
Plate 226 (Pil. 2)	-2,9075	-2,1649	-2,0763	-1,6329	-1,8113
Plate 227 (Pil. 2)	-4,8612	-2,2884	-2,229	-1,7482	-1,9247
Plate 249 (Pil. 1)	-1,5979	-1,0609	-0,9481	-1,1563	-1,2228
Plate 260 (Pil. 1)	-1,3752	-0,5438	-0,4575	-0,5616	-0,607
Plate 263 (Pil. 1)	-1,955	-0,5366	-0,6444	-0,7007	-0,696
Plate 281 (Pil. 3)	-0,5455	0,1221	0,0606	0,131	0,1298
Plate 307 (Pil. 1)	-2,0777	-1,7939	-1,6267	-1,9554	-2,0932
Plate 332 (Pil. 3)	-1,7292	-0,32	-0,4221	-0,4163	-0,4472
Plate 333 (Pil. 3)	-0,3277	0,2426	0,1915	0,3028	0,2822

Capitolo ottavo

Stress (XX)					
VOLTA 2	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 985 (Apert.)	0,0092	-0,0014	-0,0018	-0,039	-0,0373
Plate 994 (Apert.)	0,076	-0,0065	-0,0044	0,0979	0,0944
Plate 1002 (Apert.)	0,0654	-0,0021	-0,0001	0,1118	0,1078
Plate 1010 (Apert.)	0,0186	-0,0178	-0,0174	-0,0157	-0,0154
Plate 1046 (Arco 12)	-0,0162	-0,0427	-0,0423	-0,0408	-0,041
Plate 1057 (Arco 12)	-0,0089	-0,0328	-0,0327	-0,0372	-0,0372

Stress (YY)					
VOLTA 2	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 1035 (Arco 23)	0,0184	0,0164	0,0157	0,0014	0,0025
Plate 1071 (Arco 23)	0,0037	0,0069	0,0061	-0,022	-0,0205
Plate 1081 (Arco 23)	-0,0056	-0,0001	-0,0008	-0,0257	-0,0244
Plate 1100 (Arco 14)	0,0002	-0,0022	-0,003	-0,0121	-0,0109
Plate 1116 (Arco 14)	0,022	0,0154	0,0149	0,0195	0,0202

Stress (ZZ)					
VOLTA 2	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 982 (Pil. 3)	-0,3435	-0,3305	-0,331	-0,3812	-0,3788
Plate 1013 (Pil. 4)	-0,2862	-0,3208	-0,32	-0,2779	-0,2792
Plate 1029 (Pil. 2)	-0,3069	-0,3503	-0,349	-0,275	-0,2778
Plate 1040 (Pil. 2)	-0,3345	-0,3866	-0,3847	-0,3139	-0,317
Plate 1052 (Pil. 1)	-0,3141	-0,3248	-0,3251	-0,3811	-0,3797
Plate 1062 (Pil. 1)	-0,3645	-0,3131	-0,3146	-0,3748	-0,3724
Plate 1094 (Pil. 1)	-0,3904	-0,3711	-0,3728	-0,4462	-0,4426
Plate 1106 (Pil. 4)	-0,3643	-0,3874	-0,387	-0,3234	-0,3247

Capitolo ottavo

Stress (XX)					
VOLTA 3	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 1147 (Arco 12)	0,0619	0,0628	0,0627	0,06	0,0601
Plate 1170 (Apert.)	0,0924	0,0909	0,091	0,0947	0,0946
Plate 1172 (Apert.)	0,057	0,0465	0,047	0,0755	0,0744
Plate 1301 (Apert.)	0,0613	0,0545	0,0548	0,073	0,0723
Plate 1302 (Apert.)	0,1532	0,1448	0,1451	0,1675	0,1667
Plate 1324 (Arco 12)	0,0606	0,0608	0,0608	0,0598	0,0598
Plate 1325 (Arco 12)	0,0704	0,0706	0,0705	0,0696	0,0696

Stress (YY)					
VOLTA 3	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 1137 (Arco 14)	0,0829	0,0828	0,0828	0,0834	0,0834
Plate 1157 (Arco 23)	0,0787	0,0796	0,0795	0,0776	0,0776
Plate 1314 (Arco 23)	0,0823	0,0831	0,0831	0,0812	0,0813
Plate 1315 (Arco 23)	0,0885	0,0895	0,0895	0,087	0,0871
Plate 1335 (Arco 14)	0,0966	0,0973	0,0973	0,0958	0,0959
Plate 1336 (Arco 14)	0,0911	0,0906	0,0907	0,0924	0,0923

Stress (ZZ)					
VOLTA 3	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 1131 (Pil. 4)	-0,3273	-0,3351	-0,3347	-0,313	-0,3138
Plate 1152 (Pil. 2)	-0,2985	-0,3059	-0,3056	-0,2853	-0,286
Plate 1163 (Pil. 3)	-0,3685	-0,3596	-0,3599	-0,3841	-0,3832
Plate 1309 (Pil. 3)	-0,2559	-0,248	-0,2483	-0,2698	-0,269
Plate 1320 (Pil. 2)	-0,3102	-0,3186	-0,3182	-0,2953	-0,2961
Plate 1330 (Pil. 1)	-0,2808	-0,2739	-0,2742	-0,2934	-0,2927
Plate 1341 (Pil. 4)	-0,3566	-0,3656	-0,3652	-0,3402	-0,3412

Capitolo ottavo

Stress (XX)					
VOLTA 4	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 713 (Arco 12)	0,0445	0,0445	0,0445	0,0446	0,0446
Plate 741 (Arco 12)	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039
Plate 886 (Apert.)	0,0686	0,0686	0,0686	0,0686	0,0686
Plate 898 (Apert.)	0,0728	0,0729	0,0729	0,0728	0,0728

Stress (YY)					
VOLTA 4	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 763 (Arco 23)	0,0392	0,0392	0,0392	0,0391	0,0391
Plate 786 (Arco 23)	0,0364	0,0364	0,0364	0,0364	0,0364
Plate 918 (Arco 14)	0,0472	0,0472	0,0472	0,0472	0,0472
Plate 947 (Arco 23)	0,0515	0,0515	0,0515	0,0514	0,0514
Plate 966 (Arco 14)	0,0447	0,0447	0,0447	0,0447	0,0447
Plate 971 (Arco 14)	0,0204	0,0204	0,0204	0,0203	0,0203

Stress (ZZ)					
VOLTA 4	SG	SG4	SG5	SG6	SG7
Plate 724 (Pil. 1)	-0,2884	-0,2885	-0,2885	-0,2884	-0,2884
Plate 750 (Pil. 3)	-0,3729	-0,373	-0,373	-0,3728	-0,3728
Plate 751 (Pil. 3)	-0,322	-0,3221	-0,3221	-0,322	-0,322
Plate 922 (Pil. 4)	-0,3692	-0,3691	-0,3691	-0,3693	-0,3693
Plate 928 (Pil. 2)	-0,3067	-0,3065	-0,3065	-0,3067	-0,3067
Plate 950 (Pil. 2)	-0,3603	-0,3601	-0,3601	-0,3604	-0,3604
Plate 955 (Pil. 1)	-0,3241	-0,3242	-0,3242	-0,3241	-0,3241

Osservando attentamente i valori numerici provenienti dalle analisi statiche lineari dei modelli con supporto elastico e del modello preliminare con incastri alla base risulta che le volte 3 e 4 situati ad una quota più elevata non risentono del differente vincolamento alla base. I valori numerici infatti risultano praticamente identici in tutti i modelli.

Gli effetti del differente vincolamento alla base dei pilastri sono invece fortemente sentiti nelle volte 1 e 2.

Nella volta 1 si osserva una forte riduzione delle tensioni di compressione σ_{ZZ} in corrispondenza degli innesti della volta a crociera con i pilastri. Allo scarico tensionale in direzione z corrisponde tuttavia un aumento delle tensioni lette sempre nel sistema di riferimento globale σ_{XX} e σ_{YY} . La differenza è accentuata tra il modello con incastri alla base ed uno qualunque dei modelli con supporto elastico. Le oscillazioni tra i valori

delle tensioni sono minime invece ponendo a confronto i quattro modelli aventi fondazione cedevole in uno dei quattro pilastri.

Nella volta 2 invece risulta praticamente immutato lo stato tensionale di compressione nei quattro innesti della volta. Per quanto riguarda invece le tensioni di trazione σ_{XX} e σ_{YY} è possibile notare invece come le trazioni si riducano in corrispondenza delle aperture, dove tali valori addirittura invertono il loro segno.

8.5 Considerazioni conclusive sulle analisi statiche dei modelli senza interazione con le strutture adiacenti

Ciò che si è potuto osservare a valle delle analisi elastiche lineari svolte sul modello preliminare e sui modelli con supporto elastico alla base è che lo stato tensionale della struttura globalmente non risente del differente grado di vincolamento alla base della struttura. Le differenze, laddove riscontrate, interessano soltanto i piani più bassi della struttura, mentre rimane praticamente immutato lo stato tensionale sui livelli più alti. Il confronto con le analisi statiche sui modelli con supporto elastico quindi non ha apportato sostanziali novità per ciò che riguarda l'individuazione di punti critici per la struttura, laddove l'insorgere di tensioni di trazione potesse far pensare alla formazione di quadri fessurativi.

Analogamente a quanto fatto per ciò che riguarda il comportamento statico della struttura, in seguito si andranno a definire le proprietà dinamiche della struttura, periodi e modi propri di vibrare della struttura.

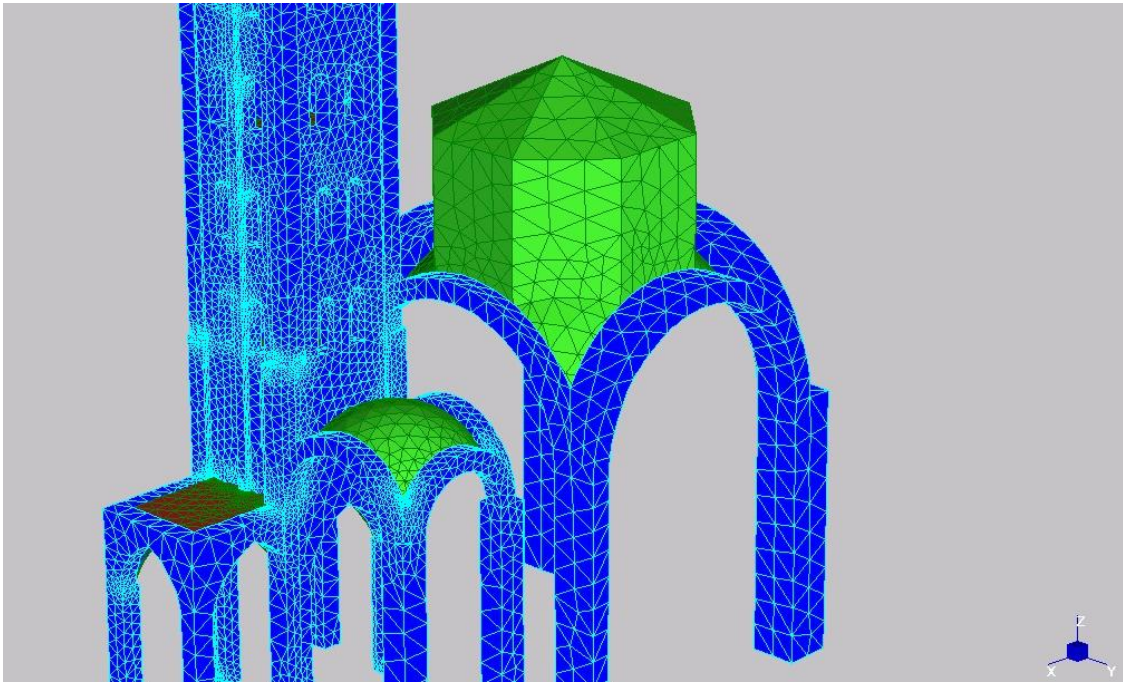
Si esporranno inoltre i risultati delle analisi modali svolti sostanzialmente su due tipi di modelli: il modello preliminare SG, identico a quello cui si è fatto riferimento nello svolgere le analisi statiche, ed un nuovo modello che introdurremo subito in cui sono state parzialmente modellate le strutture adiacenti il campanile. Si andrà quindi ad osservare in che modo le strutture adiacenti modifichino sia il comportamento statico che il comportamento dinamico della struttura.

Sul modello con interazione SG1 sono state eseguite analisi modali a spettro di risposta, nonché analisi dinamiche di tipo time-history, con integrazione diretta delle equazioni del moto.

Capitolo nono

Il modello con interazione

9.1 Introduzione



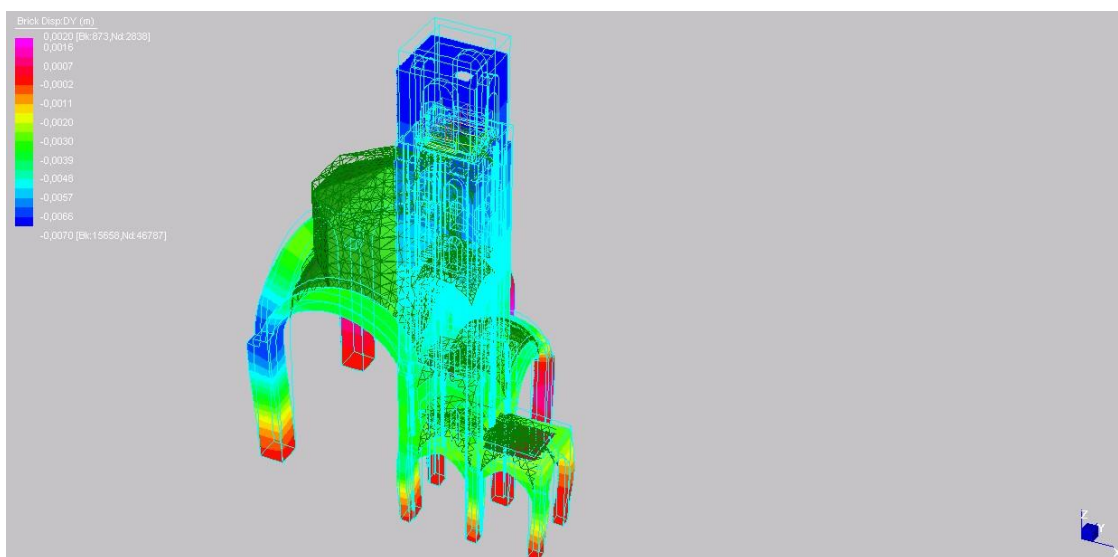
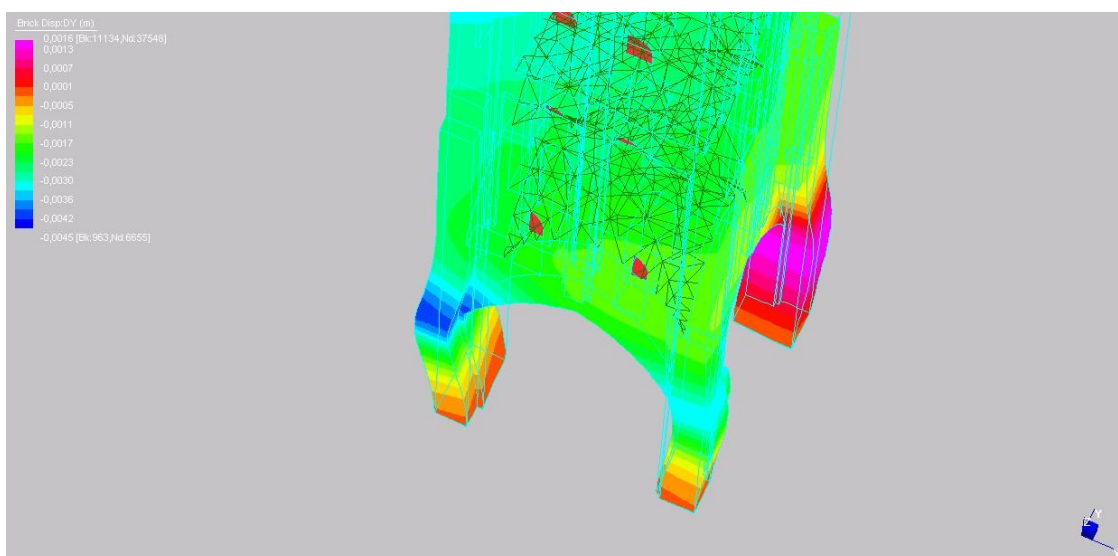
9. 1 Modellazione agli elementi finiti che tiene conto della interazione con le adiacenti strutture della chiesa

Per tenere conto della interazione con le strutture adiacenti sono state parzialmente modellate la cupola sopra l'altare, la volta a vela sopra il coro e la volta del peribolo absidale adiacente la volta 1 che suddivide il peribolo con il vano di accesso del campanile.

La strategia di modellazione è la stessa di quella utilizzata nel modello preliminare. Le volte sono state modellate mediante elementi di tipo Shell, il materiale di riempimento è stato modellato con elementi brick tridimensionali di scarse proprietà meccaniche.

I paramenti murari sono stati modellati attraverso elementi Brick. La struttura è considerata incastrata alla base. Prima di procedere con la individuazione delle caratteristiche dinamiche della struttura sarebbe opportuno effettuare un confronto dei risultati ottenuti con le analisi statiche della struttura. Di seguito ci si propone di effettuare un confronto tra il modello con interazione e il modello senza interazione. Per effettuare

tale confronto si seguirà una strada analoga a quella percorsa in precedenza. Nei punti critici della struttura, che sono stati individuati in precedenza osservando i risultati delle analisi statiche lineari sul modello preliminare, si effettuerà un confronto dei valori numerici di tensione che sono stati ottenuti nei due modelli. Si guarderà prima di tutto il livello tensionale di compressione nei pilastri, successivamente si guarderà lo stato tensionale alla base delle finestre ed infine si guarderà lo stato di tensione nelle volte. Un primo confronto tuttavia può essere fatto osservando le deformate delle due strutture. La struttura con incastri alla base presenta delle forti deformazioni nei pilastri. La deformata della struttura con interazione invece tende a penalizzare i pilastri 1 e 2 per effetto dell'azione spingente provocata dalla cupola sopra l'altare e dalla volta del coro.



9. 2 Deformata della struttura a) modello preliminare b) modello globale

9.2 Andamento delle tensioni nei pilastri e negli archi

I valori di tensione agli innesti dei pilastri saranno messi a confronto con i valori ottenuti dall'analisi del modello con interazione. Purtroppo essendo differente la modellazione non potrà essere effettuato un confronto sugli stessi elementi nei due modelli, cosa che è stata possibile effettuare nel caso del confronto con i modelli con supporto elastico, laddove la modellazione era invece identica. Quindi il confronto sarà per lo più effettuato tenendo conto dello stato tensionale medio nei punti critici.

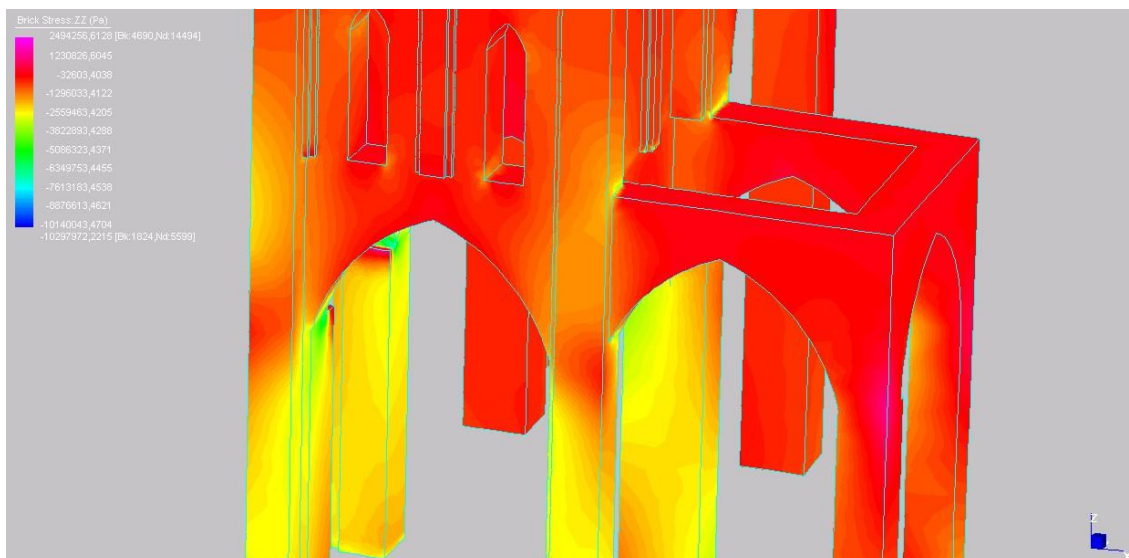
MODELLO SG: preliminare

TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{zz}	-7,31	22172	Innesto pilastro 1
σ_{xx}	1,12	13760	Chiave arco 1-2
σ_{yy}	1,115	14405	Chiave arco 1-4

MODELLO SG1 CON INTERAZIONE

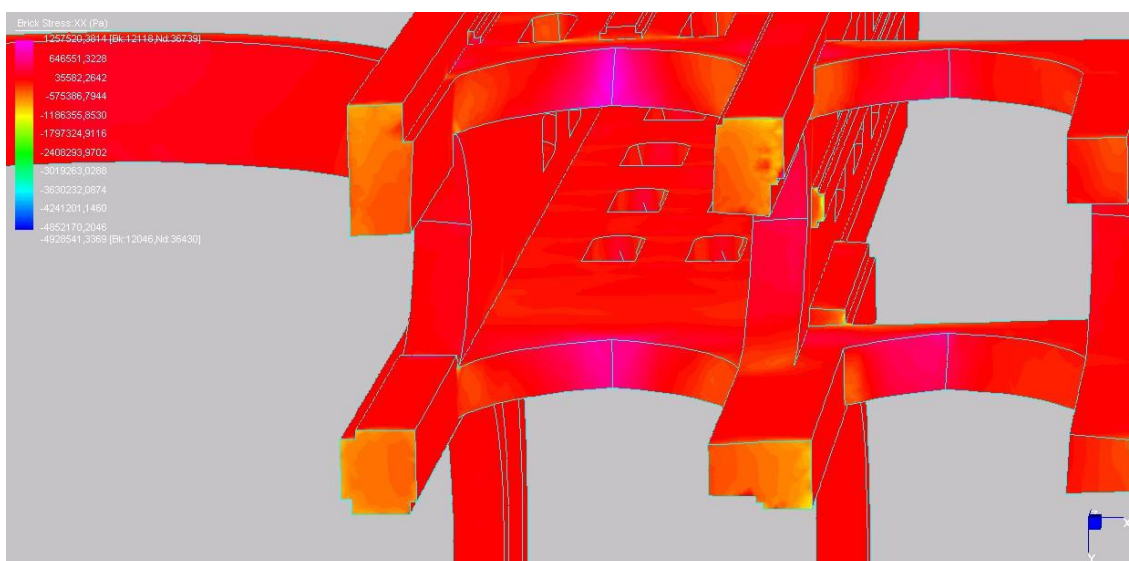
TENSIONE MAX	VALORE (MPa)	ELEMENTO BRICK	COLLOCAZIONE
σ_{zz}	-9,51	112738	Innesto pilastro 2
σ_{xx}	0,87	1208	Chiave arco 1-2
σ_{yy}	0,798	810	Chiave arco 2-3

Da un primo riscontro numerico si osserva subito che la tensione massima di compressione che nel caso di modello preliminare si verifica nel pilastro 1, nel modello globale si sposta all'innesto del pilastro 2 con una tensione ben più elevata pari a $-9,51 MPa$.



9.3 Andamento delle tensioni verticali nel modello globale

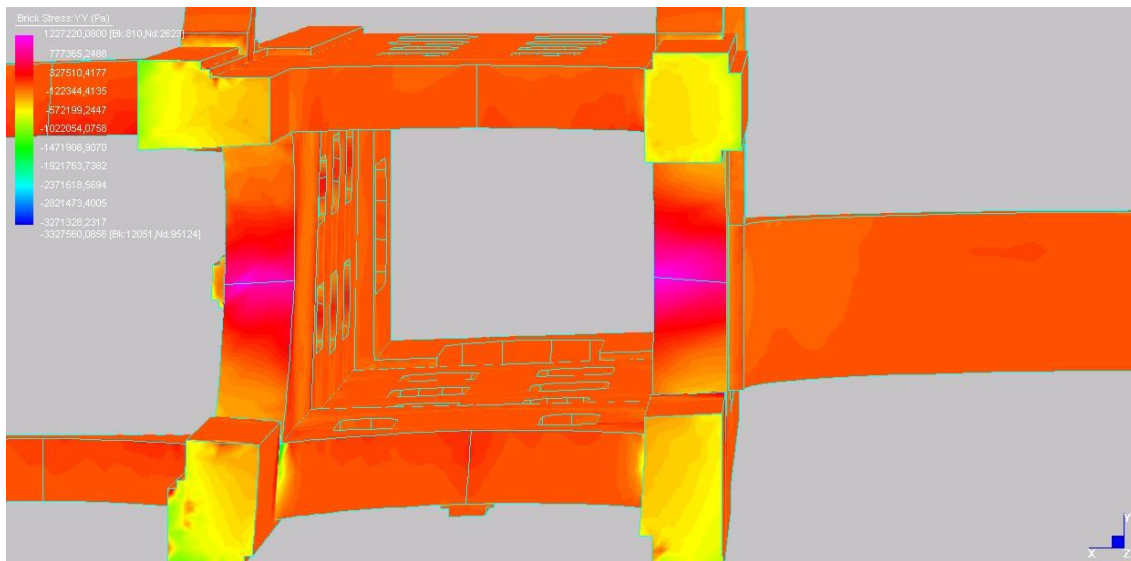
Il valore massimo di tensione di trazione nella direzione x σ_{XX} , viene assunto sempre in corrispondenza della chiave dell'arco 12 assumendo un valore massimo di $0,87 MPa$, che è leggermente inferiore al valore ottenuto con la modellazione precedente.



9.4 Andamento delle tensioni σ_{XX} nelle chiavi degli archi

Nell'altra direzione invece la tensione massima di trazione, registrata in questo caso nell'arco 23, risulta essere pari a $0,798$ ed è comunque inferiore al valore ottenuto con il precedente modello. Tuttavia sull'arco 14 il valore di tensione σ_{YY} ottenuto è paragonabile al valore registrato sull'arco 23 ed è pari a $0,776$. Da questo primo confronto si osserva un incremento delle tensioni verticali di compressione nei pilastri

contemporaneamente ad una diminuzione delle tensioni di trazione nelle due direzioni x ed y .



9. 5 Andamento delle tensioni σ_{YY} in corrispondenza delle chiavi degli archi

Il motivo della variazione del comportamento della struttura è probabilmente dovuto al fatto che le strutture adiacenti al campanile conferiscono alla struttura un certo confinamento laterale. Le tensioni principali σ_{33} migrano verso i pilastri seguendo una inclinazione meno forte rispetto all'asse z . La presenza delle strutture adiacenti quindi produce un effetto benefico sulle tensioni di trazione, che tuttavia presentano valori ancora piuttosto elevati.

Modello senza interazione

Elemento	Stress (ZZ)	Collocazione	Tensione media
Brick 7341	-4,7793	Pilastro 1	-4,646875
Brick 83662	-3,5717		
Brick 13105	-5,494		
Brick 13140	-4,7425		
Brick 8040	-6,6875	Pilastro 2	-5,52202
Brick 12895	-4,717		
Brick 12966	-5,6974		
Brick 14524	-5,1103		
Brick 14777	-5,3979	Pilastro 3	-3,2377
Brick 11133	-3,194		
Brick 11158	-3,2814	Pilastro 4	-4,67562
Brick 8904	-5,8414		
Brick 14460	-4,8335		
Brick 14986	-3,0375		
Brick 15061	-4,896		

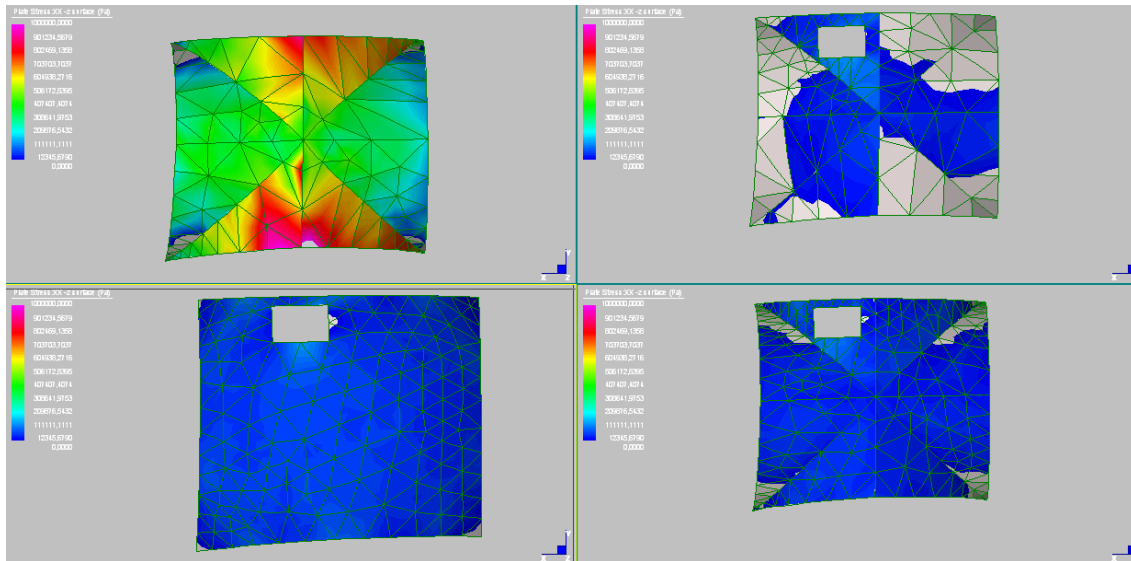
Modello con interazione

Elemento	Stress (ZZ)	Collocazione	Tensione media
Brick 842	-5,8593	Pilastro 1	-5,069675
Brick 1213	-5,1891		
Brick 11298	-4,9191		
Brick 11322	-4,3112		
Brick 112738	-9,5085		
Brick 11229	-5,2019	Pilastro 2	-7,467625
Brick 1824	-6,1062		
Brick 2658	-9,0539		
Brick 120	-3,5383		
Brick 299	-1,8087	Pilastro 3	-2,8936
Brick 802	-2,8858		
Brick 819	-1,9418		
Brick 841	-4,2934		
Brick 10057	-4,4692		
Brick 10088	-3,7875	Pilastro 4	-4,5406
Brick 10235	-5,5771		
Brick 300	-4,3286		

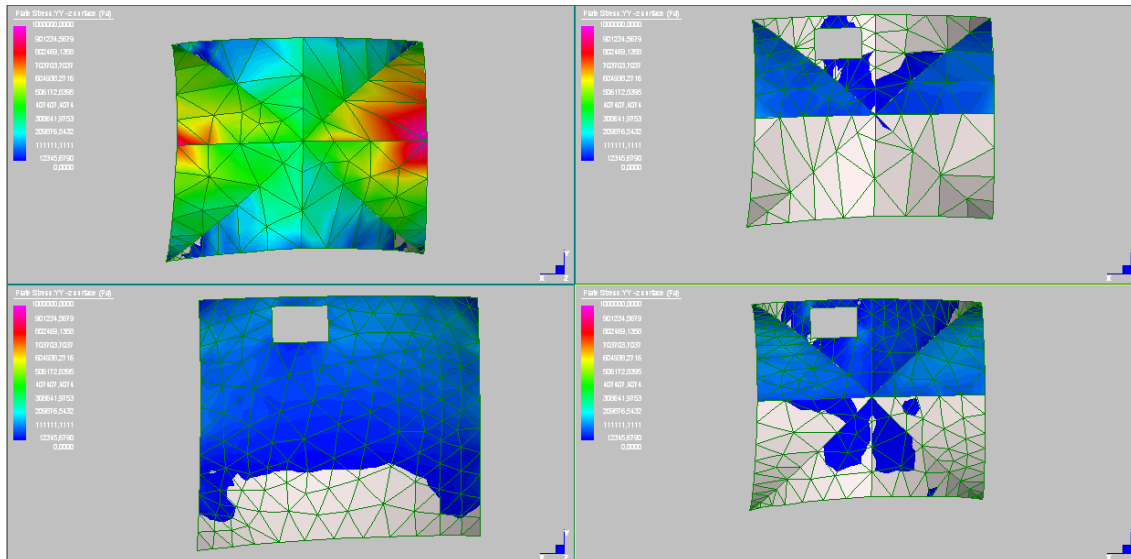
Le tensioni di compressione nei pilastri subiscono un forte incremento nel pilastro 2 passando mediamente da 5,5 a 7 MPa. Si ha anche un lieve incremento delle tensioni nel pilastro 1. Negli altri due pilastri le tensioni restano pressoché invariate, nonostante l'incremento di carico dovuto agli scarichi degli archi della cupola sopra l'altare e della volta sopra il coro.

9.3 Andamento delle tensioni nelle volte

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni σ_{XX} e σ_{YY} nelle volte del modello con interazione. Si può notare subito come le tensioni di trazione nelle volte abbiano un andamento più diffuso rispetto al caso precedente senza interazione. In particolare si può notare guardando l'andamento delle tensioni σ_{YY} le trazioni si sviluppano nella porzione di volta in prossimità dei pilastri 3 e 4, laddove la porzione di muratura è interessata dalla interazione con le adiacenti cupole.

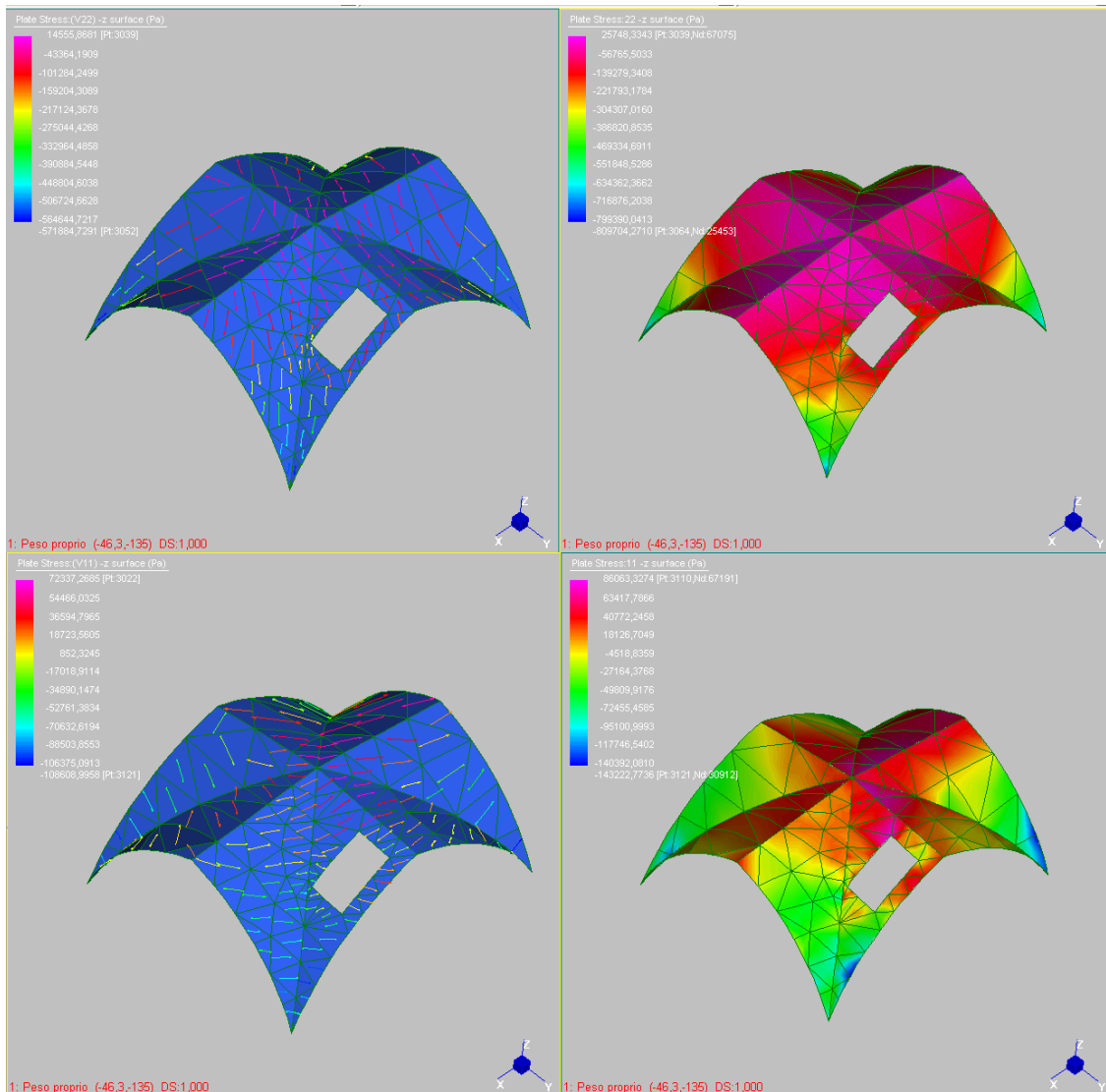


9. 6 Andamento delle tensioni di trazione σ_{xx} in corrispondenza delle volte nel modello globale



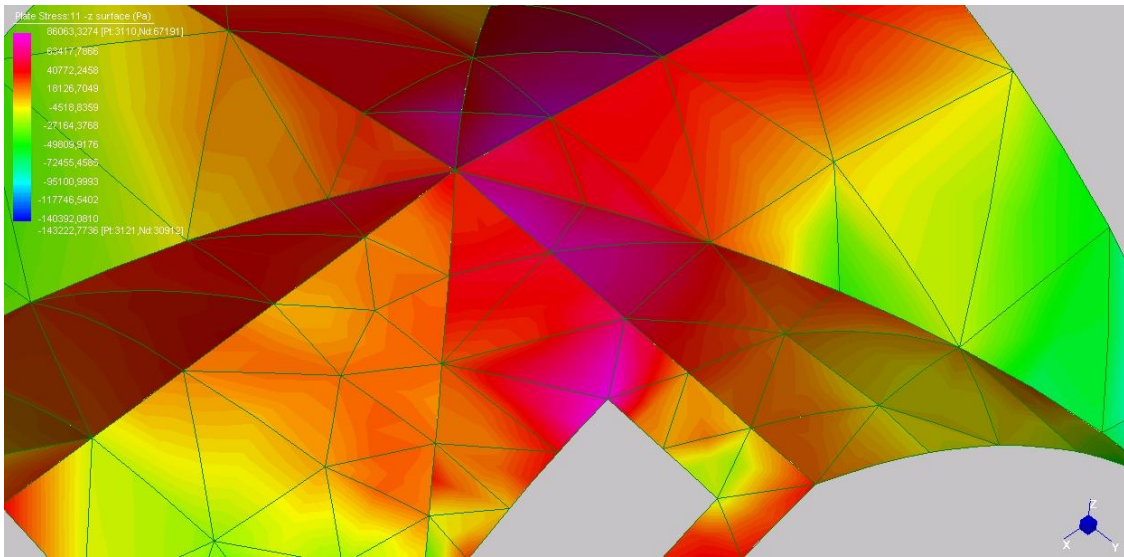
9. 7 Andamento delle tensioni di trazione σ_{yy} in corrispondenza delle volte nel modello globale

È interessante osservare l'andamento delle tensioni principali negli elementi SHELL delle volte, con particolare riferimento alle volte a crociera 2 e 4.



9. 8 Andamento delle tensioni principali nella volta 2: a) tensioni σ_{22} ; b) tensioni σ_{11}

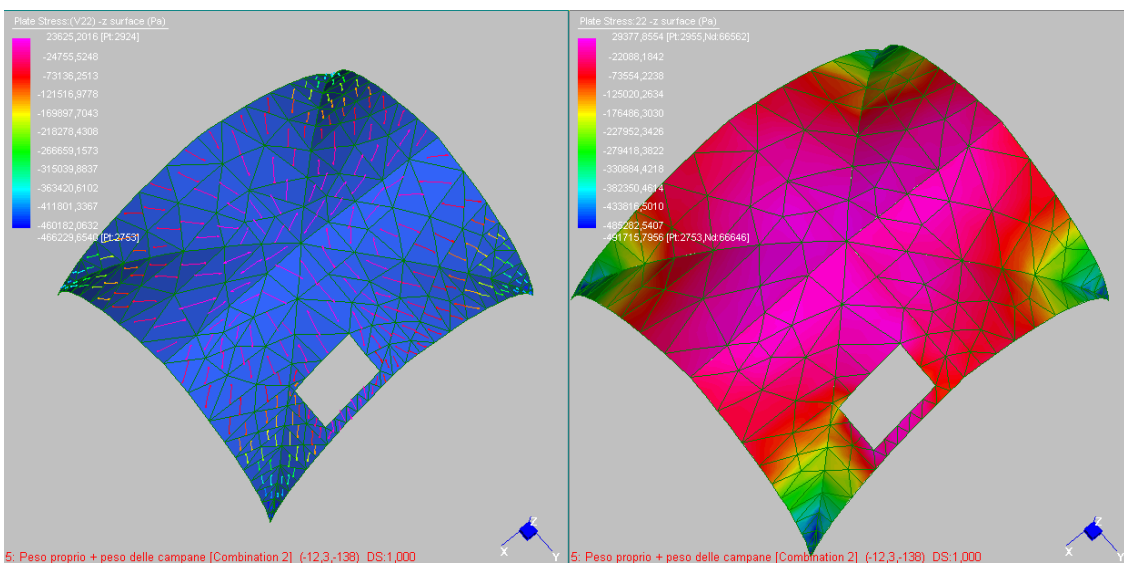
Le tensioni principali σ_{22} di compressione tendono a migrare verso gli spigoli percorrendo delle traiettorie quasi parallele ai costoloni della volta. Perpendicolarmente ad esse si sviluppano le tensioni σ_{11} di trazione che si concentrano maggiormente in corrispondenza delle aperture, dove raggiungono il loro valore massimo, pari a $0,07 \text{ MPa}$.



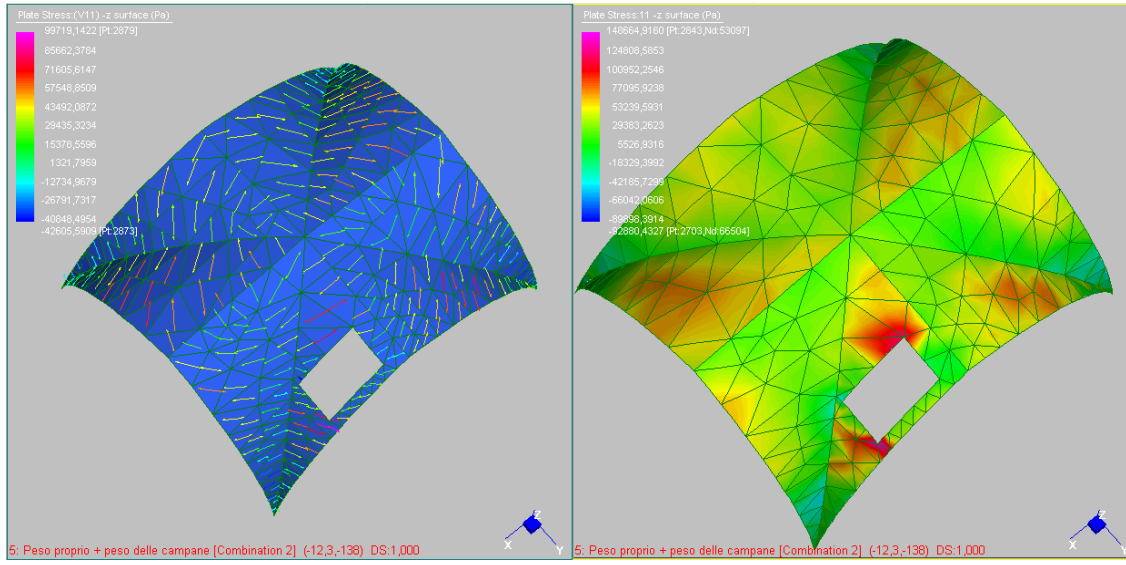
9.9 Concentrazioni di tensione in corrispondenza della apertura della volta 2

Osservando l'andamento delle tensioni principali nella volta 4 si ottiene un riscontro analogo a quanto osservato per la volta 2.

Le concentrazioni di tensione di trazione tuttavia in questo caso si verifica oltre che in corrispondenza del vertice alto della volta, anche in corrispondenza del vertice basso della stessa volta. Questa ulteriore concentrazione di tensioni di trazione è dovuta probabilmente alla vicinanza della finestra nel paramento murario, che costituisce un punto debole anch'essa per il paramento murario stesso. Le tensioni di trazione in questo caso raggiungono valori di 0,05 MPa in corrispondenza del vertice alto, mentre raggiungono valori di 0,1 MPa in corrispondenza del vertice basso della volta.



9.10 Andamento delle tensioni principali σ_{22} nella volta 4



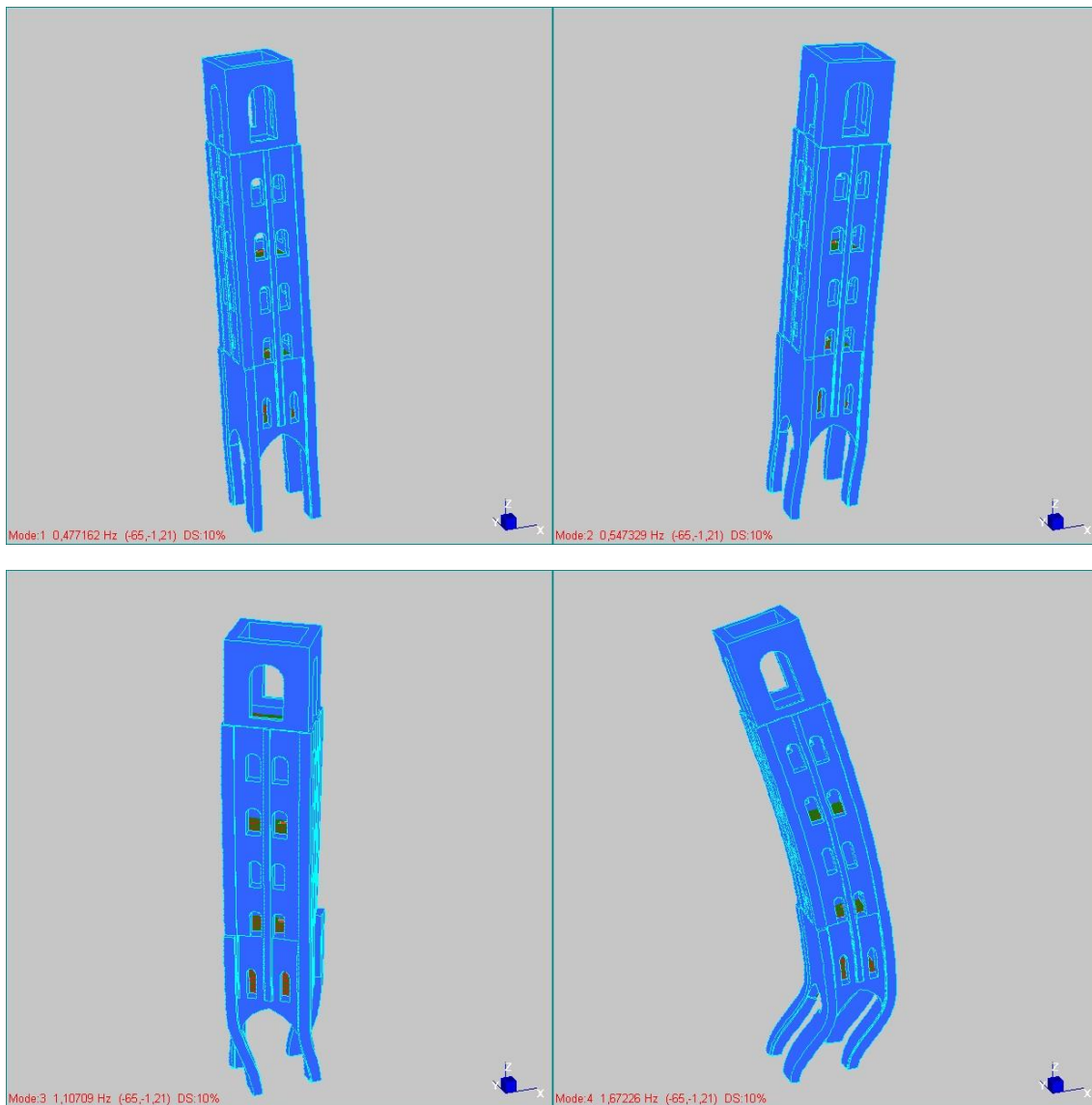
9. 11 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 4

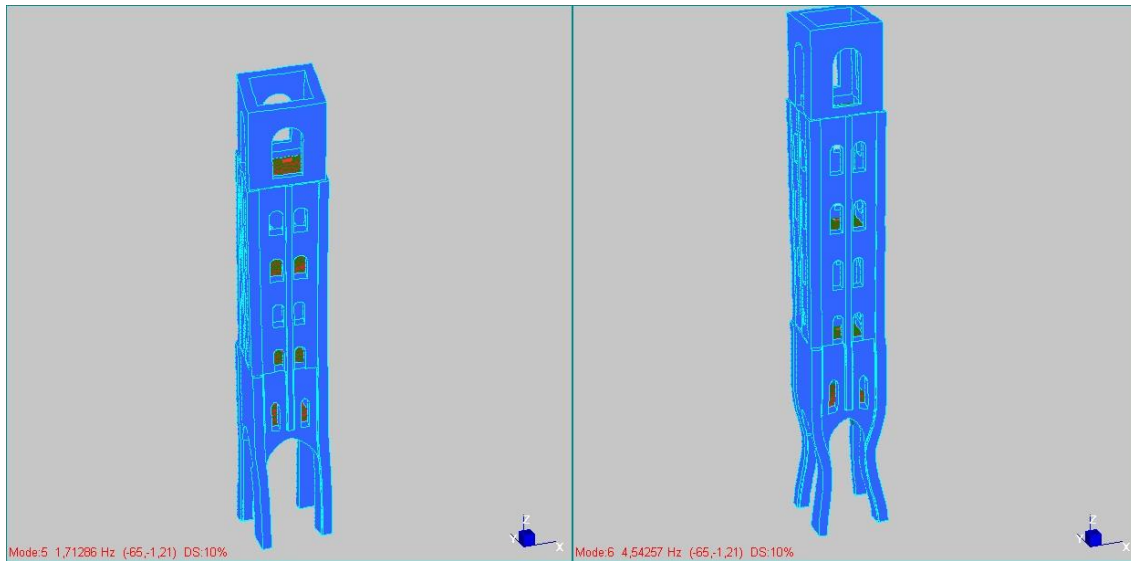
Capitolo decimo

Proprietà dinamiche della struttura e analisi sismiche

10.1 Periodi e modi di vibrare della struttura: confronto fra due modelli

Sui due modelli, preliminare e globale, sono state effettuate delle analisi dinamiche modali, al fine di individuare i periodi propri e i modi propri di vibrare della struttura, evidenziando in che modo la presenza delle adiacenti strutture potesse influenzarne la determinazione.

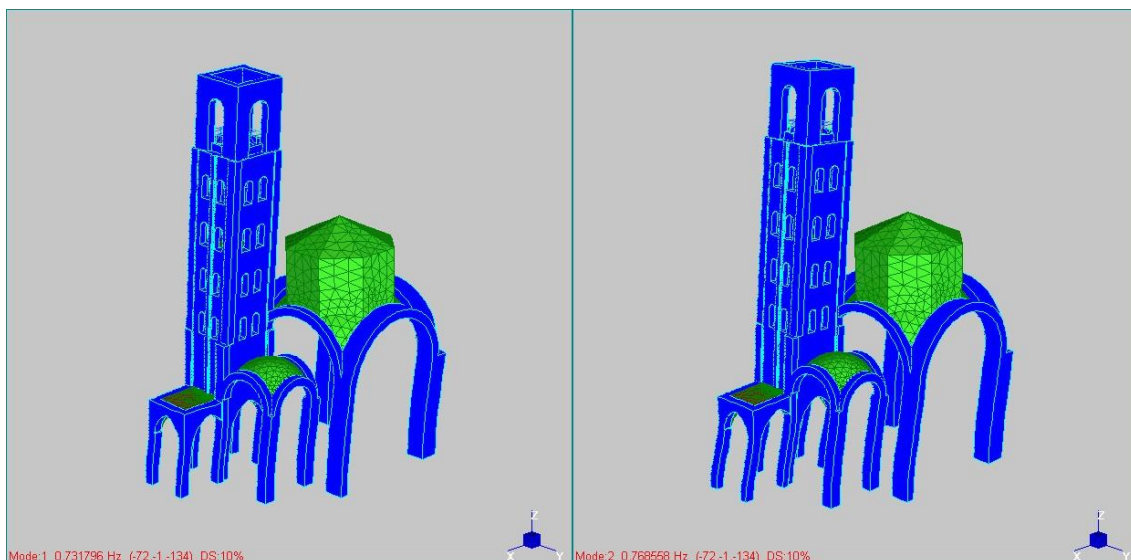


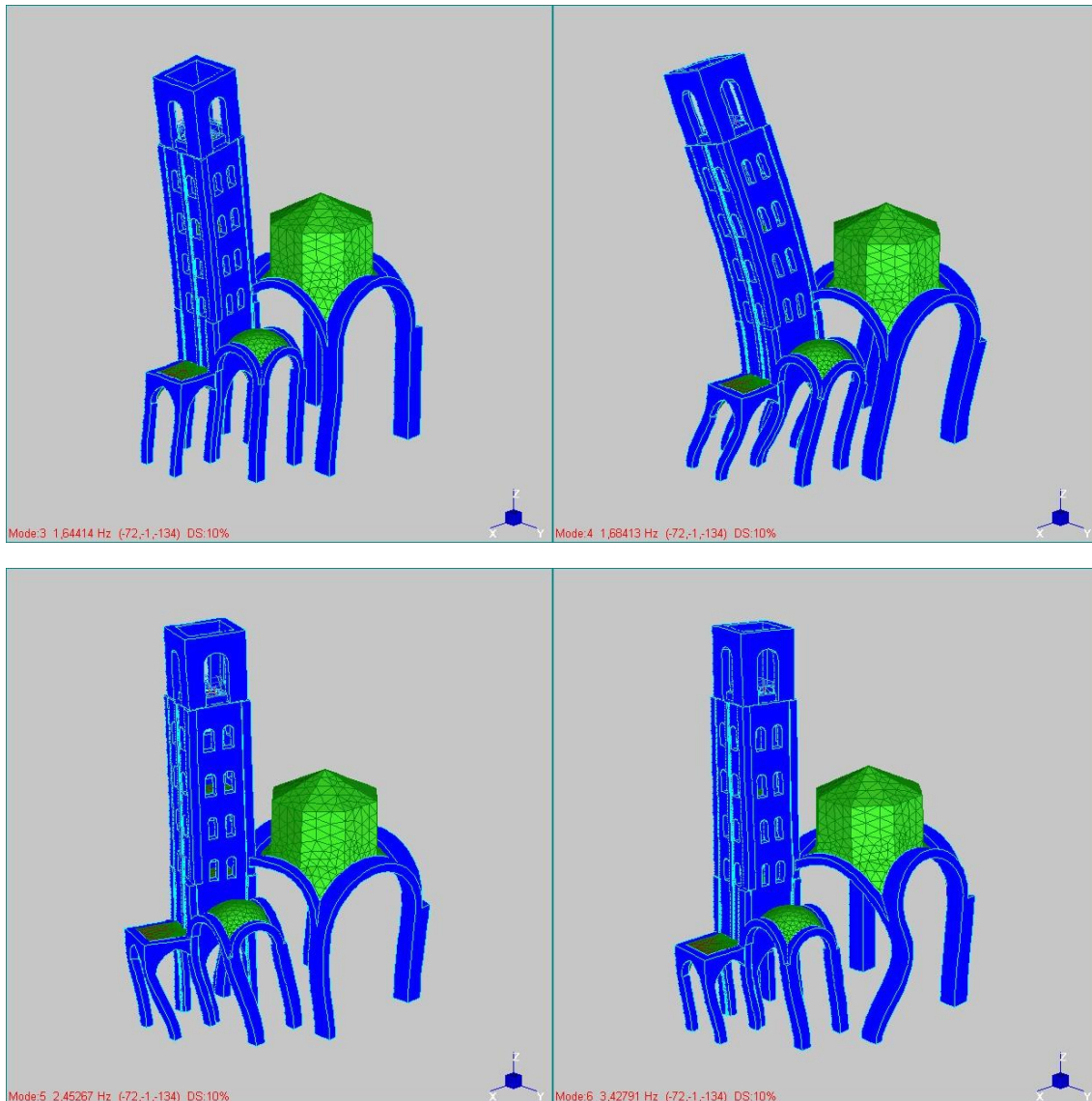


10. 1 Modi di vibrare della struttura senza interazione con le adiacenti strutture della chiesa

MODO	FREQUENZA (Hz)	PERIODO	TIPOLOGIA
Primo	0,477162	2,096	Flessionale Y
Secondo	0,547329	1,827	Flessionale X
Terzo	1,10709	0,903	Torsionale
Quarto	1,67226	0,598	Flessionale X
Quinto	1,71286	0,5838	Flessionale Y
Sesto	4,54257	0,2201	Traslazionale

Analogamente si riportano le prime sei deformate modali del modello globale:





10. 2 Modi di vibrare della struttura tenendo conto della interazione con le adiacenti strutture della chiesa

MODO	FREQUENZA (Hz)	PERIODO	TIPOLOGIA
Primo	0,731796	1,367	Flessionale Y
Secondo	0,768558	1,3011	Flessionale X
Terzo	1,64414	0,608	Flessionale XY
Quarto	1,68413	0,594	Flessionale YX
Quinto	2,45267	0,4077	Torsionale
Sesto	3,42791	0,2917	Torsionale

Dall'analisi dei risultati ottenuti si riscontra che la struttura con interazione modifica fortemente sia le forme modali che i valori dei periodi

propri della struttura. In particolare si nota che si abbattano fortemente i valori dei primi tre periodi propri della struttura.

Inoltre, a parte le prime due forme modali che restano sostanzialmente invariate, essendo entrambe di natura flessionale rispettivamente dirette secondo l'asse X e Y, scompare nel modello con interazione la forma torsionale, che in questo modello compare come quinto modo di vibrare.

Nel modello con interazione inoltre i primi due modi di vibrare sono molto vicini tra di loro, così come il terzo ed il quarto modo, il che implica che sostanzialmente la struttura presenta uguale rigidezza nelle due direzioni.

10.2 Analisi sismiche sul modello con interazione: analisi dinamica modale a spettro di risposta ed analisi dinamica lineare tipo time-history

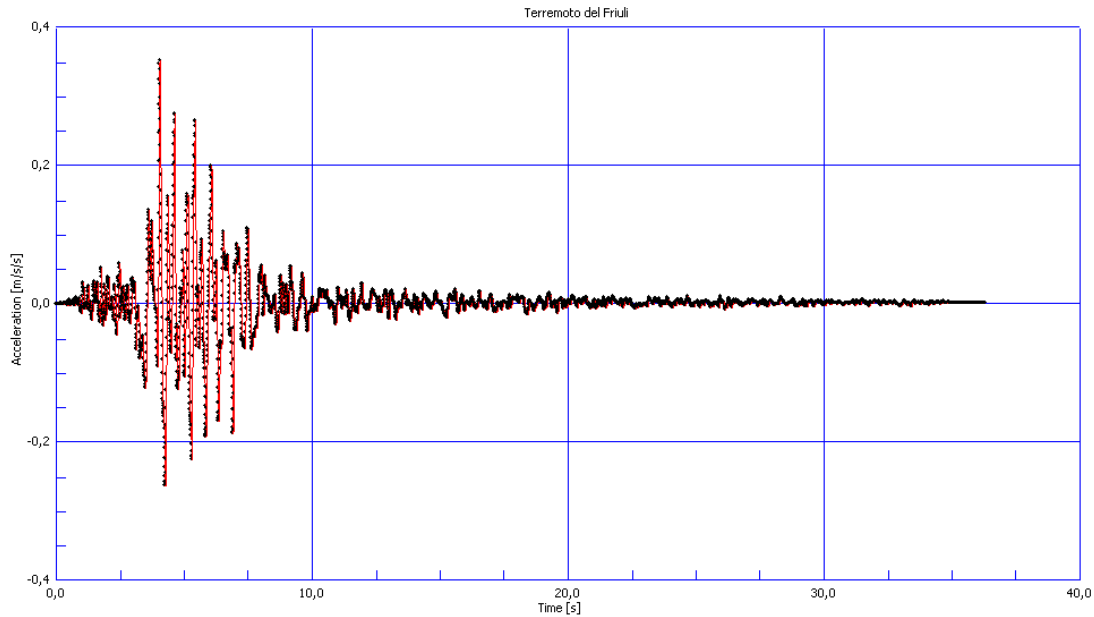
Si presentano di seguito i risultati delle analisi sismiche condotte sul modello globale della struttura. Le azioni sismiche sono state combinate con le azioni statiche seguendo le indicazioni prescritte dalla normativa vigente NTC 2008.

Sono stati svolti essenzialmente due tipi di analisi:

- Analisi dinamica modale con spettro di risposta
- Analisi dinamica tipo time-history

L'input sismico preso come riferimento è relativo al terremoto del Friuli del 5/6/1976, di magnitudo 6,5 ed accelerazione massima al suolo pari a $0,3513 g$.

Si riportano di seguito l'accelerogramma e lo spettro di risposta delle accelerazioni relativo allo stesso sisma



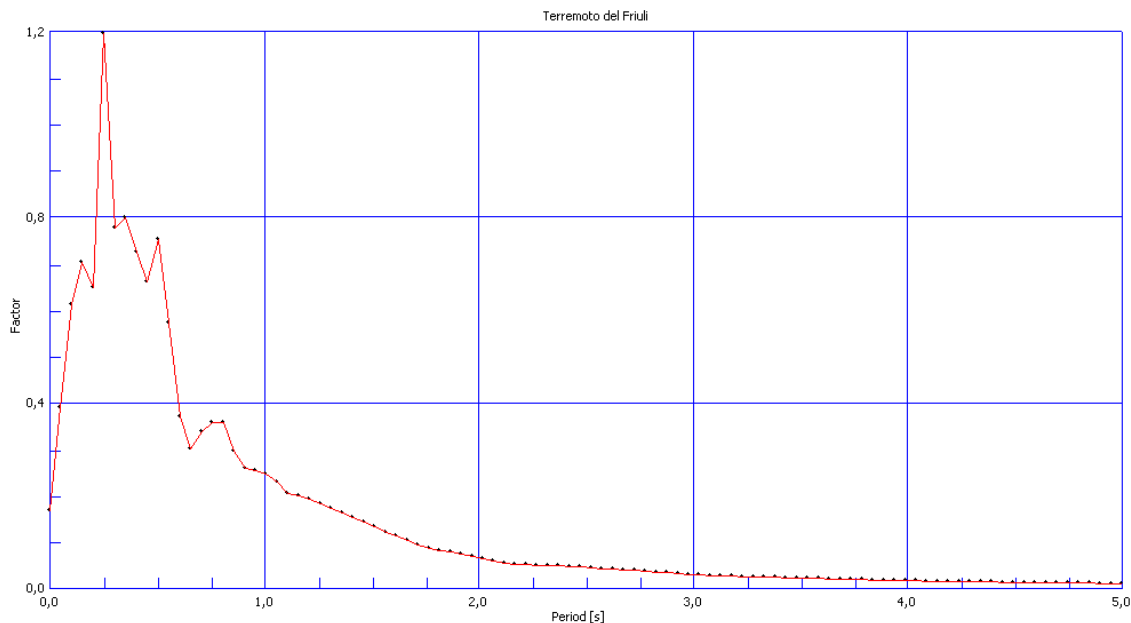
10.3 Accelerogramma del terremoto del Friuli del 5/06/1975

L'accelerogramma è stato inserito come input sismico alla base della struttura. Si è quindi lanciata una analisi dinamica lineare di tipo time-history. Con questo tipo di analisi è stato possibile calcolare ad ogni step di carico gli andamenti delle tensioni, ponendo particolare attenzione ai punti critici individuati mediante le analisi statiche.

Utilizzando lo stesso input accelerometrico sono state eseguite delle analisi modali con spettro di risposta, dopo aver riportato l'input accelerometrico dal dominio del tempo al dominio delle frequenze, mediante un algoritmo di Fast Fourier Transform, implementato nel codice di calcolo Straus7.

L'analisi dinamica modale con spettro di risposta, una volta noti i modi propri di vibrare della struttura, ha un'onere computazione nettamente inferiore rispetto all'analisi dinamica modale. Tuttavia l'analisi modale non è in grado di fornire delle informazioni di natura puntuale, ma plotta dei valori di tensione che sono i massimi registrati, indipendentemente dall'istante temporale in cui tale massimo si verifica.

Per questo motivo i risultati delle analisi non sono facilmente confrontabili, tuttavia un confronto sugli ordini di grandezza torna utile per comprendere il comportamento della struttura sotto carichi orizzontali.



10. 4 Spettro di risposta relativo al sisma del Friuli del 5/6/1976

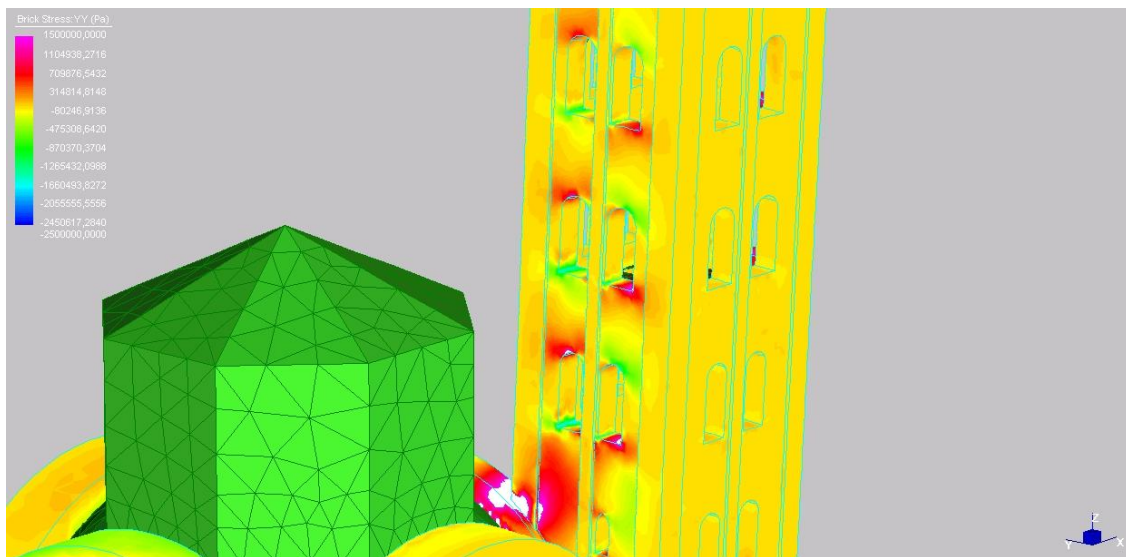
È stata eseguita una sola analisi di tipo time-history che ha fornito i risultati che ci si aspettava, ossia la forte diffusione di tensioni di trazione in corrispondenza delle finestre, nonché la concentrazione di trazioni in corrispondenza delle aperture, specie nelle volte a crociera.

Si espongono di seguito i risultati della analisi di tipo time history. L'analisi è stata svolta imponendo alla struttura 700 step di carico, ad intervalli di 0,05 secondi. È stato assunto un valore piuttosto basso dell'intervallo di tempo per cogliere l'input sismico in maniera abbastanza precisa, dal momento che in questo tipo di analisi la soluzione è fortemente dipendente dall'ampiezza dello step di carico. L'input sismico infatti presenta delle registrazioni ad intervalli di 0,005 secondi. Assumere tuttavia un intervallo pari a quello di acquisizione provoca un aumento degli oneri computazionali non indifferente. Al codice di calcolo inoltre è stato imposto di salvare i risultati degli sforzi ogni 5 step di carico, cioè ogni 0,2 secondi. L'analisi svolta è di tipo lineare, il che costituisce non risponde molto alla realtà ed alle caratteristiche delle strutture in muratura, che presentano in genere una forte inelasticità anche per livelli tensionali molto bassi. L'analisi tuttavia è stata utile per individuare nella struttura una forte amplificazione dei livelli tensionali in corrispondenza dei punti critici individuati nelle analisi statiche, cioè in corrispondenza delle finestre ed in corrispondenza delle aperture delle volte. L'analisi inoltre ha mostrato quanto sia importante l'interazione della struttura con le strutture adiacenti, in particolare la cupola sopra l'altare, al cui innesto si verificano livelli

tensionali importanti, sicuramente al di sopra della resistenza del materiale costituente i paramenti.

Si riporta di seguito il grafico, relativo allo step di carico 4,05 secondi in cui si registra la accelerazione di picco del sisma preso come riferimento, delle tensioni σ_{YY} nel sistema di riferimento globale, per mettere in evidenza le forte trazioni che si sviluppano in corrispondenza delle finestre.

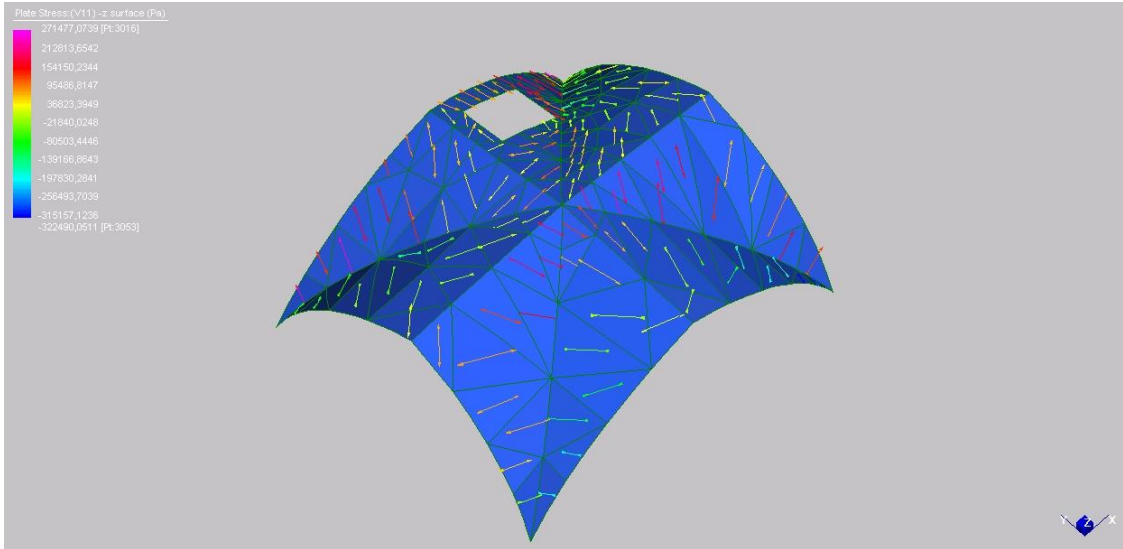
La tensione, in alcuni punti in corrispondenza della base delle finestre può raggiungere valori elevati, che superano 1 MPa.



10. 5 Tensioni σ_{YY} nei paramenti murari del campanile sotto input sismico, risultati dell'analisi dinamica lineare di tipo time-history

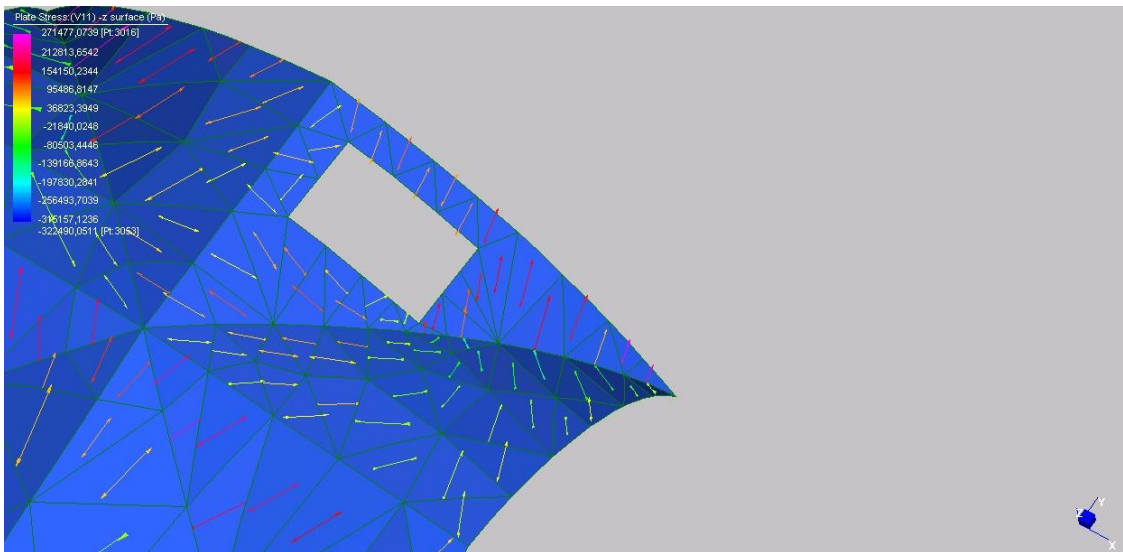
In corrispondenza dell'innesto dell'arco della cupola le tensioni possono raggiungere valori ancor più elevati, superando anche i 2 MPa, anche se questi valori sono da prendere con le dovute precauzioni dal momento che nella modellazione è stato completamente trascurata la presenza del muro di testata antico della chiesa, il quale in presenza di sollecitazione sismica, specie se con componente prevalente in direzione Y può assumere fondamentale importanza nella dissipazione dei carichi ciclici indotti dal sisma.

Si noti inoltre di seguito gli andamenti delle tensioni principali nella volta2, che è quella che allo stato attuale risulta fortemente danneggiata e al di sotto della quale è stato posto un rinforzo temporaneo.

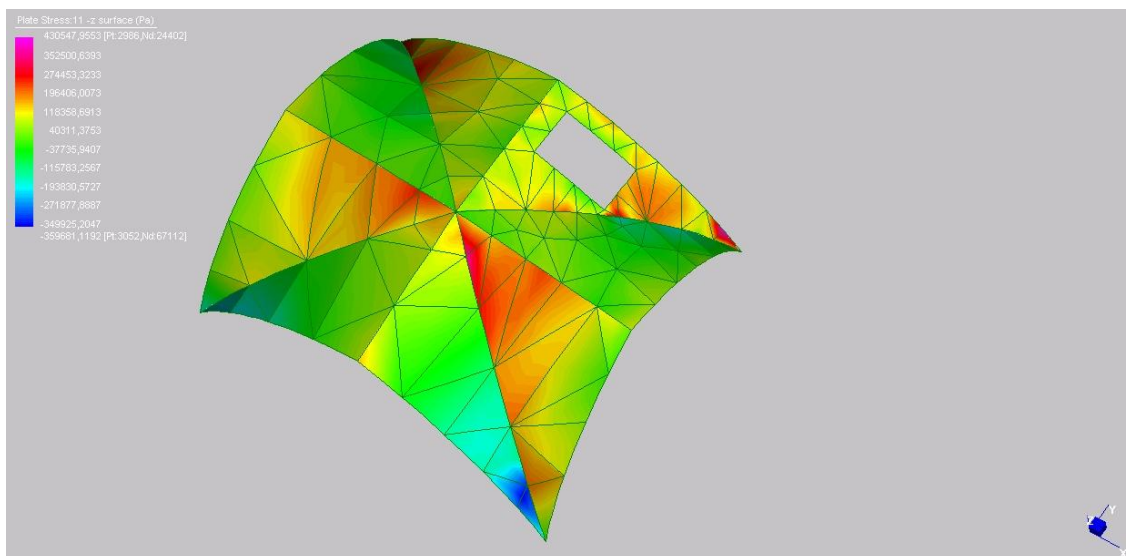


10. 6 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 2

L'andamento delle σ_{11} presenta delle trazioni localizzate in corrispondenza dell'appoggio sotto l'apertura, che potrebbe far pensare alla formazione di un quadro fessurativo, dato il valore di tensione che raggiunge 0,4 MPa.



10. 7 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 2 in prossimità dell'apertura

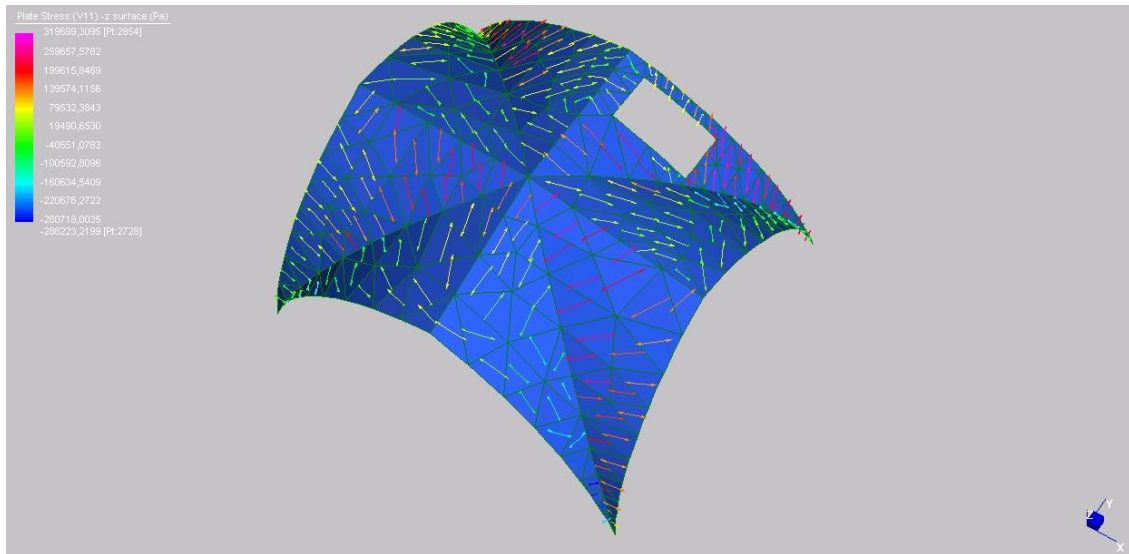


10. 8 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 2 in prossimità dell'apertura

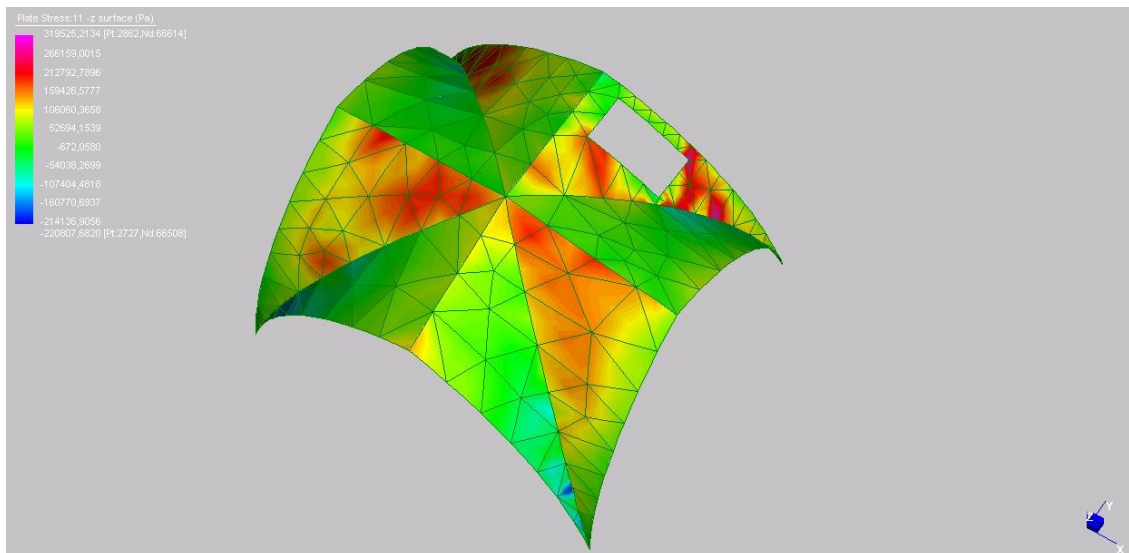
Un dissesto di questo tipo che è tipico delle volte a crociera si può pensare verificarsi anche nell'altra direzione in caso di sisma in direzione X, o in caso di altro tipo di sollecitazione orizzontale, indotta ad esempio dal moto oscillatorio delle campane, diretto secondo l'asse X del modello.

In allegato si pone evidenza al movie della time-history relativamente alle tensioni alla base delle finestre e della volta 2. Per quanto riguarda la volta 1 invece si è ritenuto di non rilevanza il valore dei livelli tensionali dal momento che la stessa si ipotizza essere stata interessata da un ripristino abbastanza recente in camorcanna, analogamente a quanto fatto in corrispondenza dell'arco al di sotto dell'ingresso al campanile.

Livelli tensionali di trazione si verificano anche in corrispondenza della volta4 che sorregge la cella campanaria, dove le tensioni principali σ_{11} raggiungono valori di 0,2 MPa in corrispondenza dell'appoggio sotto l'apertura e di 0,1 MPa in corrispondenza del vertice alto dell'apertura stessa.



10. 9 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 4



10. 10 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nella volta 4

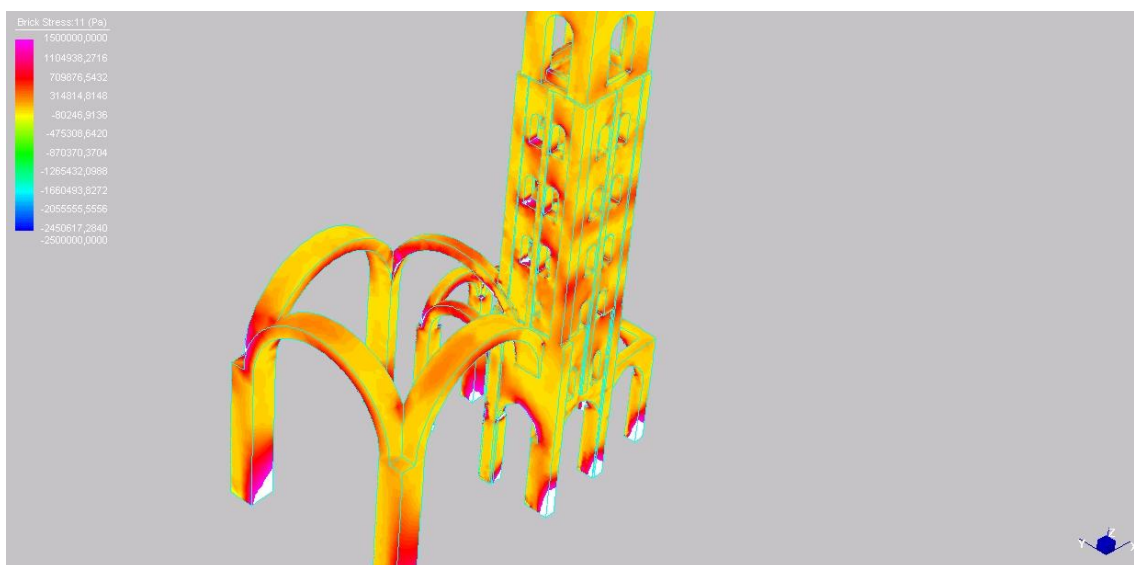
Si riportano di seguito i risultati della analisi dinamica con spettro di risposta relativo sempre allo stesso sisma. I risultati delle analisi dinamiche a spettro di risposta sono stati combinati con i risultati delle analisi statiche lineari presentati in precedenza.

Sono state eseguite più analisi considerando varie direzioni dell'input sismico:

- Sisma in direzione Y
- Sisma in direzione X
- Sisma in direzione Y + sisma in direzione X al 50 %
- Sisma in direzione X + Sisma in direzione Y al 50 %

Dalle analisi emergono in sostanza gli stessi valori di tensione risultati nella analisi di tipo time-history. Tuttavia a differenza di questo tipo di analisi la sollecitazione è di tipo unidirezionale, non si riescono quindi a cogliere gli effetti della ciclicità della azione sismica. I valori di tensione registrati sono i valori massimi ottenuti, con questo tipo di analisi cioè non si coglie l'istante temporale in cui si registra il massimo. Un particolare di grande interesse è costituito dai coefficienti di partecipazione ottenuti mediante le analisi dinamiche modali con spettro di risposta. Infatti considerando i primi sei modi di vibrare della struttura risulta coinvolto “soltanto” il 90% della massa totale della struttura, il che vuol dire che in questo tipo di strutture, che non presentano quei requisiti di regolarità che le nuove norme di costruzione antisismica richiedono di applicare per gli edifici di nuova costruzione. In questo tipo di analisi quindi è necessario considerare un numero di modi maggiore rispetto al numero che si potrebbe considerare ad esempio con una struttura intelaiata, dove considerando i soli primi due modi di vibrare si supera l'80% di massa partecipante totale.

Si riportano di seguito i grafici relativi alle tensioni principali σ_{11} nei BRICK costituenti i paramenti murari. Si nota che gli andamenti delle tensioni sono analoghi a quelli riportati nell'analisi di tipo time-history, anche se i valori di tensione in questo tipo di analisi risultano essere superiori rispetto all'analisi precedente.



10. 7 Andamento delle tensioni σ_{11} nei paramenti murari del campanile, risultati ottenuti mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta

Si può concludere da quanto detto in precedenza che entrambi gli strumenti sono utili dal punto di vista progettuale, tuttavia l'analisi di

tipo time-history è più dettagliata e con una sola analisi si possono avere informazioni più puntuali.

Capitolo undicesimo

Risposta della struttura al moto oscillatorio delle campane

11.1 Equazione del moto della campana

Il moto oscillatorio delle campane può essere considerato, con qualche approssimazione, analogo al moto di un pendolo in regime di grandi oscillazioni. Il moto oscillatorio può essere descritto con la seguente equazione:

$$\ddot{\vartheta} + \frac{mgh}{I} \sin\vartheta = 0 \quad (10.1)$$

Dove:

ϑ angolo di inclinazione della campana rispetto alla posizione di equilibrio;

$\ddot{\vartheta}$ accelerazione angolare della campana;

m massa della campana;

g accelerazione di gravità;

h distanza baricentro-asse di rotazione;

I momento d'inerzia della campana rispetto all'asse di rotazione.

Poiché

$$I = I_g + mh^2,$$

con I_g momento d'inerzia baricentrico, allora la (10.1) diventa:

$$\ddot{\vartheta} + \frac{g}{h'} \sin\vartheta = 0 \quad (10.2)$$

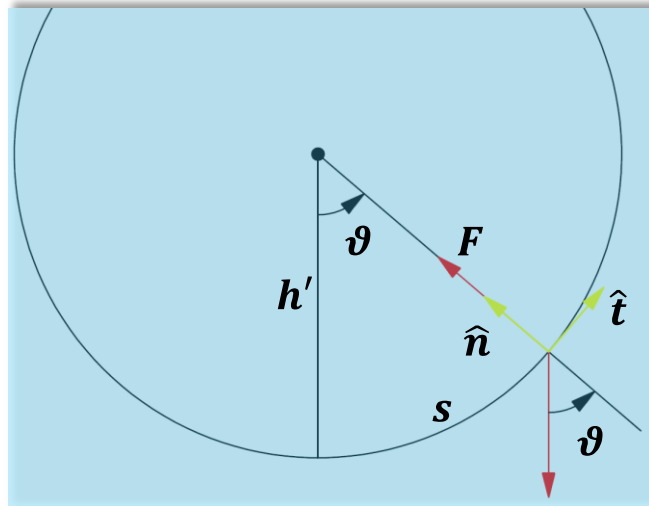
dove h' rappresenta la lunghezza ridotta del pendolo equivalente e vale:

$$h' = h + \frac{I_g}{mh} \quad (10.3)$$

Il momento d'inerzia baricentrico è stato calcolato approssimando il solido campanario come un cilindro di spessore infinitesimo e di raggio pari al raggio mediano esterno della campana:

$$I_g = \frac{1}{2}mR^2 \quad (10.4)$$

Alla (10.2) si perviene per via diretta considerando l'equilibrio di un punto materiale di massa m vincolato a muoversi lungo una circonferenza di raggio h' giacente su un piano verticale. Supponiamo che il vincolo sia ideale, che siano assenti forze resistenti di qualunque tipo e che l'unica forza attiva sia la forza peso.



11. 1 Equilibrio di una massa attaccata ad un punto mediante un filo inestensibile

Consideriamo l'equilibrio del pendolo in direzione tangenziale e in direzione normale alla traiettoria durante il moto:

$$\begin{cases} \hat{t}: & m\ddot{s} = -mg\sin\vartheta \\ \hat{n}: & m\frac{\dot{s}^2}{h'} = F_n - mg\cos\vartheta \end{cases} \quad (10.5)$$

Ponendo:

$$\begin{cases} s = h'\vartheta \\ \dot{s} = h'\dot{\vartheta} \\ \ddot{s} = h'\ddot{\vartheta} \end{cases} \quad (10.6)$$

La (10.5) diviene:

$$\begin{cases} \ddot{\vartheta} + \frac{g}{h'}\sin\vartheta = 0 \\ F_n = mh'\dot{\vartheta}^2 + mg\cos\vartheta \end{cases} \quad (10.7)$$

Dalla prima si ricava la legge oraria, mentre dalla seconda si trova la reazione vincolare. La (10.2) è un'equazione differenziale del secondo ordine a coefficienti costanti, ma non è lineare. La sua soluzione è piuttosto complicata e contiene una funzione, detta senamplitude, che fa parte delle

cosiddette funzioni ellittiche di Jacobi. Queste funzioni possono essere espresse come primitive di funzioni note, oppure come sviluppo in serie di funzioni, ma non per mezzo di un numero finito di funzioni elementari.

Moltiplicando rispettivamente per il seno e il coseno dell'angolo ϑ la reazione vincolare, è possibile ottenere la componente verticale

$$F_v = F_n \sin\vartheta = mg \cos\vartheta \sin\vartheta + mh' \dot{\vartheta}^2 \sin\vartheta \quad (10.8)$$

e la componente orizzontale

$$F_h = F_n \cos\vartheta = mg \cos^2\vartheta + mh' \dot{\vartheta}^2 \cos\vartheta. \quad (10.9)$$

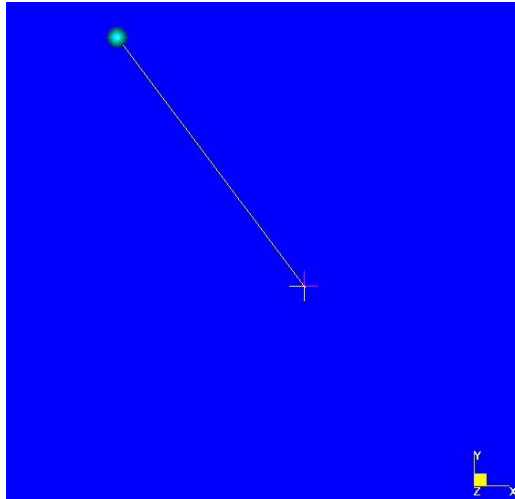
11.2 Risoluzione dell'equazione del moto

Non essendo possibile risolvere in forma chiusa l'equazione differenziale che descrive l'andamento della legge oraria del pendolo ci si è avvalsi ancora una volta dell'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti Straus7.

Prima di tutto sono state raccolte le informazioni geometriche sulle campane del Campanile di San Giacomo Maggiore.

	Massa (Kg)	Diametro (m)	Raggio Mediano (m)	Momento d'inerzia baricentrico	H (m)	h(m)	h'(m)	I rispetto asse di rotazione
Grossa	651	1,155	0,3302	35,48992902	1,2254	0,8627	0,9258923	519,9975188
Mezzana	454	1,007	0,2879	18,81521507	1,0684	0,6842	0,7447718	231,3460716
Mezzanella	320	0,897	0,2564	10,5185536	0,9517	0,62585	0,6783713	135,8587848
Piccola	189	0,8	0,2287	4,942698705	0,8488	0,5244	0,57427	56,91682175

Successivamente la campana è stata modellata mediante una biella di lunghezza pari alla lunghezza caratteristica h' come definita nella (10.3). Alla estremità non vincolata della biella si suppone sia concentrata tutta la massa della campana.

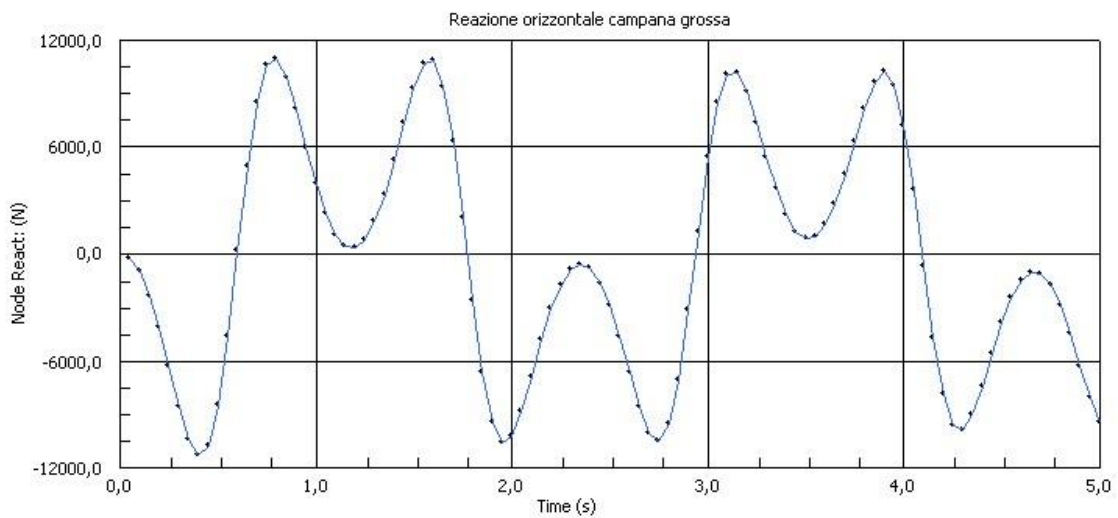


11.2 Modellazione del pendolo in grandi oscillazioni con Straus7

Una volta modellata la campana sul codice di calcolo è stata eseguita una analisi dinamica non lineare, tenendo conto della sola non linearità geometrica del problema, assumendo come condizioni iniziali:

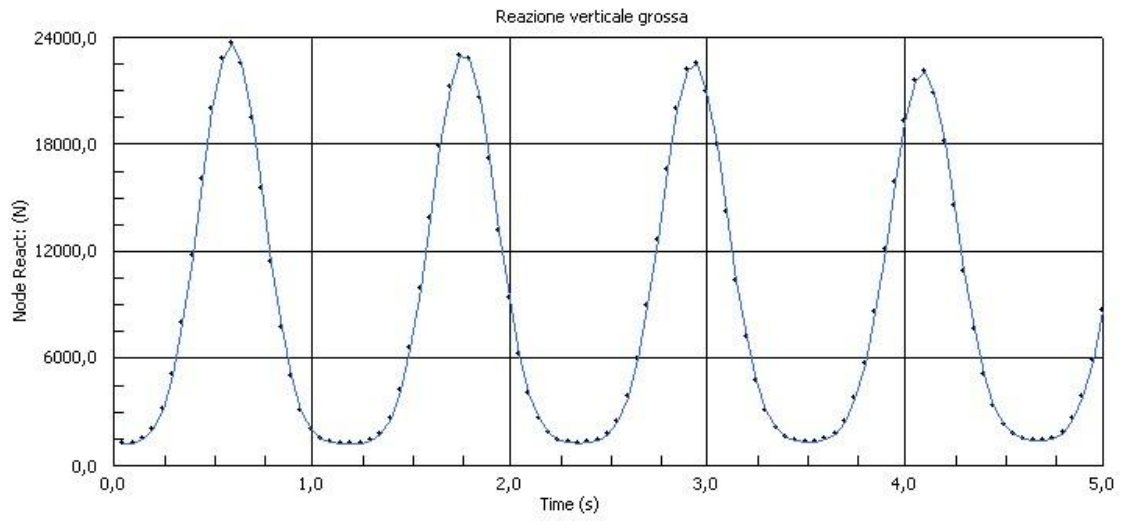
$$\begin{cases} \vartheta(0) = \vartheta_0 \\ \dot{\vartheta}(0) = 0 \end{cases}$$

L'unica forzante agente quindi è la sola forza di gravità; sono state assunte condizioni iniziali differenti in ciascuna campana per quanto riguarda la posizione iniziale del pendolo. Terminata l'analisi sono state quindi plottati gli andamenti delle reazioni orizzontali e verticali per ciascuna campana.

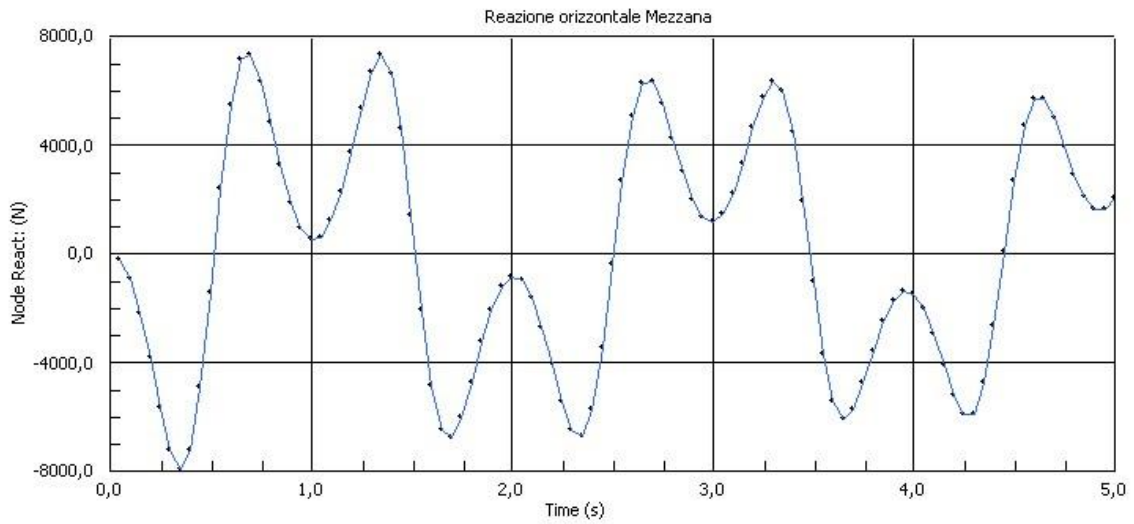


11.3 Reazione orizzontale campana grossa

Capitolo undicesimo

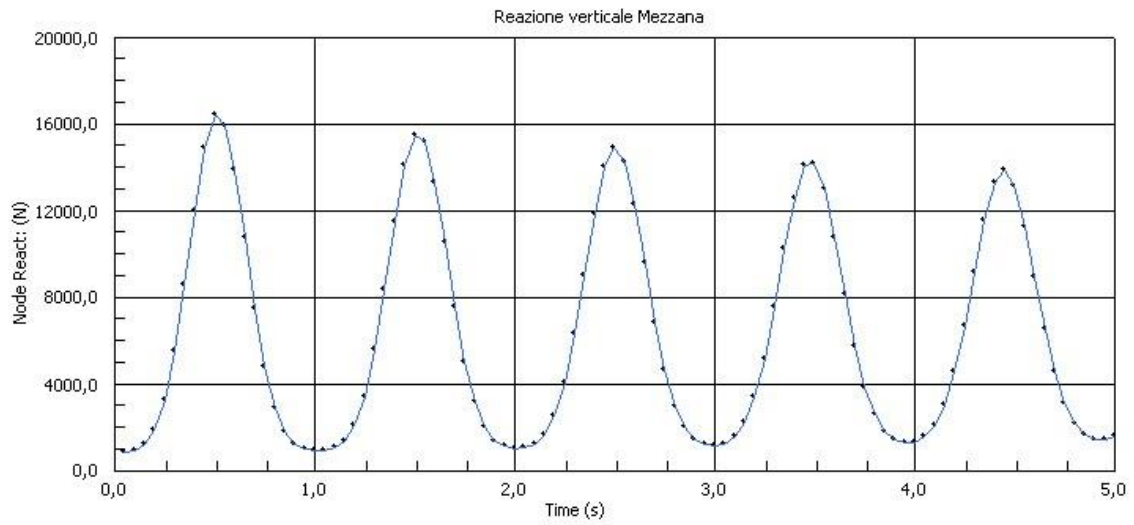


11. 4 Reazione verticale campana grossa

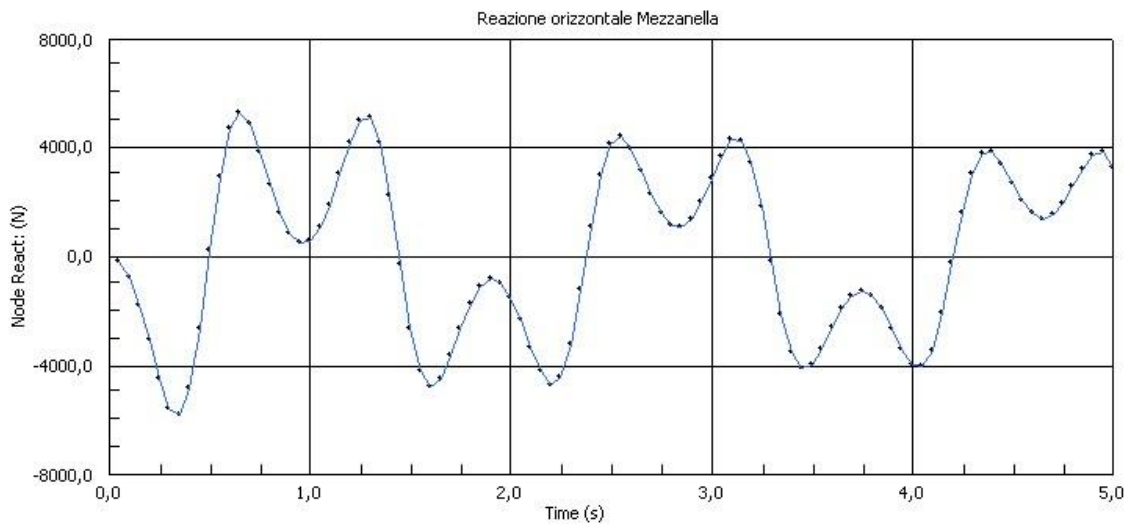


11. 5 Reazione orizzontale campana mezzana

Capitolo undicesimo

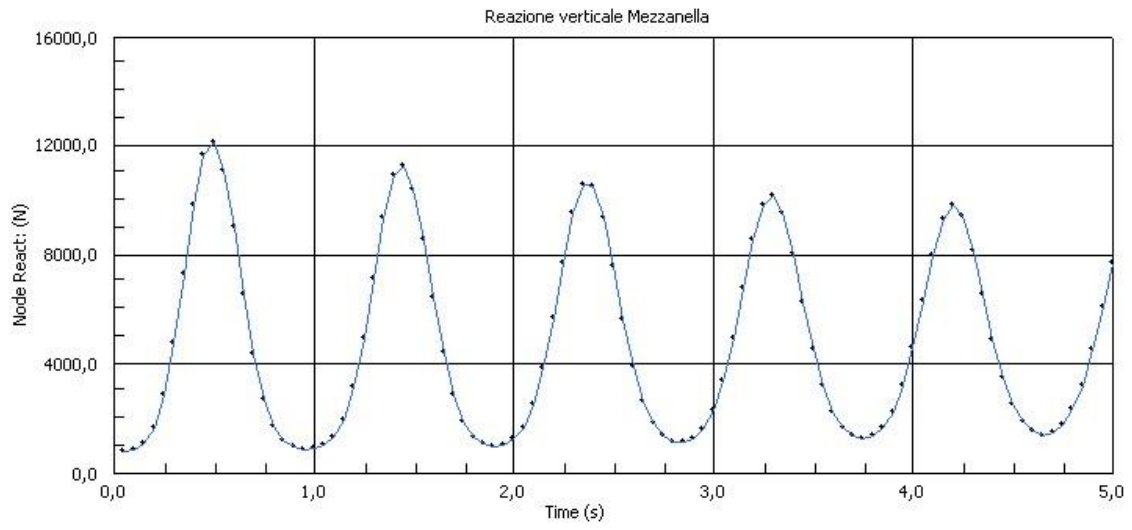


11. 6 Reazione verticale campana mezzana

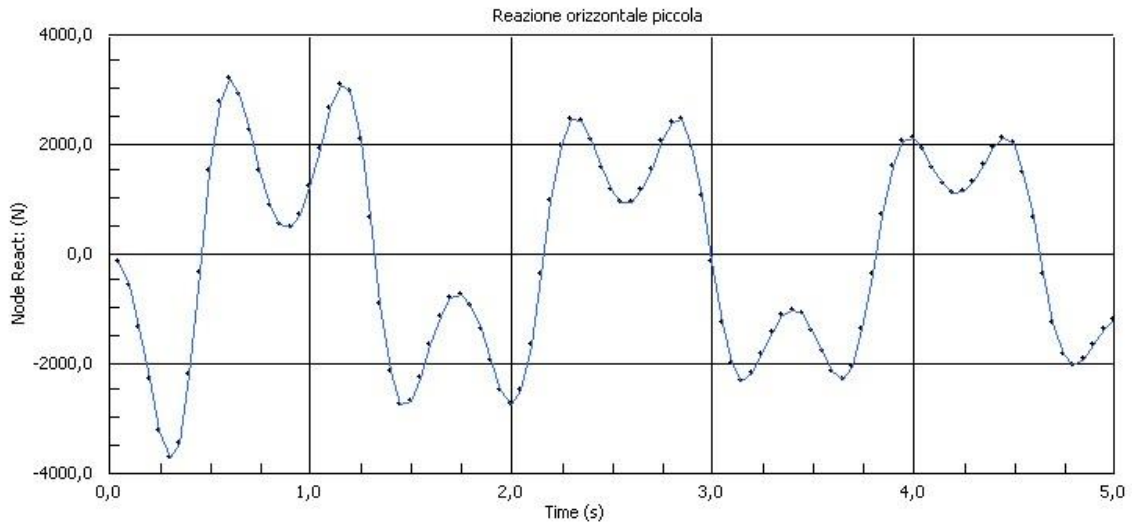


11. 7 Reazione orizzontale mezzanella

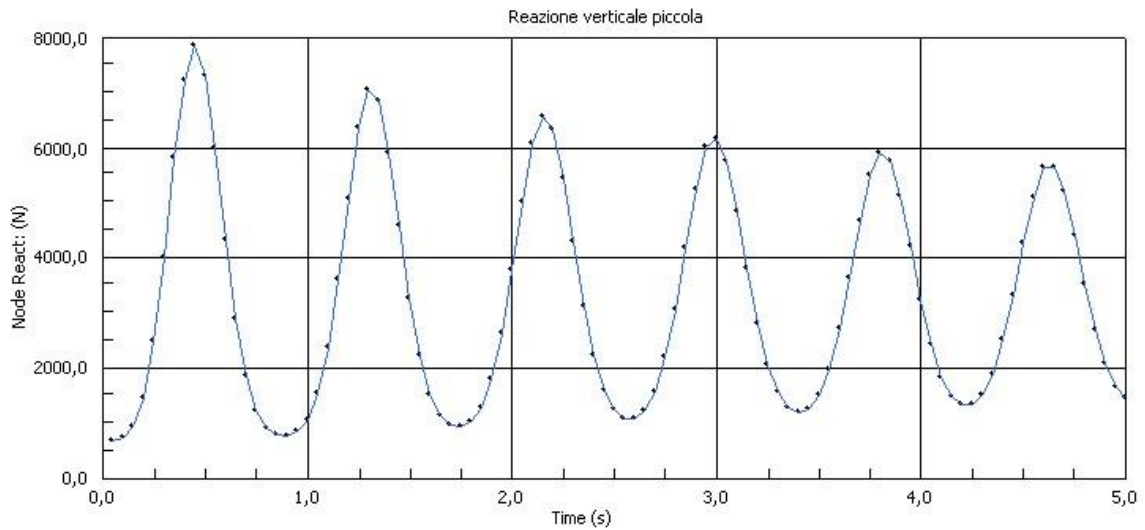
Capitolo undicesimo



11. 8 Reazione verticale mezzanella



11. 9 Reazione orizzontale campana piccola

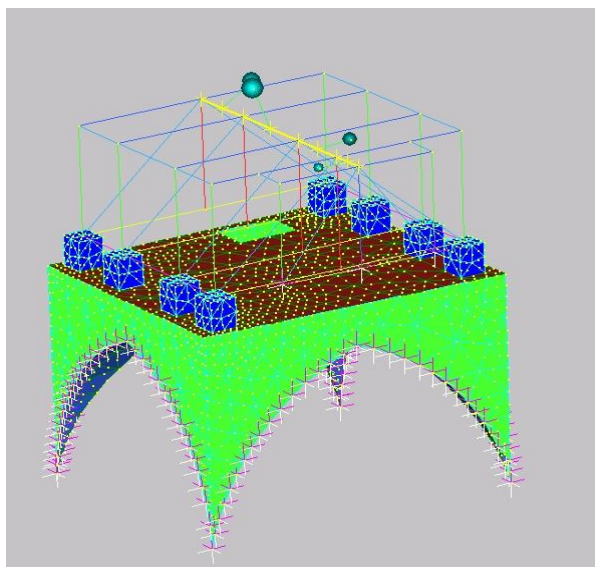


11. 10 Reazione verticale campana piccola

L'andamento delle reazioni vincolari ottenute con le modalità appena esposte è stato utilizzato come forzante per una analisi dinamica lineare di tipo time-history sul modello globale, ai fini di valutare la risposta della struttura in termini di spostamenti e di livelli tensionali provocati dal moto oscillatorio. I risultati ottenuti risultano di particolare interesse e saranno esposti nel seguito di questo capitolo.

11.3 Analisi dinamica non lineare sul sottomodello volta4

Sulla base delle informazioni geometriche raccolte sulle campane è stato estrapolato dal modello SG1 un sottomodello che comprende la volta4 e il castello della cella campanaria.



11. 11 Sub-modello Volta4

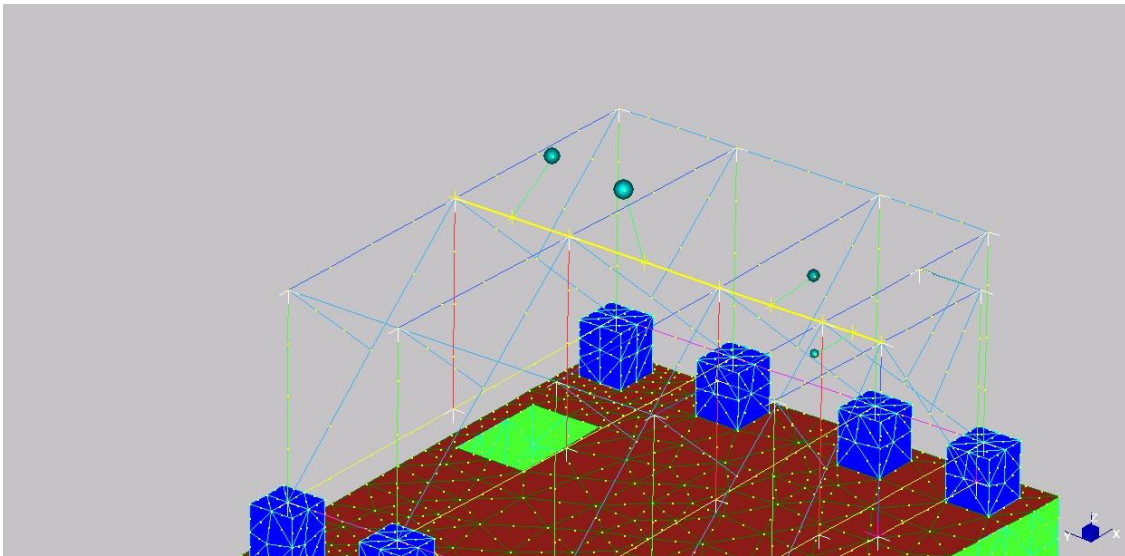
La volta è stata vincolata con degli incastrati perfetti lungo il contorno. Le campane sono state modellate come dei pendoli aventi massa pari alla massa totale della campana e lunghezza pari ad h' ricavata in precedenza. Per quanto riguarda invece la volta nessuna novità rispetto ai modelli differenti a parte il vincolamento. Il castello della cella campanaria è modellato come una travatura reticolare lignea, costituita da elementi BEAM di sezione rettangolare. Tra il pendolo e i nodi del castello cui poggiano le campane sono interposti dei link di tipo MASTER-SLAVE, che costringono il castello a subire le oscillazioni delle campane.

Modellata la sottostruttura è stata lanciata una analisi non lineare dinamica, includendo la sola non linearità geometrica suddividendo l'analisi nei seguenti step di carico:

400 time steps della durata di 0,01 secondi;

100 time steps della durata di 0,005 secondi;

L'analisi si è interrotta all'iterazione 8 del time step 341, ed inizialmente si è pensato che il problema fosse di tipo numerico. Per questo motivo si è incrementata la discretizzazione sugli elementi beam che costituiscono il castello, suddividendo ciascuno di essi in 4 elementi.

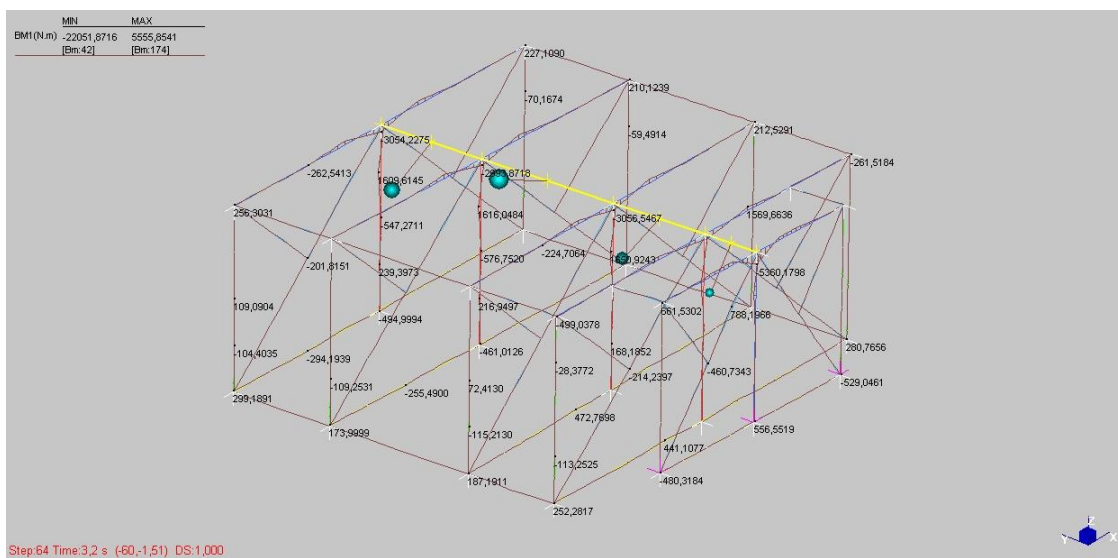
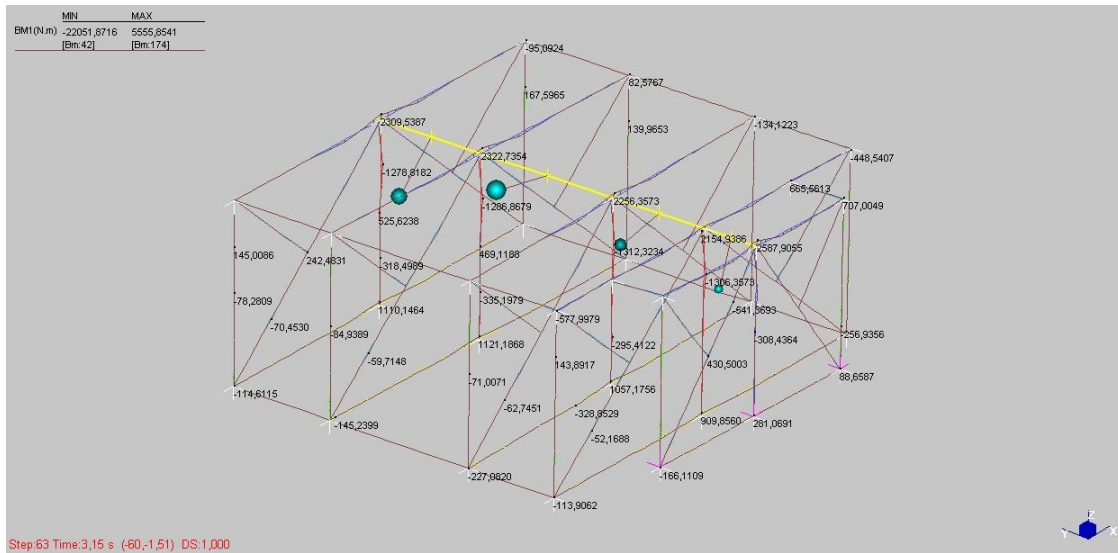


11. 12 Analisi dinamica non lineare Sub-modello Volta4

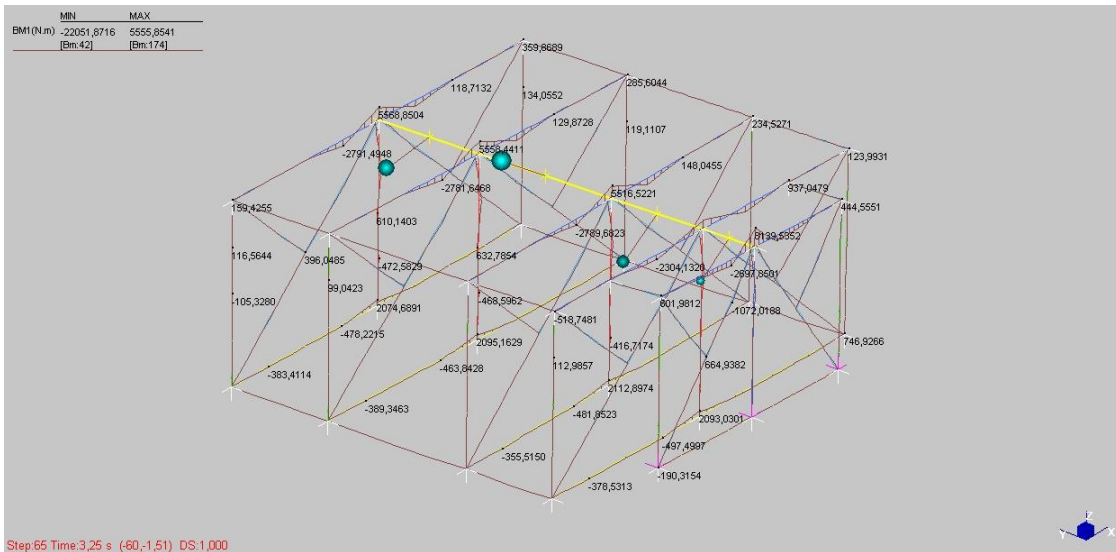
Tuttavia il risultato non cambia e l'analisi si è interrotta all'iterazione 3 del time step 333. A questo punto si è ipotizzato che il moto oscillatorio creasse problemi di instabilità geometrica nel castello, e si preso quindi in considerazione il diagramma dei momenti flettenti nelle travi.

Capitolo undicesimo

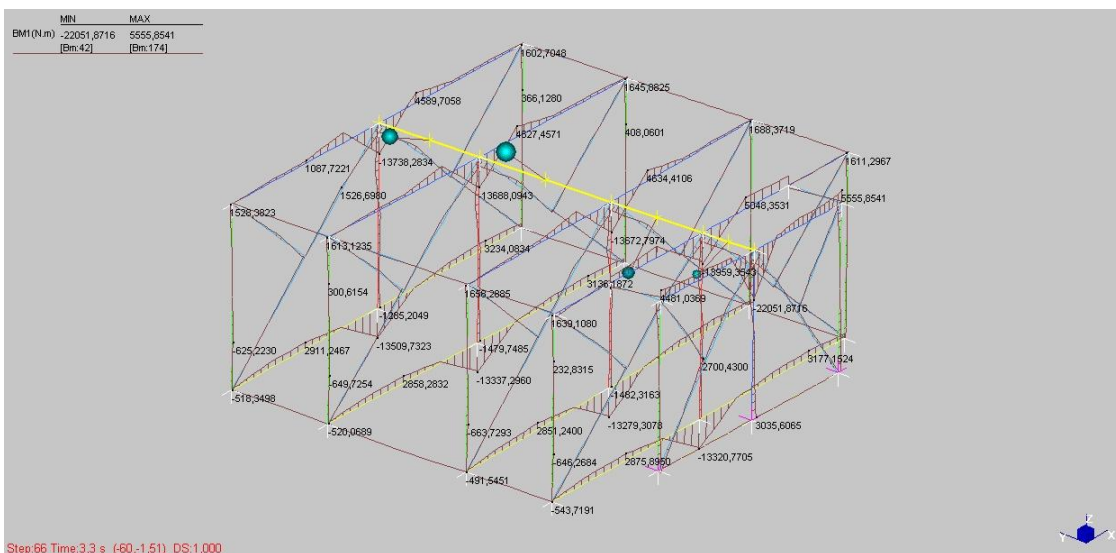
Si è osservato in particolare che i valori numerici dei momenti flettenti e degli sforzi normali in prossimità del time step in cui l'analisi si è interrotta, assumono valori non usuali:



11. 13 Diagramma dei momenti flettenti nelle travi del castello Step 64 Time 3,2



11. 14 Diagramma dei momenti flettenti nelle travi del castello Step 65 Time 3,25

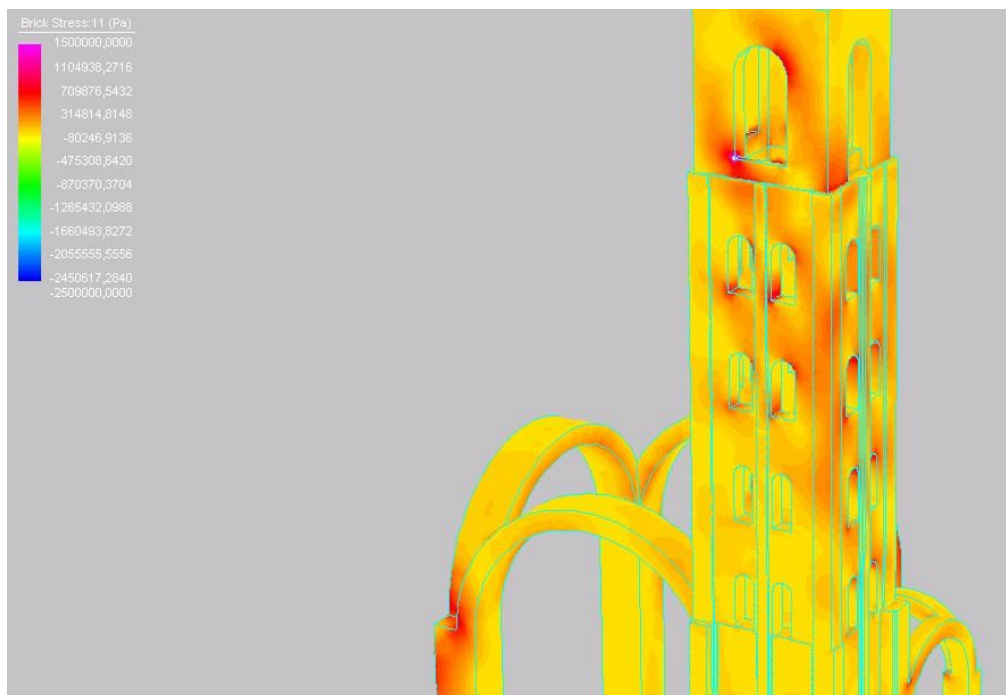


11. 15 Diagramma dei momenti flettenti nelle travi del castello Step 66 Time 3,3

Si è ipotizzato infine che il problema fosse dovuto alla particolare condizione di carico. Si è quindi lanciata una analisi con condizione iniziale differente ma il risultato non è cambiato. In definitiva non si è riusciti, purtroppo a valutare l'azione trasmessa dal moto delle campane sulla sola volta⁴. I risultati ottenuti nei substep precedenti non forniscono particolari indicazioni circa lo stato di sollecitazione della volta soggetta al moto oscillatorio delle campane.

11.4 Analisi dinamica lineare della intera struttura soggetta al moto oscillatorio delle campane

Dopo aver cercato di studiare l'azione del moto oscillatorio delle campane sul sottomodello costituito dalla sola volta 4 l'input delle campane è stato utilizzato per svolgere una analisi dinamica lineare sull'intera struttura, sulla quale sono state applicate come forzanti le reazioni vincolari delle singole campane cambiate di segno. In tal modo l'azione della campana viene trasmessa al castello mediante dei vincoli di tipo MASTER-SLAVE, ed il castello è a sua volta poggiato sulla volta a crociera 4 della struttura globale. L'input costituito dalle azioni delle campane è una forzante variabile nel tempo con un andamento periodico che somiglia ad un andamento di tipo sinusoidale. L'analisi svolta è un'analisi dinamica lineare di tipo time-history, che è stata svolta suddividendo l'analisi in 500 step di carico, assumendo come ampiezza dello step un tempo pari a 0,05 secondi. L'input variabile nel tempo è come accennato costituito dalle reazioni vincolari delle campane cambiate di segno (Figure 11.3-11.10). Si riporta di seguito l'andamento delle tensioni principali σ_{11} negli elementi brick che costituiscono i paramenti. Si può notare che quindi l'azione delle campane induce delle forti sollecitazioni nei paramenti, e i diagrammi sia come entità delle sollecitazioni che come forma ricordano molto i risultati ottenuti con le precedenti analisi sismiche. Non sono stati riscontrati evidenti fenomeni di risonanza, in quanto gli spostamenti della struttura registrati con l'analisi sul modello globale sono di pochi millimetri.



11. 14 Andamento delle tensioni principali σ_{11} nei paramenti murari Step 17 Time 4,25 secondi

Diverse possono essere le motivazioni, che possono andare da una errata schematizzazione del moto delle campane, oppure le caratteristiche dinamiche del modello si discostano da quelle reali della struttura. Per questo motivo si ritiene che possa essere utile, con successive indagini, calibrare i modelli agli elementi finiti sulla base di prove dinamiche di vibrazione, da svolgersi sulla struttura.

Capitolo dodicesimo

Gli ultimi interventi di restauro e consolidamento

12.1 Gli interventi sui paramenti murari del campanile

Gli ultimi interventi di restauro sul campanile di San Giacomo, come più volte menzionato nel corso di questo lavoro di tesi, sono stati effettuati negli anni compresi tra il 1989 e il 1992, ad opera della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici di Bologna. In precedenza sempre su San Giacomo si era provveduto ad effettuare il consolidamento della facciata e dei fianchi della chiesa per mezzo di due ordini di tirantature orizzontali in acciaio

completate da staffature e da iniezioni di malta fluida di cemento additivata con resine epossidiche, nonché la formazione di pali verticali in corrispondenza dei pilastri, la revisione del manto di copertura ad embrici in cotto, le quali, gravemente degradate, consentivano vaste infiltrazioni nella chiesa, compreso inoltre anche il consolidamento delle volte fortemente lesionate inerenti a tutti gli altari laterali. Si è provveduto inoltre a sostituire buona parte delle vecchie catene in ferro con altrettante nuove in acciaio. I lavori sopraindicati sono stati

proceduti da una serie di rilievi e indagini di vario tipo (sondaggi geognostici, misurazione della tensione nelle vecchie catene).



12. 1 Il campanile di San Giacomo durante gli ultimi restauri di consolidamento

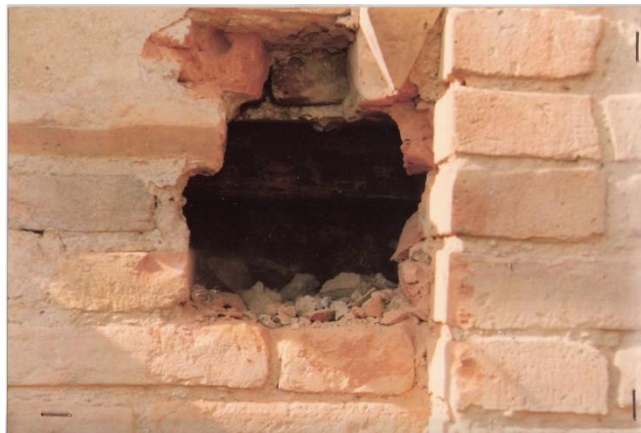
Negli stessi anni si è proceduto al rifacimento dei tetti del retro abside i quali seriamente compromessi dal logorio del tempo e con scarse garanzie statiche e impermeabilizzanti. Pertanto negli stessi lavori rientrano il rifacimento del tetto del campanile e del cupolone, nonché il ripristino dei relativi paramenti con tutte le opere di consolidamento connesse, compresa l'installazione di impianto parafulmine, analisi chimico-fisiche e petrografiche dei materiali lapidei, rilievi grafici, indagini statico-strutturali, redazioni di grafici e indagini storico-strutturali sul sistema fondale e del sottosuolo. Riguardo l'indagine sul sottosuolo svolta in quegli anni dal Prof. Righi si è riportata una vasta documentazione nel capitolo quinto.

La muratura del campanile presentava in diversi punti dei vuoti all'interno, non tali tuttavia, nella parte esaminata, da determinare le lesioni riscontrate sia dall'interno che dall'esterno. L'esame del quadro fessurativo, svolto dall'Ing. Beer, di cui la Soprintendenza si è avvalsa la consulenza, ha consentito di individuare due tipi di lesioni.

Una frattura netta di rilevante dimensione attraversava in pianta il campanile, tra la facciata Nord e la facciata sud, leggermente ruotata in direzione N.E.-S.O. Questa lesione ben visibile anche sulle volte ai vari piani, è stata ripresa sul paramento esterno in un periodo antecedente agli anni in cui risale la perizia dell'Ing. Beer. L'ipotesi più plausibile è che fosse dovuta ad un sisma. In effetti il campanile era già stato ricucito con chiavi di ferro a vari livelli ed in tutte le quattro facciate.

Si rilevò tuttavia, nei periodi in cui è stata svolta la perizia, nel 1989, un secondo tipo di lesioni verticali e diffuse che avevano fatto supporre vuoti consistenti nella muratura a sacco. Con dei sondaggi nella muratura fu possibile rilevare che in corrispondenza delle lesioni si trovavano all'interno oltre murature con vuoti, anche barre di ferro molto interne fortemente ossidate.

Non è semplice collocare nel tempo l'epoca dell'inserimento di tali barre. Addirittura nella parte più alta del campanile si suppone che l'inserimento fosse avvenuto all'epoca della costruzione, in quanto non si notavano differenze nelle murature né riprese e d'altronde dette



12. 2 Saggi per la ricerca di vecchie travi di legno

armature erano ad oltre 30 cm dalla superficie del paramento esterno, troppo lontane per essere state inserite in tempi successivi. In un punto si riscontrò anche un certo quantitativo di gesso, in parte allo stato cristallino a ridosso delle armature in ferro.

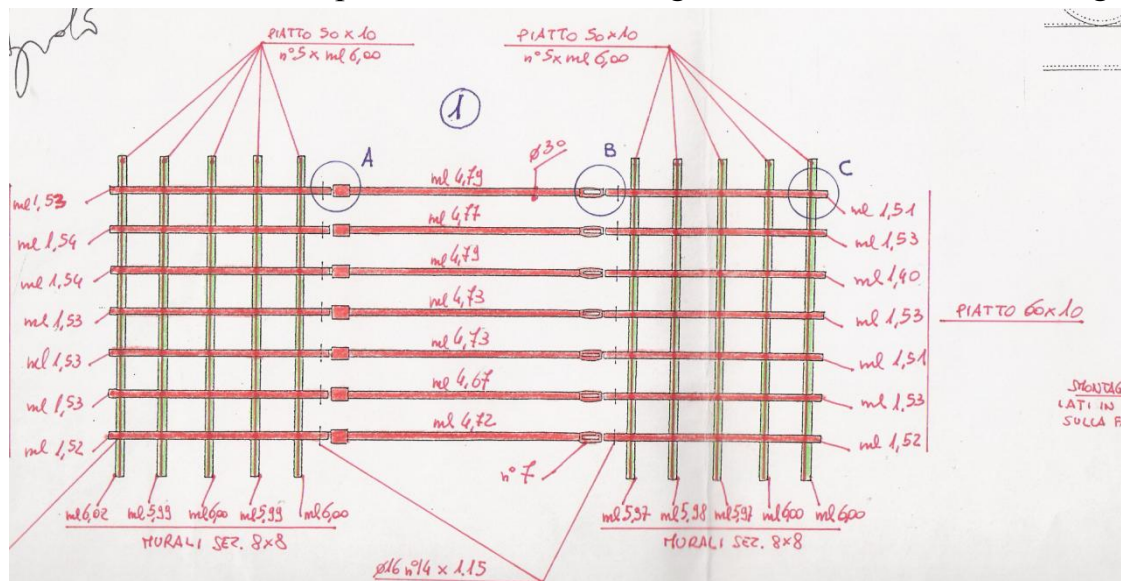
La forte ossidazione subita dal ferro aveva provocato spinte interne tali da lesionare le murature. Infine in alcuni saggi furono rilevati anche elementi in legno messi nelle murature come collegamenti e piani di ripartizione, ormai totalmente marciti.

Quindi, secondo il parere dell'Ing. Beer, il risanamento del campanile si sarebbe dovuto realizzare con la preventiva individuazione delle armature in ferro ossidate, comprese anche le sigillature in gesso a suo tempo eseguite. Si suggeriva di svolgere questo lavoro, una volta individuato il punto, con un carotaggio che eliminasse sia il ferro che la muratura circostante con fori del diametro di 100÷120 mm.

Successivamente, eliminato il gesso, se e ove esistente, nel foro andava inserita una barra in acciaio inox $\varnothing 28\div30$ con piastra di ancoraggio ed infine il foro andava iniettato con malta di cemento e resine epossidiche, con inerte di polvere di mattone.

Nella parte alta del campanile si considerava opportuno un risanamento delle murature ed un intasamento dei vuoti con iniezioni di sola malta con interasse 1 metro ed eseguendo i fori solo dal lato esterno dato che dall'interno le volte lo impedivano. Nella parte bassa le iniezioni si sarebbero dovute rinforzare con barre di acciaio inox $\varnothing 8$ sempre con interasse 1 metro.

Sulla base delle perizie svolte dall'Ing. Beer sono stati svolti gli



12. 3 Opere provvisionali di contenimento dei paramenti

interventi di restauro sui paramenti murari del campanile. I sondaggi per la ricerca delle vecchie catene in metallo e degli elementi ripartitori in legno sono stati realizzati previa messa in opera di fasciature provvisorie costituite da correnti in legno di sezione 8x8 cm disposti verticalmente sulle lesene laterali dei prospetti del campanile, cerchiati da cinture in acciaio messe adeguatamente in tensione.

Il preconsolidamento dei paramenti è stato effettuato mediante realizzazione di fori di diametro \varnothing 30, di profondità pari a 1 ml, e ad interasse pari a 1 m, all'interno dei quali sono state inserite tondini di ferro ad aderenza migliorata di diametro \varnothing 10 e successivamente iniettati con malte in pressione.



12. 4 Inserimento di barre metalliche in fori di diametro \varnothing 30, ml 1,00



12. 5 Rubinetto per iniezione di malte in pressione per preconsolidamento dei paramenti

Terminata la fase di preconsolidamento, ed una volta messe in opera le fasciature provvisorie, sono stati effettuati i saggi per la ricerca e l'eliminazione delle vecchie catene metalliche a mezzo di carotaggi, seguendo le modalità indicate nella perizia. I fori di sondaggio sono stati poi adeguatamente rinforzati mediante l'inserimento di barre in acciaio inox del diametro $\varnothing 30$, messe in tensione in corrispondenza delle piastre di ancoraggio. Contemporaneamente alle barre di acciaio sono state inserite anche 4 ferri longitudinali di diametro $\varnothing 18$. In corrispondenza delle piastre di ancoraggio inoltre i fori risultano armati mediante staffe circolari $\varnothing 8$ per una lunghezza pari a 1 ml.



12. 6 Posa in opera di nuove catene



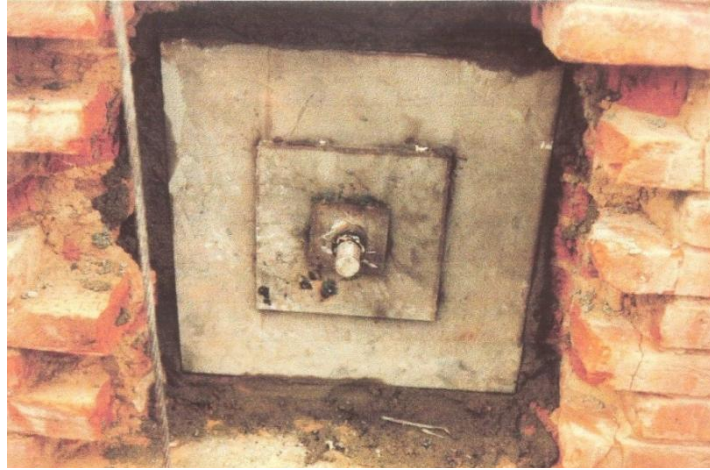
12. 7 Posa in opera di nuove catene all'interno dei carotaggi, particolare della filettatura

La piastra di ancoraggio è costituita mediante saldatura di tre lamine metalliche di spessore 1 cm e dimensioni pari a:

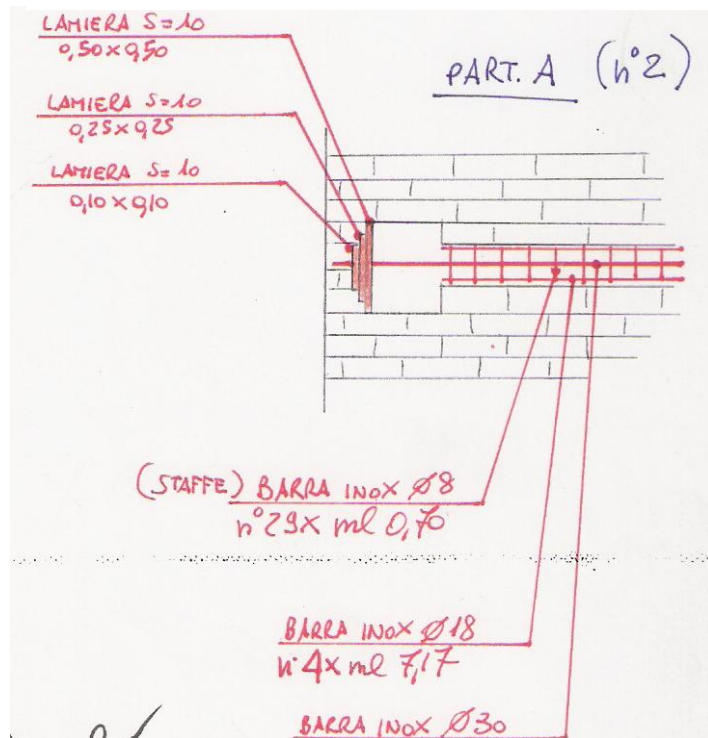
- 0,50x0,50m;
- 0,25x0,25m;

- 0,10x0,10m.

Una volta riempiti i fori di sondaggio con malte di cemento additivate con resine e inerti di polvere di mattone ed effettuata la tesatura dei cavi, i paramenti murari sono stati ripristinati mediante l'inserimento di mattoni in cotto fatti a mano di adeguata forma e colorazione, su indicazione opportuna delle Direzione Lavori. Interventi di ripristino con la tecnica del cuciscuci sono stati eseguiti inoltre su tutti i paramenti dove necessario, sia sui paramenti esterni che sui paramenti interni del campanile, come dimostrano le riprese di muratura documentate nel capitolo relativo al rilievo del quadro fessurativo.



12. 9 Piastra di ancoraggio della barra filettata



12. 8 Particolare della piastra di ancoraggio

Conclusioni

Mediante la modellazione e le successive analisi svolte sul campanile di San Giacomo Maggiore, nonostante la scarsità di informazioni riguardanti le proprietà meccaniche dei materiali, nonostante la non completa conoscenza della forma delle strutture di fondazione, si sono ottenute informazioni molto interessanti riguardanti le tipologie di dissesto che hanno interessato e che in un certo senso interessano tuttora la struttura. Le analisi statiche hanno evidenziato la presenza di forti tensioni di compressione in corrispondenza dei pilastri, nonché la presenza di evidenti sollecitazioni di trazione in corrispondenza delle chiavi degli archi a sesto acuto che sorreggono i paramenti murari. Si è evinto che dal punto di vista statico la presenza delle strutture adiacenti, da un lato peggiora lo stato di compressione nei pilastri, dall'altro riduce le forti trazioni in corrispondenza delle chiavi degli archi, per l'effetto di confinamento che tali strutture conferiscono al basamento del campanile. Secondo quanto emerso infatti dalle analisi agli elementi finiti sarebbe stato impensabile erigere una struttura di tali dimensioni facendo affidamento sulla resistenza di soli quattro pilastri di base.

I modelli con cedimento differenziale alla base dei pilastri non hanno fornito spunti di che potessero far ipotizzare un riscontro tra le possibili forme di dissesto presenti nella struttura e i livelli tensionali osservati attraverso la modellazione agli elementi finiti.

Di importanza fondamentale invece è l'influenza della presenza delle strutture adiacenti per la determinazione delle caratteristiche dinamiche della struttura, periodi propri e forme modali. La presenza delle strutture adiacenti tende ad abbattere fortemente i primi tre periodi, oltre che cambiare tantissimo le forme modali dal terzo modo di vibrare in su. E bisogna considerare che le strutture adiacenti sono state solo parzialmente modellate. Sarebbe quindi interessante valutare come tali modi varino al variare del dettaglio con cui si modellano le strutture adiacenti. A tal proposito potrebbe essere molto importante calibrare la modellazione agli elementi finiti sulla base di prove sperimentali con misura delle vibrazioni della struttura. Le vibrazioni indotte nella struttura potrebbero essere vibrazioni ambientali, oppure forzate da carichi di tipo impulsivo o sinusoidale con vibrodina, o provocati dallo stesso moto oscillatorio delle campane. Le analisi dinamiche possono costituire un modo per calibrare anche le proprietà elastiche del materiale omogeneo equivalente che costituisce i paramenti e le volte, seguendo un procedimento di tipo parametrico, ormai consolidato nello studio di questo tipo di strutture.

Conclusioni

La struttura non presenta preoccupanti dissesti in stato di avanzamento su cui non si sia intervenuto negli ultimi interventi di restauro e consolidamento svolti dalla Soprintendenza. Tuttavia si consiglia di progettare ed installare sulla struttura un sistema di monitoraggio continuo degli stati tensionali e deformativi della struttura, del tutto simile come tipologia e come obiettivi al sistema di monitoraggio che in questi mesi si sta installando sulle torri simbolo della città di Bologna, Garisenda e Asinelli.

Bibliografia

- Mario Fanti, *Campanili e campane di Bologna e del Bolognese*, Cassa di Risparmio in Bologna, 1992.
- P. Lourenco, *Computational strategies for masonry structures*, 1996.
- G. Macchi, G. Magenes, *Le strutture in muratura*, cap. XIII dell'opera *Ingegneria delle strutture*, vol. III, pp. 69-150, UTET 2002.
- Lometti Alessandro, *Studio del comportamento sismico della Torre Asinelli*, 2002.
- C. Calderini, M. A. Chiarino, S. Lagomarsino, A. Spadafora, *Modellazione di strutture monumentali complesse: applicazione a due casi di studio*, tratto da Atti del Workshop WONDERmasonry 2007, a cura di Paolo Spinelli, Antonello De Luca, Edizioni Polistampa 2001.
- F. Casarin, C. Modena, *Analisi sismica della cattedrale di Reggio Emilia*, tratto da Atti del Workshop WONDERmasonry 2007, a cura di Paolo Spinelli, Antonello De Luca, Edizioni Polistampa 2001.
- F. M. Fabiani, *Sul calcolo delle volte a crociera in muratura*, tratto da Atti del Workshop WONDERmasonry 2007, a cura di Paolo Spinelli, Antonello De Luca, Edizioni Polistampa 2001.
- *Il Tempio di San Giacomo Maggiore in Bologna: studi sulla storia e sulle opere d'arte*, a cura del Comitato Promotore San Giacomo Maggiore, 1967

Bibliografia

- M. Betti, M. Orlando, P. Spinelli, A. Vignoli, *Valutazione della vulnerabilità sismica di una torre medievale in muratura*, tratto da Atti del Workshop WONDERmasonry 2007, a cura di Paolo Spinelli, Antonello De Luca, Edizioni Polistampa 2001.
- G+D Computing, *Straus7 Theoretical Manual*, 2004.
- *Nuove norme tecniche per le costruzioni, DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008.*
- Pier Vincenzo Righi, *Chiesa di San Giacomo Maggiore: relazione geotecnica*, 1989.
- Paolo Beer, *Chiesa di San Giacomo Maggiore: lavori di rafforzamento al campanile*, 1989.
- Marco Poluzzi, Daniele Meneghin, *Elaborati grafici di rilievo del campanile di San Giacomo Maggiore*, 1989.
- D. Abbruzzese, A. Vari, *Comportamento dinamico di torri in muratura attraverso misurazioni di vibrazioni ambientali*, 2001.
- Toffaletti Stefano, *Development of shared analysis for the operation of an internet-based monitoring system*, 2003

Ringraziamenti

Desidero innanzitutto ringraziare il mio relatore, il Prof. Tomaso Trombetti, per avermi trasmesso preziosi insegnamenti che hanno contribuito ad arricchire il mio bagaglio di conoscenze tecniche; un ringraziamento va anche ai miei correlatori, l'Ing. Luigi Bartolomei, l'Ing. Stefano Silvestri e l'Ing. Giada Gasparini per la sempre puntuale disponibilità nel fornirmi suggerimenti sull'avanzamento di questo lavoro di tesi.

Ringrazio il Centro Studi Cherubino Ghirardacci, che ha avviato gli studi sul campanile di San Giacomo ai quali mi sono avvicinato con grande passione e che mi hanno permesso di apprezzare il fascino dell'Architettura Medievale Bolognese; ringrazio inoltre la Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio di Bologna, per aver fornito del materiale di supporto fondamentale alla stesura di questo elaborato.

Il ringraziamento più significativo va ai miei genitori, che mi hanno incoraggiato in questa nuova avventura della Laurea Specialistica presso questo storico Ateneo.

Un sentito ringraziamento ai miei fratelli, Brenda, Roberta, Antonella, Mimmo ed Emanuele, nonché ai miei cari cognati e nipoti, che con le loro costanti telefonate a scadenza giornaliera mi hanno permesso di non sentirmi troppo lontano da casa e dalla mia splendida famiglia.

Un particolare ringraziamento a Giulia, la mia ragazza, che ho ritrovato in questa mia esperienza presso l'Alma Mater, alla quale sono legato da un sentimento forte, consapevole ed indissolubile.

Ringraziamenti

Un ringraziamento ad Antonio, da sempre mio compagno di studi, con il quale ho condiviso in questi tre anni l'appartamento, i pranzi, le cene, le lunghe passeggiate verso la Facoltà, le ansie, le gioie per il superamento degli obiettivi, oltre alle serate all'insegna del divertimento.

Un ringraziamento alla Maddy, la prima persona che ho conosciuto qui a Bologna, sempre vicina agli amici nonostante i suoi numerosi impegni, grazie alla quale mi sono perfettamente ambientato in questa nuova realtà.

Grazie a tutti gli altri amici, che hanno contribuito a rendere più "leggera" questa mia esperienza universitaria.

Valentino