

**Ipotesi ricostruttive di volte in muratura crollate con
valore archeologico impiegando appoggi attritivi, con
applicazione al caso studio della *Galleria delle Volte
crollate* a Roma.**

Enrica Di Miceli
Roma, settembre 2017



Sapienza Università di Roma

*Dipartimento di Ingegneria Strutturale
e Geotecnica*

Relatore:
Prof. Ing. Giorgio MONTI
Correlatori:
Ing. Vincenzo BIANCO
Arch. Maria Grazia FILETICI

Coordinatore del Corso di Dottorato di
Ricerca in Ingegneria Strutturale e
Geotecnica:
Prof. Ing. Franco BONTEMPI

Ringraziamenti

Devo sinceramente ringraziare il mio Tutor, il prof. G. Monti, per la preziosa occasione di questo Dottorato, per il sostegno continuo, i consigli e la sua esperienza professionale e umana.

Con la stessa gratitudine voglio ringraziare l'Arch. Maria Grazia Filetici per l'opportunità di questo tema di ricerca così affascinante e interessante, supportandomi nel lavoro di tesi con i suoi preziosi suggerimenti per il miglioramento del presente lavoro di ricerca.

Vorrei esprimere tutta la mia gratitudine all'Ing. Vincenzo Bianco, per avermi supportata costantemente in questo percorso di Dottorato, per i colloqui fruttuosi e illuminanti, per il lavoro di revisione continuo e per la sua umanità e amicizia.

Voglio inoltre ringraziare tutti i colleghi e amici dottorandi, in particolare Emma, Cinzia e Maurizio senza i quali questa avventura, non sempre facile, non sarebbe stata la stessa.

A tutti i miei amici, poi, va un grazie speciale per avermi sostenuta e ascoltata in ogni momento di questo percorso.

Voglio esprimere immensa gratitudine ai miei genitori e ai miei fratelli, che hanno sempre creduto nelle mie capacità, più di me, e non hanno mai mancato di ascolto, attenzione e amore incondizionato.

Infine, ma non per importanza, un ringraziamento particolare va a mio marito Federico, per la sua vicinanza e il suo amore, per aver condiviso con me i momenti di felicità e soprattutto quelli di difficoltà, confortandomi e spronandomi continuamente ad andare avanti.

INDICE

<i>Ringraziamenti</i>	<i>i</i>
<i>Indice</i>	<i>ii</i>
1 Introduzione	1
1.1 Rifacimento di volte crollate in muratura con valore archeologico: inquadramento del problema	2
1.2 Obiettivi	3
1.3 Organizzazione della tesi	3
2 “Le volte in muratura: cause dei dissesti, meccanismi e interventi	5
2.1 Introduzione	6
2.2 Cause dei dissesti e meccanismi di collasso	6
2.3 Retrofitting per carenze strutturali	10
2.3.1 Consolidamento con tirante metallico intradossale	10
2.3.2 Consolidamento con tirante metallico estradossale	12
2.3.3 Consolidamento mediante posa in opera di rinfianchi cellulari (frenelli)	13
2.3.4 Consolidamento estradossale mediante cappa armata	13
2.3.5 Rinforzi e consolidamento con materiali compositi	15
2.3.6 Contrafforti murari	16
2.4 Interventi di parziale o completa ricostruzione	17
2.4.1 La parziale ricostruzione: l’ <i>Oratorio di San Filippo Neri</i> a Bologna e la <i>Basilica di San Francesco d’Assisi</i> ad Assisi	17
2.4.2 La completa ricostruzione: la <i>Domus Tiberiana</i> a Roma, il <i>Voltone di Villa Adriana</i> a Tivoli e la <i>Chiesa di San Pietro</i> a Siracusa	19
3 Proposte d’intervento mediante appoggio attritivo	23
3.1 Introduzione	23
3.2 Appoggio attritivo piatto	24
3.2 Appoggio attritivo cilindrico	26
4 Dalla frammentazione della volta alla sua ricomposizione strutturale: il caso studio della <i>Galleria delle Volte Crollate</i>	28
4.1 La <i>Galleria delle Volte Crollate</i> : inquadramento del problema	28
4.2 Il rilievo della <i>Galleria</i>	30
4.3 Verifica della sicurezza attuale delle travi di acciaio	37
4.4 Stato degli studi storici e archeologici	41
4.5 Stato dell’arte e principali orientamenti scientifici sullo studio delle strutture ad arco e voltate	52
4.6 Probabili cause del crollo	55
4.7 Studi preliminari di soluzioni alternative e strategie di retrofitting	62
4.7.1 Prima soluzione progettuale	63
4.7.2 Seconda soluzione progettuale	64
4.7.3 Terza soluzione progettuale	65
4.7.4 Quarta soluzione progettuale	66

4.8 Progetto della copertura reticolare in acciaio per soli carichi statici	67
5 Ottimizzazione strutturale degli appoggi	76
5.1 Introduzione	76
5.2 Modello meccanico	76
5.3 Ipotesi di base	77
5.4 Valori tipici del coefficiente d'attrito	78
5.5 Modello reologico del FPD	79
5.6 Accelerogrammi naturali spettro compatibili	82
5.7 Studi parametrici volti ad individuare la soluzione ottimale	84
5.7.1 Dispositivo a pendolo cilindrico	84
5.7.1.1 Studi parametrici	84
5.7.1.2 Verifica <i>a posteriori</i> della soluzione ottimale	89
5.7.2 Dispositivo attritivo piatto	91
5.7.2.1 Studi parametrici	91
5.7.2.2 Verifica <i>a posteriori</i> della soluzione ottimale	95
6 Studi parametrici	96
6.1 Introduzione	96
6.2 Dettagli del modello FEM	96
6.3 Studi parametrici volti ad individuare la soluzione ottimale	97
6.3.1 Dispositivo a pendolo cilindrico	98
6.3.1.1 Studi parametrici	98
6.3.1.2 Verifica <i>a posteriori</i> della soluzione ottimale	103
6.3.2 Dispositivo attritivo piatto	104
6.3.2.1 Studi parametrici	104
6.3.2.2 Verifica <i>a posteriori</i> della soluzione ottimale	107
7 Conclusioni e futuri sviluppi	109
8 Bibliografia	111
Appendici	116
Ch4: Appendice al Cap.4	117
Tav.0: Inquadramento	118
Tav.1A-C: Rilievo geometrico - Piante	119
Tav. 2: Rilievo geometrico - Sezioni	122
Tav. 3 Analisi geometrica	123
Tav. 3 Analisi dei materiali	124
Allegato 4.3 Verifica delle travi in acciaio esistenti	125
Allegato 4.6 Verifica statica della volta della <i>Galleria</i> nelle condizioni antecedenti il crollo	128
Allegato 4.7 Valutazioni economiche delle soluzioni alternative di <i>retrofitting</i>	139

Allegato 4.8: Progetto della copertura reticolare in acciaio	145
4.8.1 Progetto del solaio praticabile in “acciaio-calcestruzzo”	146
4.8.2 Dimensionamento della porzione corticale intradossale della volta	157
Ch5: Appendice al Cap.5	158
5.1 Modello con $\mu_a = 0,01$	159
5.2 Modello con $\mu_a = 0,09$	163
5.3 Modello con $\mu_a = 0,18$	167

1. INTRODUZIONE

La conservazione dei manufatti antichi è oggi uno dei temi certamente più attuali e urgenti, soprattutto in Italia in cui una grande parte del costruito è di tipo storico e dove è “custodita” un’altissima concentrazione di importanti monumenti storico - architettonici.

La salvaguardia dei monumenti è il risultato di un articolato processo che implica preliminarmente: 1) la conoscenza e la comprensione delle singole o più complesse vicende evolutive nonché delle modificazioni subite nel tempo, le quali alterano il più delle volte l’originario comportamento strutturale del manufatto; 2) la definizione delle azioni agenti che non sono sempre note *a priori*; 3) l’interpretazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno; 4) la valutazione della sicurezza attuale e la previsione dei suoi limiti temporali; e infine 5) la progettazione di interventi di consolidamento e/o miglioramento sismico.

Se si considera, ad esempio, un monumento archeologico esso è proprio il frutto di un lungo processo di trasformazioni e stratificazioni che sono intervenute lungo i secoli e che hanno portato a modificarne 1) il comportamento strutturale originario, 2) la forma e 3) la funzione, così che esso si presenta oggi come una struttura complessa e unica nel suo genere. Unicità e complessità richiedono, pertanto, particolare attenzione e cura nella valutazione delle tecniche e delle tecnologie da impiegare nel restauro (sia che esso implichi un consolidamento o un miglioramento sismico) e nella scelta dei materiali.

Quando si opera su un importante monumento di particolare valore storico-architettonico, la soluzione progettuale da ricercare è sempre quella che sia in grado di garantire il miglior compromesso tra la necessità di intervenire e l’arrecare il minimo disturbo alla struttura e al contesto circostante. Infatti, stabilità e durabilità nel tempo sono condizioni necessarie, ma non sufficienti per definire i criteri e per scegliere le tecniche di intervento più adeguate, dovendo infatti sempre preferire la conservazione del monumento nel suo contesto ambientale e nel rispetto delle sue forme (DPCM 2011).

Anche la scelta dei materiali con cui realizzare le parti mancanti e/o aggiuntive dovrebbe essere l’esito di un’attenta e sensibile scelta progettuale in grado di non alterare l’“immagine” del manufatto. Proprio per tutti questi motivi, nell’opera di salvaguardia sarebbe sempre auspicabile un approccio multidisciplinare che integri tutte le differenti competenze, coinvolgendo ingegneri, architetti, archeologi e storici in grado di collaborare per il “bene” del monumento su cui si sta operando (Roca *et al.* 2010).

Attraverso questo lavoro di tesi, si è cercato di tener fede alle premesse metodologiche qui enunciate, potendo trovare un riscontro applicativo nel manufatto archeologico qui studiato e analizzato.

1.1 Rifacimento di volte crollate in muratura con valore archeologico: inquadramento del problema

Il patrimonio archeologico italiano presenta numerosi edifici la cui copertura è realizzata mediante volte. Molte di queste sono ancora in piedi sebbene necessitino di un intervento di consolidamento strutturale, mentre altre hanno subito un crollo parziale o totale. In questo scenario, è necessario distinguere i tipi di intervento per ciascun caso, adottando la strategia progettuale più adeguata tenendo in conto delle condizioni al contorno.

Le attuali norme tecniche italiane (NTC08), per quanto riguarda la progettazione di interventi di *retrofitting* sugli edifici esistenti, non forniscono informazioni sulla scelta del tipo di intervento da attuare sulle volte. Il DPCM del 2011, che si pone a completamento delle succitate Norme Tecniche, si occupa più ampiamente dell'argomento, suggerendo metodi sia per consolidare le coperture a volta sia per ridurre le tensioni nelle sue componenti murarie. In particolare, questo documento fornisce alcune indicazioni sugli interventi da attuarsi. Ad esempio, sconsiglia il consolidamento delle volte tramite cappa armata, intervento che aumenta le masse e introduce una chiara discontinuità in termini di rigidità nella sezione trasversale, alterando così il comportamento meccanico originale. Il materiale di riempimento pesante deve essere sostituito, ad esempio, da nervature in muratura rigide (frenelli in italiano) o da materiale leggero come argilla espansa. Il tipico ribaltamento dei piedritti, invece, può essere evitato mediante tiranti o contrafforti. Questi ultimi sono utili anche per mantenere le pressioni all'interno del nocciolo centrale d'inerzia. È inoltre consentito l'uso di materiali di rinforzo compositi a matrice polimerica.

Più in generale, invece, le teorie del restauro sono promotrici di interventi basati sui seguenti criteri applicativi: a) minimo intervento, b) reversibilità, c) riconoscibilità e d) compatibilità (Brandi 1977, Carta del Restauro 1972). Questi principi, di fatto, implicano che l'intervento di rafforzamento strutturale non modifichi il comportamento meccanico originale del monumento e che gli elementi strutturali aggiunti possano essere rimossi senza provocare danneggiamenti.

La valutazione degli edifici storici dovrebbe, inoltre, essere effettuata con metodi sviluppati appositamente per queste costruzioni, per evitare interventi invasivi che possano portare ad alterare il loro comportamento strutturale, modificando in modo permanente il loro valore culturale.

I più recenti eventi sismici in Italia (Abruzzo 2009, Emilia Romagna 2012, Lazio-Marche 2016) hanno confermato i limiti di alcuni interventi di consolidamento che, sulla base della presunta

necessità di riproporre le tecniche costruttive tradizionali, ostinatamente mirano a ricostruire strutture che sono chiaramente affette da carenze strutturali *ab origine*. L'impiego di materiali e tecniche tradizionali nel restauro è certamente appropriato, non solo per salvaguardare il valore storico della costruzione e l'originaria concezione strutturale dell'elemento rinforzato. Tuttavia, le "classiche" strategie di *retrofitting* non sempre possono risultare efficaci e pertanto sarebbe certamente più utile esplorare l'impiego di materiali e di soluzioni tecnologiche innovative compatibili con il monumento e più attinenti alle reali necessità strutturali.

Nel presente lavoro di tesi saranno presentati 1) i tipici interventi di consolidamento sulle volte, 2) alcuni esempi noti di interventi di restauro di volte crollate e 3) alcune soluzioni innovative basate sull'impiego di appoggi attritivi, che verranno applicate al caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*.

1.2 Obiettivi

Gli obiettivi della tesi sono i seguenti:

- 1) Individuare una strategia di intervento per il parziale e totale rifacimento di volte a botte in muratura, in contesti archeologici, che hanno subito un crollo;
- 2) Esplorare la possibilità di impiego di tecnologie innovative, nel rispetto dei dettami delle teorie classiche del restauro. In particolare l'attenzione sarà rivolta agli appoggi attritivi, sia piatti che curvilinei;
- 3) Mettere a punto una metodologia di calcolo generale riproponibile in casi simili al caso studio ivi trattato. Tale metodologia sarà mirata ad ottenere il soddisfacimento della sicurezza sia statica che sismica;
- 4) Condurre analisi numeriche e relativi studi parametrici miranti a dedurre informazioni generali utili per chi volesse riproporre le soluzioni tecnologiche sviluppate. Particolare attenzione sarà posta al ruolo dell'attrito ed ai materiali necessari a garantirne il valore ottimale;
- 5) Applicare quanto delineato nei punti precedenti al caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*, sita al Palatino a Roma.

1.3 Organizzazione della tesi

La tesi è così organizzata:

Il Capitolo 2 presenta:

- 1) Cause e meccanismi di danno tipicamente riscontrabili nelle volte in muratura;

- 2) Tipici interventi di *retrofitting* per carenze strutturali;
- 3) Esempi di interventi realizzati di parziale o totale ricostruzione.

Il Capitolo 3:

- 1) Proposte di intervento mediante appoggi attritivi;
- 2) Vantaggi e svantaggi di ciascuna proposta.

Il Capitolo 4:

- 1) il rilievo della *Galleria* e di alcuni ambienti e strutture adiacenti, organizzato in:
 - a) rappresentazione geometrica del monumento attraverso piante e sezioni, con indicazione del metodo di rilievo impiegato (trilaterazioni, poligonale, punti fissi, etc.);
 - b) rilievo dei materiali con particolare attenzione alle tecniche costruttive antiche;
 - c) rilievo del quadro fessurativo, dei dissesti strutturali e del fuori piombo;
- 2) lo stato degli studi relativo alla storia architettonica e costruttiva del complesso della *Casa di Augusto*, allo scopo di:
 - a) giungere ad un'approfondita conoscenza del manufatto anche da un punto di vista storico;
 - b) tracciare il processo storico evolutivo del monumento dalle sue origini sino ai giorni nostri, attraverso un'analisi critica dei dati collezionati (rilievo, fonti bibliografiche, dati d'archivio, etc.);
- 3) i risultati delle verifiche svolte per indagare lo stato attuale della sicurezza delle travi in acciaio che sorreggono i pesanti blocchi di volta;
- 4) le probabili cause che hanno portato al crollo della copertura voltata in condizioni sia statiche che sismiche;
- 5) la soluzione progettuale prescelta.

Il Capitolo 5:

- 1) Ottimizzazione strutturale degli appoggi e relativi studi parametrici per impalcato isolato.

Il Capitolo 6:

- 1) Studi parametrici nel caso di impalcato e murature sottostanti accoppiate.

Il Capitolo 7:

- 1) Conclusioni e futuri sviluppi.

2. LE VOLTE IN MURATURA: CAUSE DEI DISSESTI, MECCANISMI E INTERVENTI

2.1 Introduzione

Le volte sono strutture tridimensionali formate da archi affiancati interagenti tra loro e in grado di incanalare gli sforzi verso i piedritti grazie alla loro forma geometrica curvilinea. Queste strutture dovrebbero teoricamente essere soggette a soli sforzi di compressione, ma tale situazione “ideale” si verifica quando l’organismo ha una geometria adeguata per forma e spessore e quando i piedritti hanno una sezione adatta a sopportare la spinta orizzontale trasferitagli dall’arco senza subire cedimenti o rotazioni. In caso contrario possono insorgere azioni flettenti e sforzi di trazione che, se troppo elevati, possono portare alla formazione di lesioni e alla necessità di intervenire.

Gli interventi sulle strutture voltate hanno lo scopo di ripristinare la stabilità della struttura in condizioni statiche e migliorarne, ove necessario, il comportamento nei confronti delle azioni sismiche. Essi si ritengono necessari quando, a causa di dissesti di varia natura o a causa di mutate condizioni di carico o per eccessivo degrado dei materiali componenti, la struttura non risulta più idonea ad adempiere il suo ruolo strutturale manifestando in molti casi l’alterazione dello stato di equilibrio originale con l’apparizione di fessurazioni, e in casi limite, anche con il distacco di parti costituenti. Ogni intervento va valutato e scelto in funzione dell’effettiva carenza strutturale riscontrata (instabilità dei piedritti, regime flessionale della volta eccessivo, scorrimento tra i conci, cedimento delle imposte, cedimenti fondali, crollo di alcune parti, ecc...) e in funzione delle caratteristiche tipologiche e materiche della struttura, allo scopo di individuare quello più efficace ed indicato.

Il tipo di intervento è quindi strettamente legato alle caratteristiche intrinseche della volta, ma non di meno al contesto in cui essa si inserisce, dettando quest’ultimo le condizioni di vincolo (fisiche e non) e conseguentemente la scelta del tipo di operazione da compiere. In virtù di questa attenzione al contesto in cui si opera, soprattutto nel patrimonio storico e tutelato, possono rendersi necessari accorgimenti atti a rendere la messa in opera di presidi reversibili e il meno invasivi possibile.

L’impiego di materiali e tecniche tradizionali nel restauro è appropriato, non solo per salvaguardare il valore storico della costruzione e l’originaria concezione strutturale dell’elemento rinforzato, ma anche come metodo tecnicamente corretto per ripristinare condizioni soddisfacenti di sicurezza ed efficienza strutturale. Tuttavia, le “classiche” strategie di *retrofitting* risultano efficaci e necessarie qualora la struttura manifesti deficienze strutturali che ne pregiudicano la stabilità, pur presentando ancora sufficienti margini di sicurezza. Invece, nel caso di crolli totali o parziali,

soprattutto nei monumenti antichi, per la singolarità delle carenze strutturali che si sono venute a presentare, sarebbe auspicabile esplorare l'impiego di materiali e di soluzioni tecnologiche innovative che possano da una parte ripristinare la geometria e dall'altra migliorare il comportamento strutturale del monumento.

In questo capitolo viene fornita, con particolare riferimento alle volte a botte, una panoramica: a) delle possibili cause di dissesti e dei relativi meccanismi di collasso; b) degli interventi di *retrofitting* che tradizionalmente e comunemente sono adottati nel consolidamento e nel miglioramento sismico delle coperture voltate, indicando per ognuno i vantaggi, i limiti e le eventuali criticità; c) alcuni esempi reali di interventi nei casi di crollo totale o parziale di volte.

2.2 Cause dei dissesti e meccanismi di collasso

Le cause del dissesto delle coperture voltate possono essere: a) cedimenti dei piedritti, b) cedimenti spontanei delle volte stesse e c) cedimenti combinati di piedritti e volte.

I cedimenti dei piedritti possono derivare da:

- cedimenti fondali di trascinamento, di traslazione e di rotazione;
- dissesti interni delle murature di sostegno dovute a deficienze strutturali (pressoflessione, schiacciamento) o ad azioni esterne impreviste quali fenomeni vibratorii e sismici.

I cedimenti spontanei delle volte sono dovuti a:

- insufficienza degli spessori della struttura (geometria);
- superamento delle capacità portanti del materiale costituente la volta;
- carico eccessivo dovuto al materiale di riempimento o a sovraccarichi incrementati da variazioni di destinazione dei locali o da trasformazioni interne;
- fattori di degrado che nel tempo disgregano le malte e il materiale murario (umidità, gelo, aggressioni atmosferiche ecc.);

I cedimenti combinati di piedritti e volte sono riconducibili a:

- incapacità del piedritto di contrastare l'azione spingente della volta e conseguente attivazione di spostamenti con conseguente moto di trascinamento delle volte.

Solitamente i principali meccanismi di collasso che interessano le coperture voltate, in condizioni statiche, sono: a) formazione di cerniere plastiche per flessione, b) formazione di cerniere plastiche per cedimento delle imposte, c) slittamento relativo dei conci.

L'innesco di un meccanismo piuttosto che un altro può dipendere da vari fattori, quali la geometria della struttura, le condizioni di vincolo, le caratteristiche meccaniche dei materiali, i carichi attualmente agenti e la storia dei carichi (ad esempio carichi sismici che hanno provocato danni, ecc.).

Il collasso per flessione si manifesta quando le imposte sono fisse, le cerniere si distribuiscono lungo lo sviluppo dell'arco e i cinematismi non interessano i piedritti (Fig. 2.1°a, b).

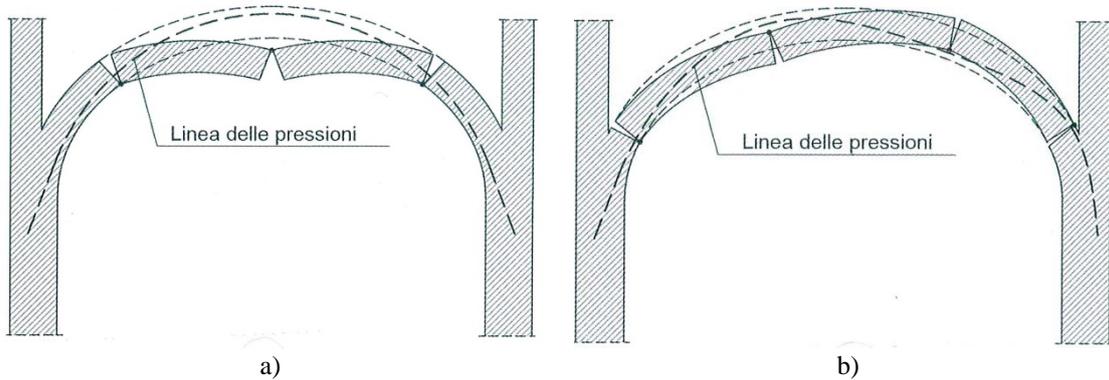


Figura 2.1 Arco a tre cerniere (a); meccanismo di collasso in un arco a quattro cerniere (b).

Nelle strutture voltate si giunge alla formazione di cerniere plastiche quando l'eccentricità che si sviluppa tra la linea delle pressioni e la linea media dell'arco è tale da instaurare sforzi flessionali nella muratura. Infatti, quando la risultante dei carichi resta interna al terzo medio ($e < s/6$ – Fig. 2.2°a,b,c) gli sforzi nella volta sono ancora di compressione (Fase I, Fig. 2.2 g). Quando la curva delle pressioni esce dal terzo medio ($e > s/6$ – Fig. 2.2 d,e) la sezione si parzializza, causando la formazione di fessure che non necessariamente pregiudicano la sicurezza della struttura (Fase II, Fig. 2.2 g). Quest'ultima viene meno quando il materiale, nella zona fessurata, raggiunge il limite di plasticizzazione con la formazione di una cerniera identificabile nel fenomeno di schiacciamento nella zona compressa della muratura (Fase III, Fig. 2.2 f, g).

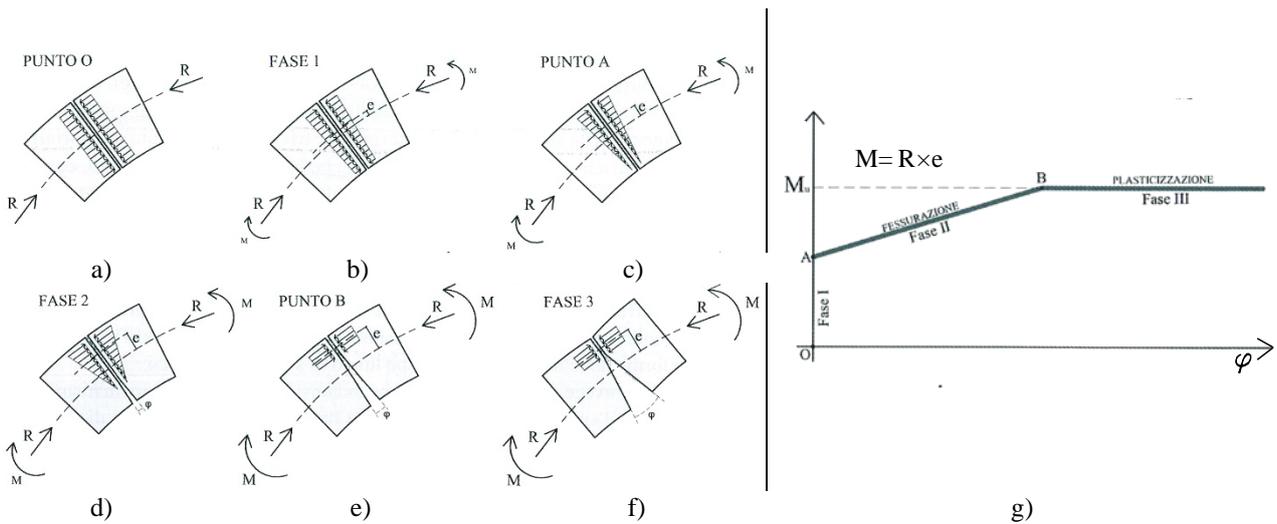


Figura 2.2 Evoluzione dello stato di sforzo in un arco in funzione dell'eccentricità della curva delle pressioni.

Un arco a tre cerniere è una struttura ancora in equilibrio (Fig. 2.2°a). La formazione di una quarta cerniera, invece, genera una labilità nel sistema portando al suo collasso (Fig. 2.2°b).

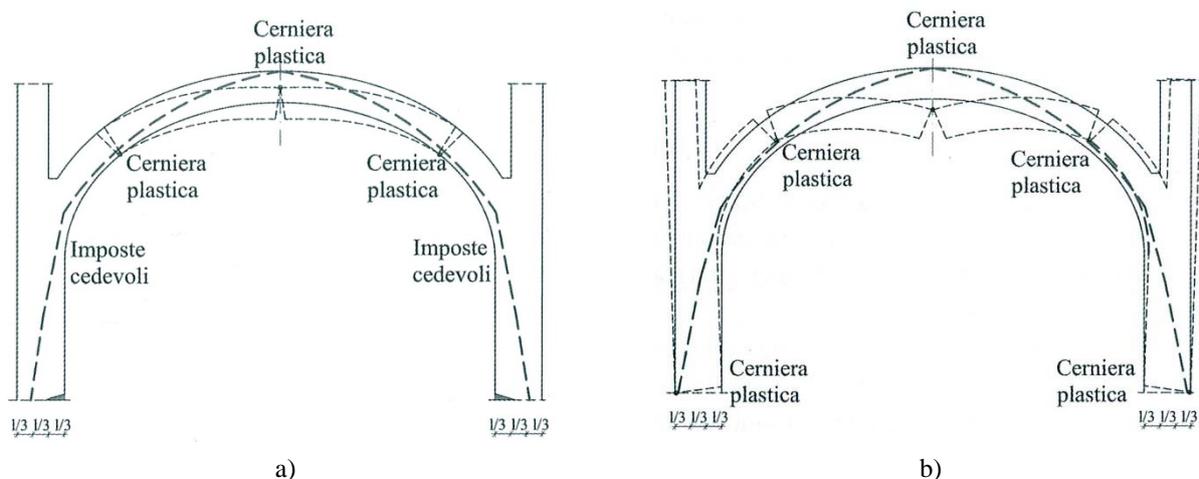


Figura 2.3 Meccanismo di collasso per imposte cedevoli: sezione parzializzata (a) e cinematismo di collasso per rotazione dei piedritti (b).

Un ulteriore meccanismo di collasso è riconducibile al cedimento delle imposte che non sono in grado di contenere la spinta orizzontale della volta. Quando le imposte non sono fisse, l'eccentricità in chiave e alle reni aumenterà per ridurre al minimo la spinta orizzontale sui piedritti, portando alla formazione di fessure. Tuttavia la spinta può essere ridotta ulteriormente solo fino a quando le sezioni fessurate dell'arco non si plasticizzano, ossia fino a quando non sono venute a formarsi le tre cerniere plastiche (Fig. 2.3°a). A questo punto, se la spinta risulta ancora troppo elevata per essere contrastata efficacemente dai muri perimetrali o da presidi (ad es. tiranti, contrafforti), si avrà la formazione di altre due cerniere plastiche alla base dei piedritti con conseguente loro ribaltamento e crollo dell'arco (Fig. 2.3°b).

Il cinematismo di collasso dovuto al mutuo scorrimento dei conci o di due sezioni adiacenti di una volta si ha quando la componente tangenziale (T) della risultante delle forze (R) supera la resistenza a scorrimento del materiale, provocando una sconnessione nella sezione considerata (Fig. 2.4). Considerando la resistenza a taglio della muratura secondo la legge di Coulomb, il sistema è verificato se gli scorrimenti sono impediti dall'attrito tra i conci e pertanto (Fig. 2.4):

$$T \leq N \cdot \mu \quad (1)$$

in cui N è la componente normale della risultante delle forze e μ il coefficiente di attrito.

In un arco le cui sezioni siano già plasticizzate, potrebbero verificarsi fenomeni di scorrimento relativo in corrispondenza di una delle tre cerniere. Questo tipo di meccanismo si sviluppa solitamente in presenza di carichi concentrati e nel caso di volte molto ribassate in cui il contributo della componente tangenziale può essere rilevante.

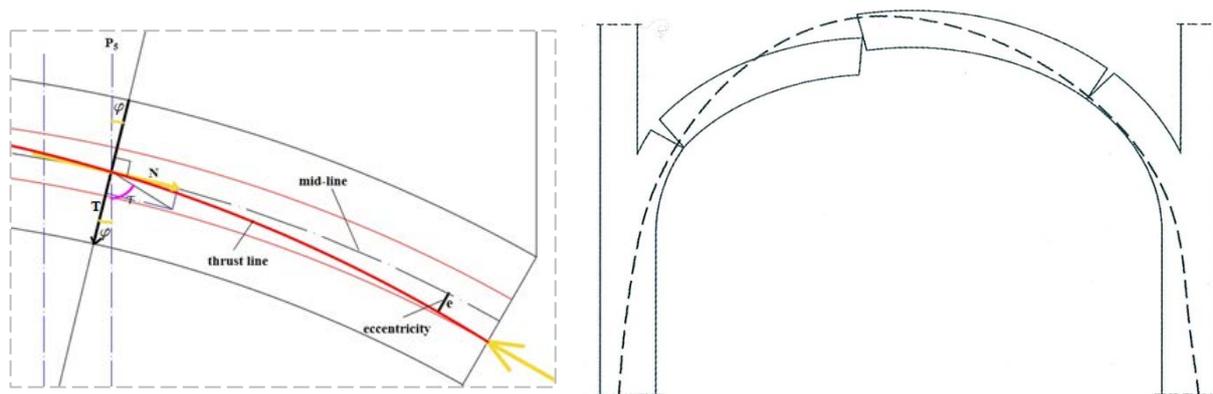


Figura 2.4 Scomposizione della risultante delle forze in una generica sezione di una volta (a); meccanismo di collasso in seguito al mutuo scorrimento delle sezioni di un arco (b).

In presenza di azioni sismiche, invece, le volte sono sottoposte ad azioni orizzontali che fanno nascere flessioni e aumentano la spinta orizzontale sui piedritti. Inoltre, a causa dell'entità delle masse in gioco, anche azioni sismiche modeste inducono stati sollecitanti considerevoli in tali strutture. La capacità delle volte di resistere al sisma dipende dal loro orientamento rispetto alla direzione del sisma, dai vincoli alle imposte e dalla rigidità della struttura stessa.

Qualora siano presenti piedritti di spessori tali da non consentire l'attivazione di cerniere alla loro base, in seguito ad azioni orizzontali, si potrebbe sviluppare un meccanismo a quattro cerniere plastiche lungo lo sviluppo dell'arco stesso (Fig. 2.5 a). In caso contrario, potrebbe innescarsi un meccanismo di tipo globale con rotazione di entrambi i piedritti o un meccanismo di tipo parziale con rotazione di un solo piedritto (Fig. 2.5 b).

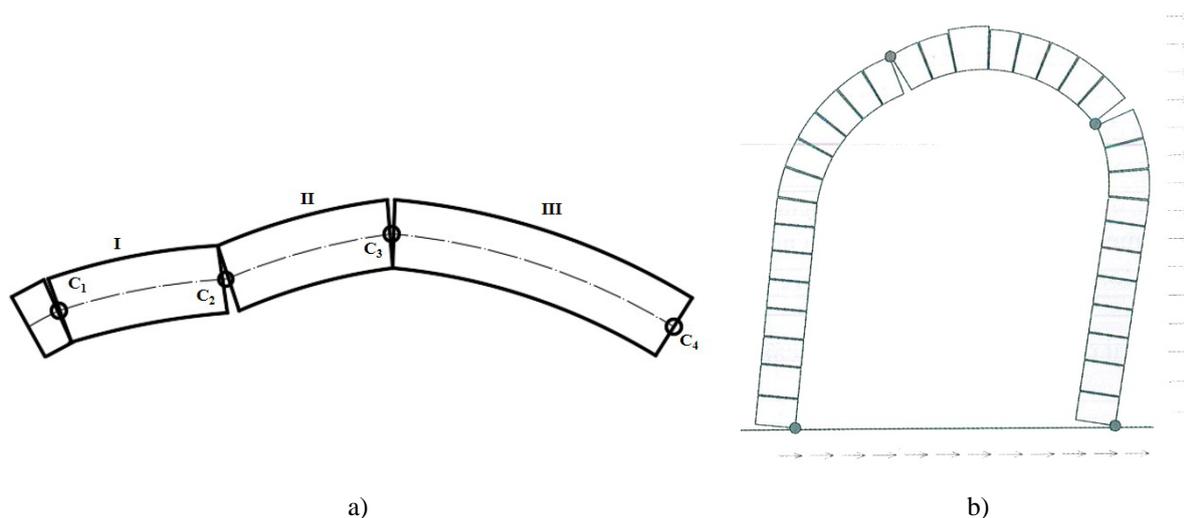


Figura 2.5 Meccanismi di collasso per azioni sismiche: cinematismo a quattro cerniere in un arco (a) e in un sistema arco-piedritti (b);

2.3 Retrofitting per carenze strutturali

2.3.1 Consolidamento con tirante metallico intradossale

Questo tipo di intervento mira a contrastare l'eccessiva spinta presente in una volta, collaborando ed assorbendo la componente orizzontale esercitata dal sistema. Risulta particolarmente efficace e ha, inoltre, il pregio di essere poco invasivo e reversibile (Fig. 2.6).

Generalmente i tiranti metallici vengono disposti alle reni della struttura (posizione staticamente più corretta ed efficace) dove, in condizioni statiche, la spinta della struttura voltata agisce effettivamente sui piedritti. Talvolta sono posizionati anche all'estradosso, parzialmente annegati nella muratura in corrispondenza della chiave, o all'imposta (cfr. par.2.2-2.3). In quest'ultimo caso è necessario appurare che in corrispondenza delle reni - dove si formano le cerniere plastiche - non si verifichino meccanismi di scorrimento e che le pareti sottostanti garantiscano sufficiente resistenza alle azioni taglianti e flessionali che potrebbero insorgere conseguentemente alla posa in opera di tali presidi.

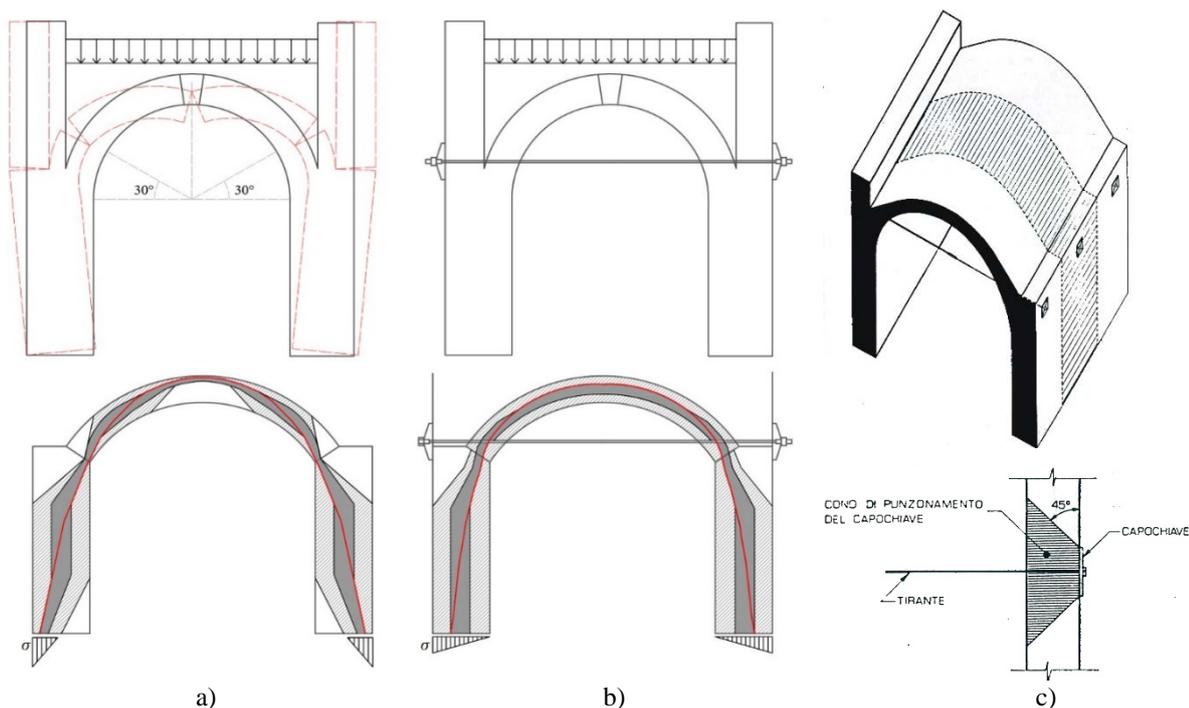


Figura 2.6 Tiranti intradossali: comportamento strutturale della volta e relativo andamento della curva delle pressioni nelle condizioni *ante* (a) e *post* intervento (b); tiranti in una volta a botte e cono di punzonamento di un capochiave (c).

Nel caso specifico di volte a botte, i tiranti andranno distanziati in rapporto allo spessore dei muri che sostengono la volta. Infatti a ciascun tirante viene affidato il compito di neutralizzare la spinta della parte di volta sul tratto di muro compreso tra i punti medi degli interassi di tre tiranti contigui (Fig. 2.6 c). Se questo muro è sottile, la superficie del cono di punzonamento del capochiave è piccola

ed elevati gli sforzi di flessione sul piano orizzontale a cui è sottoposto il muro tra due tiranti successivi. Pertanto per muri sottili occorre disporre tiranti ad interasse minore.

Le catene possono essere di tipo attivo o passivo: nel primo caso, il tirante è messo in opera applicando una presollecitazione pari alla spinta calcolata in condizioni di esercizio per i soli carichi permanenti e in grado di assorbire sin da subito una parte delle azioni orizzontali, evitando quindi la formazione di ulteriori nuove lesioni e/o deformazioni nella volta; nel secondo caso, la catena inizia ad assorbire effettivamente la spinta della volta solo dopo aver subito un allungamento di alcuni millimetri e quindi solo dopo successive deformazioni della volta. Quest'ultimo tipo di catene è utilizzato come presidio antisismico e quando la volta non ha ancora subito fessurazioni.

Quando è possibile, per evitare lo sfilamento della catena, vengono realizzate delle piastre di ancoraggio esterne che possono presentare forme geometriche diverse. Quando, invece per questioni estetiche o quando la parete su cui deve essere ancorata la catena si trova a confine con un'altra proprietà, e pertanto non è possibile realizzare piastre di ancoraggio esterne, si ricorre ad ancoraggi iniettati non visibili esternamente. Il dimensionamento e la tipologia di ancoraggio del tirante (paletto, piastra, ecc.) dipende dalla forma della piastra stessa, dallo spessore e dalle caratteristiche meccaniche della muratura perimetrale. (Fig. 2.7 a).

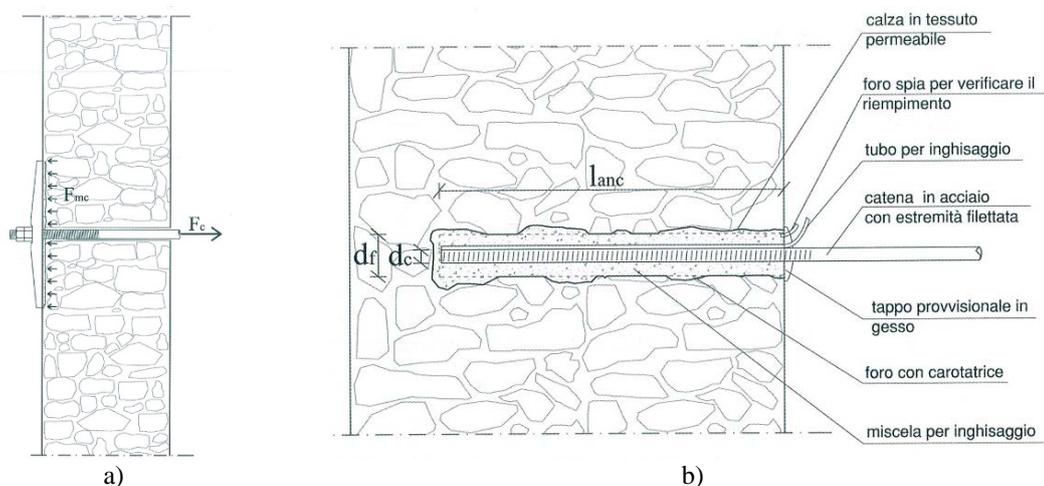


Figura 2.7 Dettaglio di una piastra di ancoraggio (a); particolare di un ancoraggio iniettato con calza.

Gli ancoraggi iniettati, invece, vengono realizzati creando un foro di profondità adeguata, in relazione allo spessore della muratura, entro cui alloggiare la catena e iniettare malte o resine per garantirne il suo ancoraggio. Un'efficace tecnica di realizzazione di ancoraggi iniettati consiste nell'impiego di speciali calze in tessuto permeabile, le quali - una volta iniettata la malta - si dilatano andando a riempire tutto il foro in cui è alloggiata la catena e tutti gli interstizi presenti nella muratura (Fig. 2.7 b). Il vantaggio di tale tipo di ancoraggio consiste nella capacità della calza di trattenere da

una parte la malta, evitandone la dispersione all'interno della muratura, e dall'altra di opporsi allo sfilamento grazie all'incollaggio garantito tra malta e muratura dalla permeabilità del tessuto.

Per la messa in opera delle catene è necessario realizzare un foro nella muratura, impiegando generalmente una carotatrice per evitare che nella muratura possano crearsi vibrazioni dannose (come nel caso dei trapani a percussione). Dopo un eventuale consolidamento della muratura in cui alloggiare il dispositivo, si procede all'alloggiamento del tirante la cui estremità dovrà essere filettata per garantire un adeguato ancoraggio.

2.3.2 Consolidamento con tirante metallico estradossale

Per il contenimento della spinta è possibile ricorrere a catene estradossali quando, per ragioni estetiche e di fruibilità dello spazio interno, non sia possibile utilizzare quelle intradossali. Tuttavia è bene ricorrere a tale tipo di intervento solo quando siano presenti elevate azioni verticali sulle murature perimetrali in grado di contrastare un eventuale meccanismo di rotazione della porzione superiore del piedritto (Fig. 2.8 a). Questo tipo di cinematismo, infatti, può innescarsi se - a seguito della formazione delle cerniere alle reni ($D-E$) (Fig. 2.8 a) e rotazione dei piedritti - la catena estradossale, entrando in funzione per contrastarne il ribaltamento, sviluppi nella muratura sollecitazioni di trazione superiori alla sua resistenza portando all'insorgere di due ulteriori cerniere $F-G$ (Fig. 2.8 a) nella parte superiore dei piedritti. In situazioni come queste, si può ricorrere all'ausilio di catene a "braga", costituite da un elemento orizzontale e da due tiranti disposti diagonalmente necessari a trasferire l'effetto del tirante orizzontale alla zona delle reni (Fig. 2.8 b).

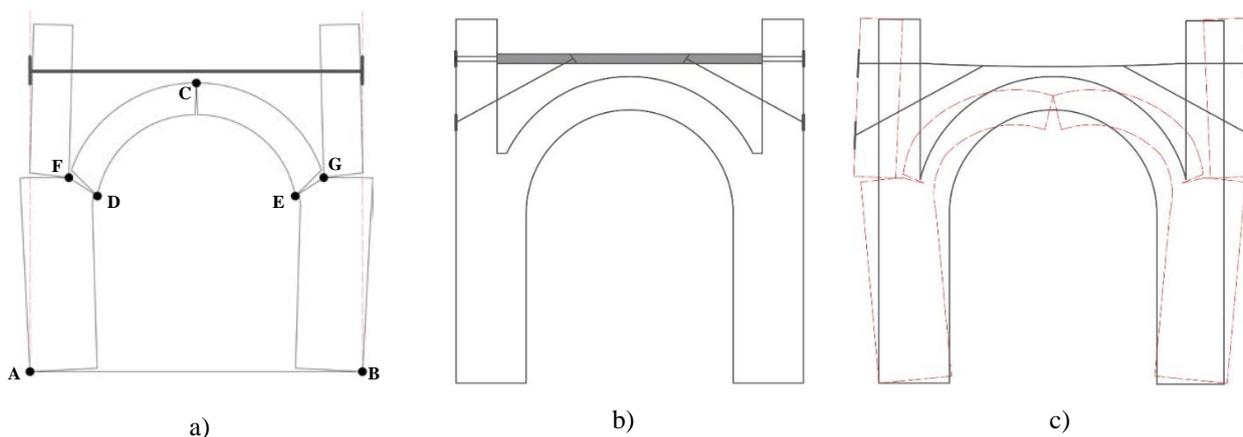


Figura 2.8 Possibile meccanismo di collasso con incatenamento estradossale (a); tirante a "braga" con elemento orizzontale sufficientemente rigido (b) e deformabile (c).

I tiranti a braga, affinché siano realmente efficaci nel contrastare il ribaltamento dei piedritti, necessitano di un elemento orizzontale sufficientemente rigido per non deformarsi sotto l'azione dei braghettoni inclinati (Fig. 2.8 c). Per limitare le deformazioni, l'elemento orizzontale è solitamente

costituito da una putrella in acciaio che andrà opportunamente dimensionata. I tiranti orizzontali devono essere dotati di una piastra di ancoraggio oppure di ancoraggio iniettato (*cfr.* par. 2.3.1).

2.3.3 Consolidamento mediante posa in opera di rin fianchi cellulari (frenelli)

L'intervento ha il duplice scopo di alleggerire la spinta sui piedritti attraverso l'asportazione delle masse non strutturali di rinfianco che insistono sulla volta (in condizioni statiche questo materiale incoerente stabilizza effettivamente le reni impedendone l'innalzamento) e nel ristabilire l'equilibrio della curva delle pressioni interne attraverso la posa in opera di frenelli (muretti leggeri e di modesto spessore) localizzati ortogonalmente alle generatrici delle falde, affinché si possa limitare la deformazione flessionale nelle volte (Fig. 2.9 a,b).

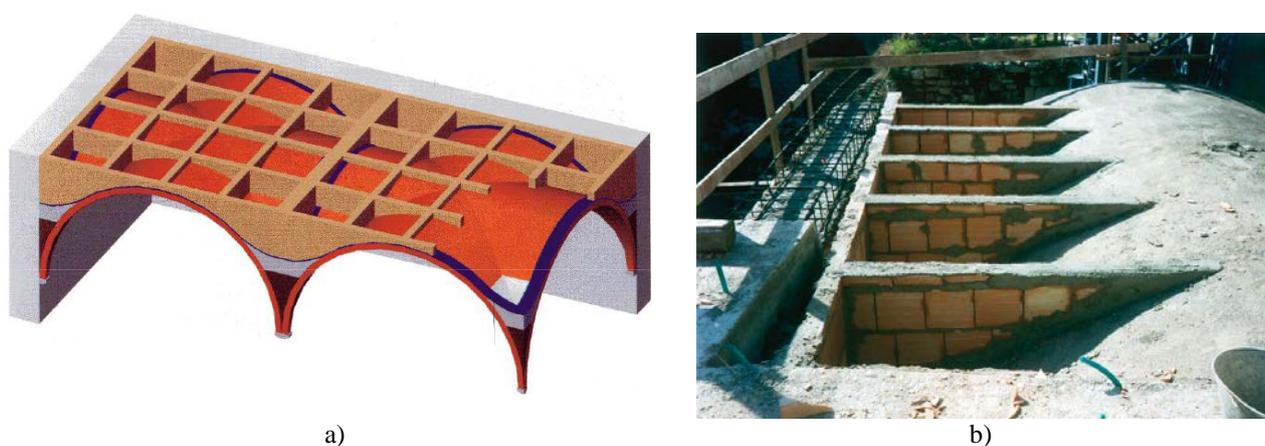


Figura 2.9 Disposizione di muretti di irrigidimento ("frenelli") in una volta a crociera (a) e in una volta a botte (b).

Il solo peso dei frenelli, nella maggior parte dei casi, porta a soddisfare le verifiche a flessione della volta, tuttavia se sono dotati superiormente di un rinforzo resistente a trazione (*FRCM*, Fiber Reinforced Concrete Mortar o sottile caldana armata) sono in grado di aumentare la rigidità della struttura ostacolando lo sviluppo di flessioni.

Preliminare alla realizzazione di questo intervento, è la valutazione della stabilità della volta nelle condizioni in assenza di riempimento. Infatti, in alcuni casi, la rimozione del riempimento potrebbe portare a una drastica modifica della funicolare dei carichi e a sviluppare flessioni eccessive che potrebbero causare il collasso della volta. In tal caso sarebbe necessario procedere a preventivo un puntellamento della struttura.

2.3.4 Consolidamento estradossale mediante cappa armata

La tecnica di irrigidimento estradossale con controvolte in calcestruzzo armato è stata frequentemente utilizzata in passato per limitare lo sviluppo di flessioni nelle volte e per impedire

l'eventuale scorrimento reciproco degli elementi che la costituiscono. Questo intervento consiste nel collegare la volta esistente ad una controvolta estradossale in calcestruzzo armato, creando in questo modo una nuova struttura voltata di spessore maggiorato (Fig. 2.10 a).

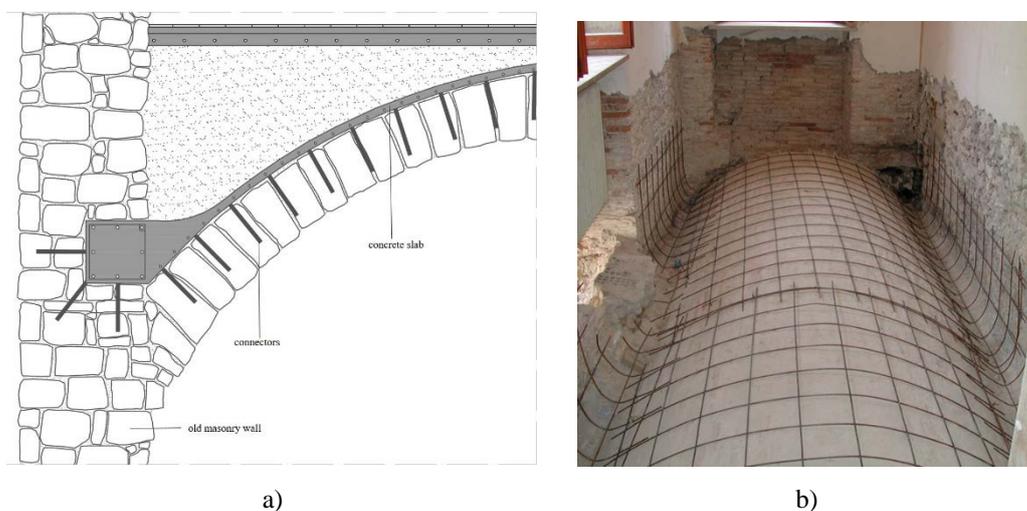


Figura 2.10 Intervento con controvolte armate all'estradosso della volta (a); posa in opera della rete elettrosaldada (b).

La cappa armata può essere realizzata con la “tecnica ad umido” o a “secco”. Nel primo caso, previa esecuzione di alcune operazioni preliminari (stuccatura delle lesioni, puntellatura, rimozione materiale inerte e pulitura dell'estradosso), la procedura prevede la messa in opera di rete elettrosaldada in acciaio adeguatamente dimensionata e adagiata in modo da seguire perfettamente la forma dell'estradosso (Fig. 2.10 b). La rete dovrà essere risvoltata verticalmente lungo i bordi per una conveniente misura (minimo 30-40 cm). Gli ancoraggi dovranno collegare la nuova volta alla sottostante e alla muratura d'ambito e saranno allocati in fori predisposti, in cui verrà iniettato betoncino reoplastico a ritiro compensato fibro-rinforzato ad alta duttilità o di resina epossidica bicomponente a consistenza fluida. Previa bagnatura con acqua della superficie estradossale, si eseguirà il getto della soletta con calcestruzzo a base di calce idraulica eventualmente additivato con emulsioni di resine sintetiche per migliorare il potere coesivo. Il getto può anche essere di cls strutturale alleggerito con argilla espansa, pomice naturale o altri materiali idonei.

Nel caso di intradossi affrescati o comunque con intonaco da preservare (dov'è sconsigliabile l'uso di calcestruzzo a causa di eventuali percolamenti) è possibile utilizzare la tecnica a secco, ovvero eseguendo il getto, per uno spessore di 5 cm, con una resina epossidica tri-componente (resina, indurente ed inerte costituito da sabbia di quarzo) a consistenza plastica, priva di solventi.

Prima del getto, l'estradosso viene trattato con specifico *primer* (prodotto liquido che viene applicato a pennello sulle superfici da verniciare per conferire alla superficie le migliori doti di ancoraggio della vernice) steso con pennello o rullo, che serve a garantire la continuità strutturale e la completa

collaborazione tra resina e supporto. Le modalità di posa delle armature in acciaio sono invariate rispetto a quelle descritte in precedenza.

Entrambi i tipi di intervento portano ad ottenere di fatto due strutture, una “antica” e una nuova, che lavorano in parallelo e presentano tutta una serie di svantaggi, tra i quali quello di essere un consolidamento invasivo che rende irraggiungibile l’estradosso a future ispezioni. Inoltre, porta ad un incremento non trascurabile delle masse in gioco, cui va posta attenzione in zona sismica, e a potenziali interazioni negative tra muratura e calcestruzzo in termini di percolazioni, cristallizzazione di sali, ecc. Infine l’utilizzo dei connettori per collegare la cappa in cemento alla vecchia volta può portare ad concentrazioni di tensione e a conseguenti rotture locali.

2.3.5 Rinforzi e consolidamento con materiali compositi

L’intervento di rinforzo delle volte con materiali compositi fibrosi a matrice polimerica (*FRP*, Fiber Reinforced Polymer) consente di migliorare la capacità portante della struttura, sia in condizioni statiche che sismiche, senza incrementarne il peso. I materiali fibro rinforzati sono costituiti da fibre e da una matrice: le prime svolgono la funzione portante conferendo alla muratura resistenza a trazione; la matrice, invece, consente il trasferimento degli sforzi tra l’elemento strutturale da rinforzare e le fibre stesse.

Le fibre hanno una resistenza a trazione elevata e valori di deformazione particolarmente bassi. Le matrici, di contro, presentano valori di rottura modesti e notevoli valori di deformazione. Scopo del composito in FRP è quello di combinare le proprietà di entrambi i precedenti materiali ed infatti, pur risultando meno rigido rispetto alle fibre, mantiene la loro stessa deformazione a rottura (Fig. 2.11 a).

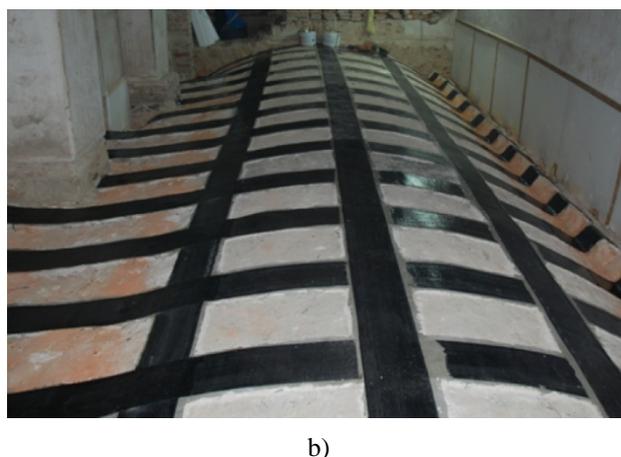
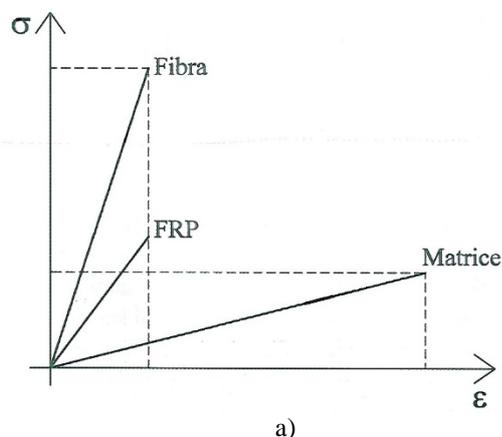


Figura 2.11 Intervento in FRP: legame costitutivo (fibra, matrice e corrispondente materiale composito) (a); intervento su volta a botte (b).

Le fibre solitamente impiegate sono quelle di carbonio, di vetro, di aramide e, di acciaio. Le matrici, invece, nella maggior parte dei casi sono polimeriche a base di resine termoindurenti.

Tuttavia quest'ultime presentano bassa resistenza al fuoco, sensibilità all'umidità e limitate temperature di esercizio. Per ovviare a tali limiti intrinseci delle resine, sono state introdotte e sviluppate nuove tecnologie che prevedono l'impiego di matrici di natura inorganica, che possono essere sia a base cementizia, sia costituite da leganti idraulici pozzolanici. Tali matrici, inoltre, risultano più adatte per il consolidamento di volte in muratura antica, con la quale presentano maggiore compatibilità.

I tessuti impiegati possono essere unidirezionali, ossia disposti secondo la generatrice o la direttrice della volta, oppure bidirezionali per ricoprire interamente la struttura voltata.

Questo tipo di intervento ben si presta in presenza di superfici voltate in condizioni di avanzato dissesto (in particolare con intradossi affrescati) per le quali la bagnatura estradossale è vietata e sarà necessario non incrementare i pesi per evitare un ulteriore stress alla struttura.

I materiali FRP hanno il vantaggio di adattarsi alle superficie curvilinee ed irregolari (Fig. 2.11 b) ed in casi eccezionali (ad esempio in presenza di pavimentazioni di pregio), questo tipo di intervento può essere realizzato anche all'intradosso della volta.

2.3.6 Contrafforti murari

Per contenere le spinte orizzontali delle volte, si può intervenire con la costruzione di speroni murari, i quali offrono un duplice effetto stabilizzante: da una parte, aumentare il carico verticale agente alla base del piedritto e dall'altra incrementare la sezione al piede e quindi il braccio dei carichi verticali stabilizzanti ((Fig. 2.12 a,b).

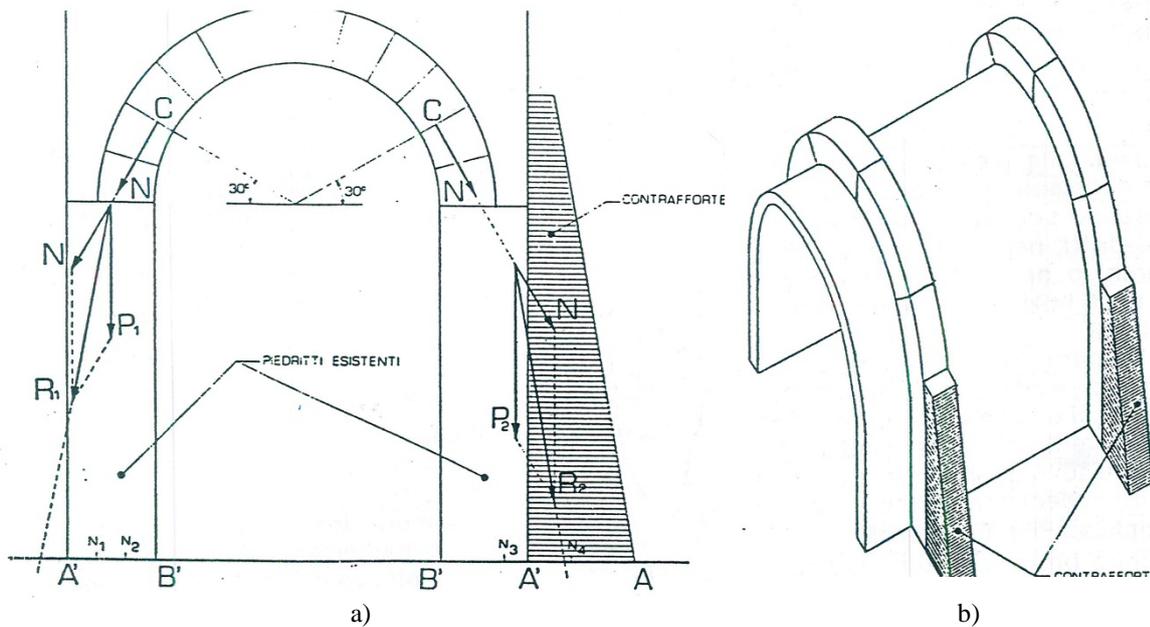


Figura 2.12 Contrafforti murari: schema delle spinte (a); intervento in una volta a botte costolonata (b).

Questo tipo di intervento è spesso inattuabile per ragioni estetiche, avendo un notevole impatto visivo, e anche per ragioni di spazio. Negli ultimi anni, la realizzazione di speroni murari come tecnica di consolidamento è stata via via sostituita dalle catene, grazie anche ai progressi raggiunti nelle tecniche di foratura della muratura.

2.4 Interventi di parziale o completa ricostruzione

2.4.1 La parziale ricostruzione: l'Oratorio di San Filippo Neri a Bologna e la Basilica di San Francesco d'Assisi ad Assisi

L'Oratorio di San Filippo Neri a Bologna è stato oggetto nel 2000 di un interessante restauro ad opera dell'Arch. Pierluigi Cervellati che ha restituito l'edificio alla città dopo anni di abbandono. Il monumento, in particolare, subì nel 1944 un bombardamento che distrusse l'abside e la parete destra dell'edificio e portò al crollo della cupola, delle volte a botte e di quelle a vela adiacenti e di buona parte della copertura (Fig. 2.13 a, Carbonara 2011)



Figura 2.13 Oratorio di San Filippo Neri: situazione dopo il bombardamento (a); restauro delle coperture voltate (b-d).

Il progetto di restauro ridefinisce la forma originaria della cupola e delle volte, attraverso la costruzione di una struttura in legno costituita da nervature e lamelle di sostegno (Fig.2.13 b,c,d), integrando la muratura antica parzialmente crollata che è stata opportunamente rinforzata e consolidata con fasciature di carbonio e tiranti in acciaio. Attraverso l'impiego del legno, si riesce a perseguire l'obiettivo dell'integrazione dell'immagine complessiva degli spazi e a ricomporre magistralmente l'unità figurativa perduta, senza per questo eliminare alcuna fase del manufatto, compresi gli effetti del restauro post-bellico.

Le qualità del legno, come materiale compatibile con la filosofia del restauro, sono numerose: leggerezza, resistenza meccanica, facile lavorabilità e reversibilità (“tecnologia a secco”). Proprio per l'impiego di tale materiale, il restauro dell'Oratorio è stato da alcuni annoverato in quella categoria concettuale che va sotto il nome di “restauri leggeri”, con un chiaro richiamo non solo alla leggerezza visiva, propria delle architetture lignee, ma anche e soprattutto alla leggerezza dell'intervento, tutt'altro che invasivo e per certi aspetti sostenibile.



Figura 2.14 Basilica di San Francesco d'Assisi: fotogramma del momento del crollo a seguito del sisma del '97 (a); porzione di volta crollata (b); fase di restauro della volta con la posa della centina (c); ricostruzione della volta (d).

Un secondo esempio di intervento di parziale ricostruzione è la volta della Basilica di San Francesco d'Assisi, danneggiata dal terremoto del 1997 che ha provocato, tra i vari danni, anche il collasso di due volte della Basilica Superiore (Fig. 2.14 a,b - Croci 2012). Il crollo è stato dettato da una parte dalla geometria stessa delle volte, le cui forme gotiche risultano particolarmente vulnerabili nei confronti delle azioni sismiche, e dall'altra dal pesante riempimento estradossale.

La ricostruzione ha impiegato alcuni mattoni recuperati dal crollo dove si era mantenuta integra la superficie affrescata. Quelli nuovi sono stati prodotti cercando di riproporre le stesse caratteristiche chimiche di quelli antichi. La ricostruzione è avvenuta previa posa in opera di una centina all'intradosso della volta (Fig. 2.14 c), ammorsando la parte antica alla nuova (Fig. 2.14 d). Per garantire una continuità fisica tra le due strutture murarie, sono stati inseriti nella chiave della volta dei martinetti provvisori, affinché all'atto del disarmo della centina, fosse fornita artificialmente una tensione ottimale, tenendo conto del ritiro delle malte e dell'assestamento della parte di volta ricostruita. Inoltre, le nervature delle volte sono state ancorate al tetto con un sistema di tiranti con una coppia di molle, la cui funzione è quella di limitare la deformabilità della copertura voltata sotto l'azione sismica.

2.4.2 La completa ricostruzione: la *Domus Tiberiana* a Roma, il *Voltone di Villa Adriana* a Tivoli e la *Chiesa di San Pietro* a Siracusa

Il restauro delle volte della *Domus Tiberiana* è un esempio di completa ricostruzione di volte a botte in muratura in ambito archeologico.

Il grande complesso monumentale ha subito nel corso del tempo varie modifiche strutturali, tra le quali l'inserimento di alcuni solai in latero cemento a copertura di alcuni locali che originariamente presentavano orizzontamenti curvilinei a botte (Fig. 2.15 a). La ricostruzione delle volte secondo le forme originarie, si inserisce in un più ampio progetto di restauro, riguardante l'intero monumento, che mirava a ripristinare la continuità strutturale e a contenerne le spinte.

Dopo la demolizione dei vecchi soli in laterocemento, sono state predisposte delle grosse centine (Fig. 2.15 b) per consentire il getto delle nuove strutture voltate, realizzate in pezzame di tufo allettato con malta a base di calce idraulica naturale (Fig. 2.15 c,d). La riproposizione delle strutture voltate secondo l'originaria concezione strutturale è stata possibile, grazie alle condizioni al contorno favorevoli. Infatti la presenza di murature d'imposta resistenti e di spessore considerevole ha assicurato la loro capacità a contrastare l'azione della spinta delle nuove volte. Inoltre la ricostruzione di volte adiacenti ha controbilanciato le spinte, annullando alle imposte comuni ogni azione spingente.

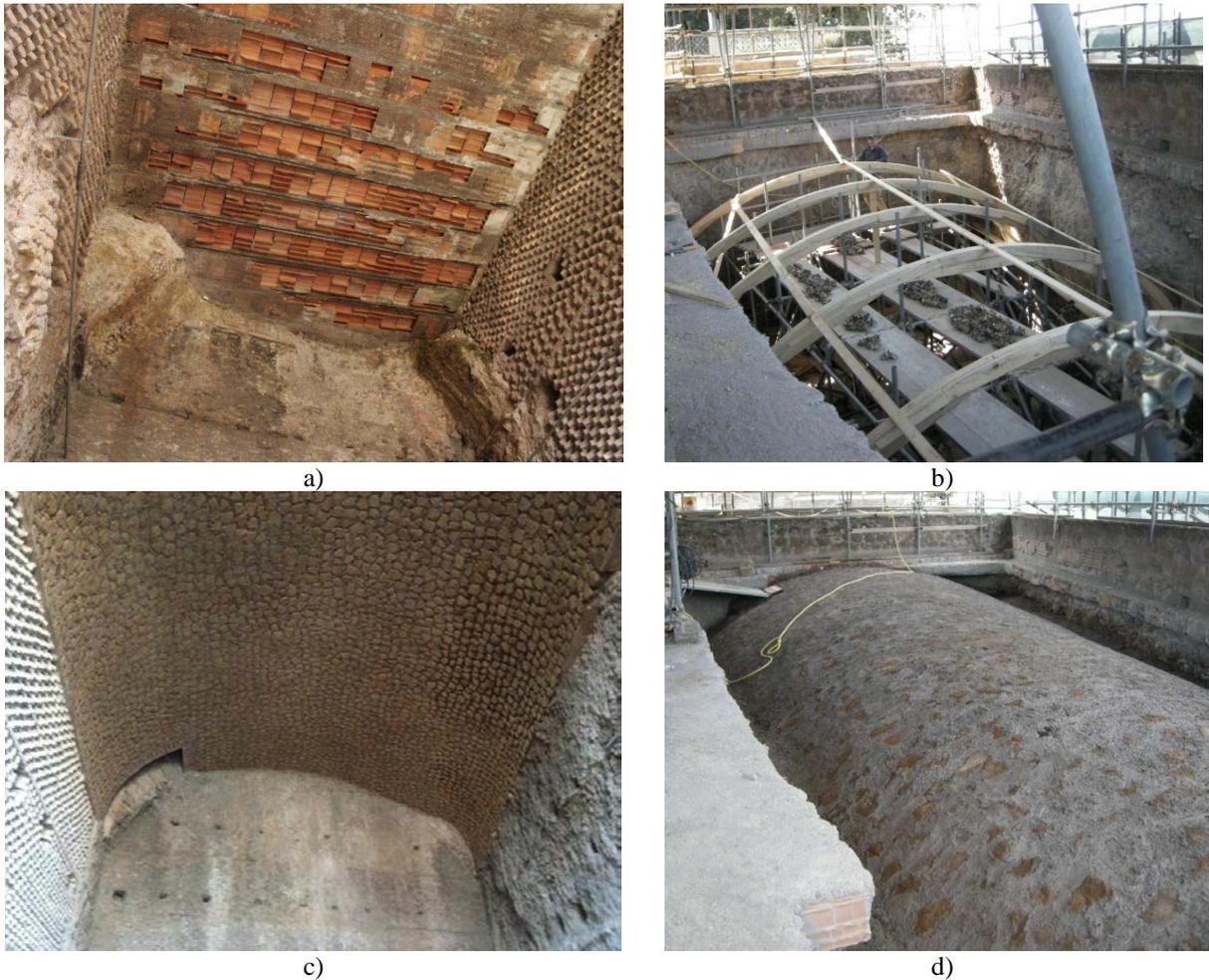


Figura 2.15 *Domus Tiberiana*: solaio latero cementizio (a); costruzione della centina (b); nuova volta in muratura, vista intradossale (c) ed estradossale (d).

Sempre in ambito archeologico, un ulteriore esempio di restauro di completa ricostruzione, simile nelle problematiche strutturali e di recupero di immagine al caso studio presentato nel successivo paragrafo, è quello del “Voltone” presso lo “Stadio di Villa Adriana” a Tivoli. Originariamente la grande volta centrale era affiancata da altre due di dimensioni più ridotte. Probabilmente a causa di una diminuzione della sezione resistente dei piedritti, quest’ultimi sarebbero collassati per il carico della pesante copertura voltata.

La prima operazione, preliminare alla ricomposizione della volta, è consistita nel sollevamento dei grossi blocchi tramite gru (Fig. 2.16 b,c) per liberare l’ambiente in cui erano stati rinvenuti. Successivamente sono stati ricostruiti i pilastri d’imposta, il cui nucleo è stato realizzato in cemento armato (Fig. 2.16 c). Tale scelta è stata considerata opportuna e ammissibile in quanto tali elementi sono ricostruiti totalmente *ex novo* e con un ruolo specificatamente portante a sostegno di strutture esistenti, in grado di garantire la massima resistenza a compressione dati i notevoli carichi gravanti su di essi. In seguito, la predisposizione di una centina che ridisegnava l’andamento delle volte

originarie, ha permesso di ricollocare i vari blocchi, reintegrando le lacune con materiale il più possibile simile a quello antico (Fig. 2.16 c,d).

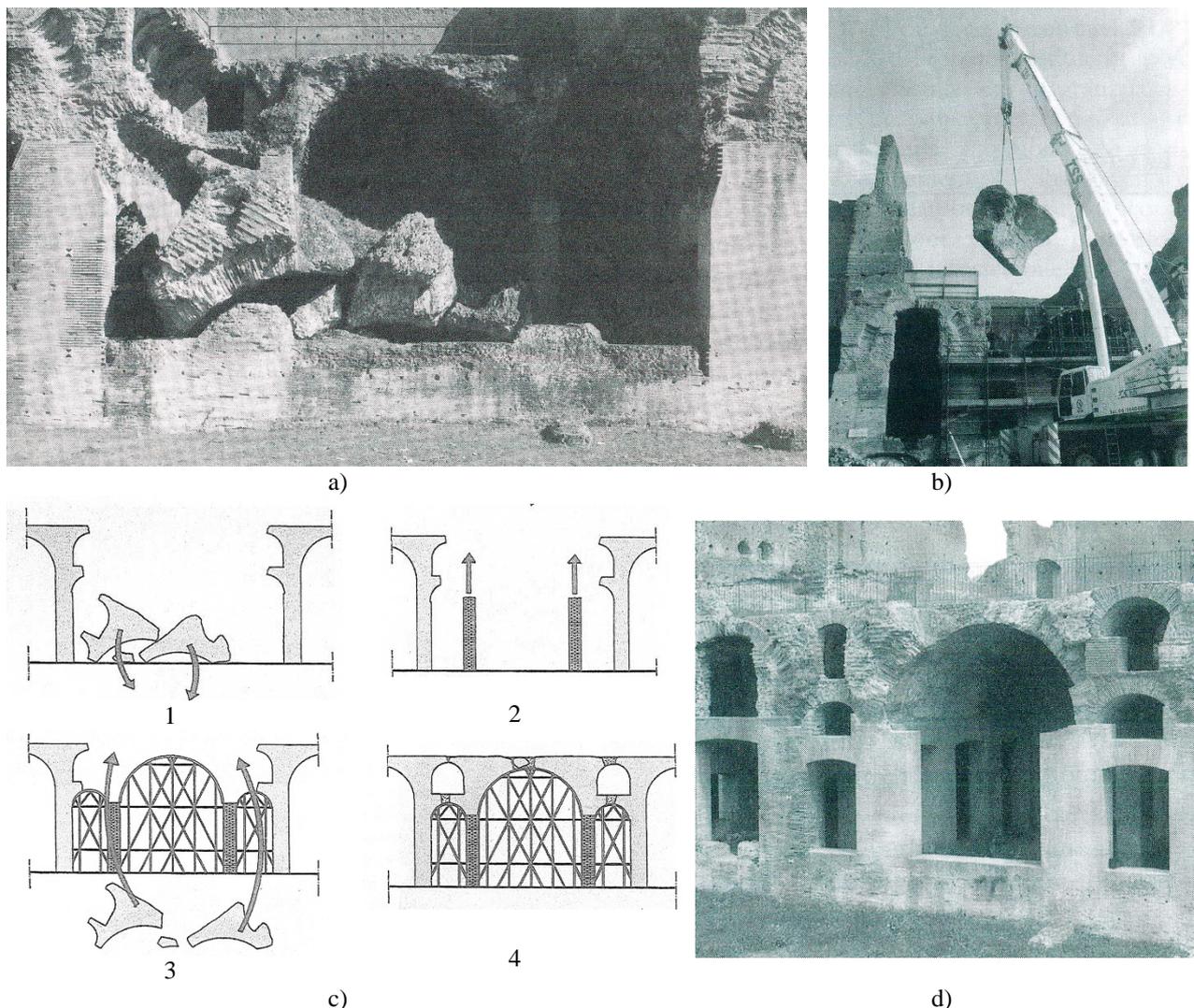


Figura 2.16 Voltone a “Villa Adriana”: crollo della copertura a botte in grossi blocchi (a); sollevamento con gru per il riposizionamento dei blocchi (b); schema delle fasi ricostruttive (c); restauro della volta a lavori terminati (d).

L’ultimo esempio annoverabile tra quelli di “ricostruzione” totale di coperture voltate è la *Chiesa di San Pietro* a Siracusa (Fig. 2.17°a,b). Qui il controsoffitto in semplici lamelle di legno vuole essere una riproposizione traslata della spazialità originaria della Basilica e si imposta all’altezza degli appoggi della volta a botte di età paleocristiana, senza però mai toccare le mura della fabbrica antica (Fig. 2.18 c). Questo leggero elemento ligneo, filtra l’impatto visivo della struttura a capriate del tetto alla quale si appende tramite sottili tiranti.

Come il restauro bolognese, è un esempio di intervento “leggero”, che risponde inoltre al criterio del minimo intervento e della reversibilità.



Figura 2.17 Restauro della copertura a botte della *Chiesa di San Pietro* a Siracusa: viste d'insieme (a, b), dettaglio dell'imposta del "controsoffitto" (c).

3. PROPOSTE DI INTERVENTO MEDIANTE APPOGGIO ATTRITIVO

3.1 Introduzione

L'implementazione di sistemi di isolamento alla base per la mitigazione sismica degli edifici è diventata un'alternativa comune e molto diffusa alle misure di rafforzamento convenzionali (Petrovčič *et al.* 2017). È stato stimato che complessivamente circa 16.000 strutture, in diverse parti del mondo, sono state protette mediante dispositivi di isolamento sismico, di dissipazione energetica e altri sistemi antisismici (Martelli *et al.* 2012). La maggior parte di essi si trova in Giappone, anche se sono più o meno numerosi in oltre 30 altri paesi. Un tipico sistema di isolamento alla base è costituito da uno piano di isolamento posto tra l'edificio stesso e il suolo che, in caso di azioni dinamiche, attua un effetto di disaccoppiamento della risposta dinamica. Inoltre, gli edifici isolati alla base sono caratterizzati da forze di inerzia minore, minore *drift* di interpiano e trasferimento di forze sismiche ridotte negli elementi strutturali.

In alcuni casi, l'isolamento alla base è stato attuato anche in edifici esistenti di particolare valore storico (*e.g.* Lignola *et al.* 2016, Mezzi *et al.* 2014, Melkumyan *et al.* 2011, Melkumyan 2011, Seki *et al.* 2000, Poole 1992). Tuttavia questi interventi, per lo più realizzati all'estero, finiscono per essere molto invasivi a causa della necessità di creare un piano rigido sia all'intradosso che all'estradosso del cosiddetto piano di isolamento. Pertanto, per soddisfare tale esigenza, nella maggior parte di questi casi, è stata realizzata una grossa lastra di cemento armato all'estradosso dello piano di isolamento. Tali strategie progettuali di protezione sismica, così invasive e “pesanti”, non sono consentite dalle attuali Norme Tecniche italiane (NTC08) che, infatti, prescrivono solo interventi di miglioramento sismico per gli edifici storici del nostro territorio.

In caso di crolli, quando l'elemento a volta originale era palesemente affetto da problemi strutturali intrinseci e congeniti, la ricostruzione pedissequa e fedele alle caratteristiche originali potrebbe non avere senso. Infatti, in casi estremi, una tale filosofia d'intervento può implicare a) la ricostruzione della volta esattamente com'era e b) la sua messa in sicurezza attraverso le tecniche sopra esposte (*cfr.* Cap.1) prima di considerarla sicura per essere aperta ai visitatori. In alternativa, in casi come questi, un intervento di ricostruzione più ragionevole può basarsi sui seguenti due criteri filologici: 1) ricreare la forma geometrica originale e 2) tenere traccia della storia del monumento, incluso il crollo dovuto alla concezione originale errata. Inoltre, tale approccio filologico può essere attuato per esplorare la possibilità di utilizzare sia nuovi materiali sia tecniche innovative, che potrebbero contribuire a migliorare il comportamento strutturale del monumento, garantendone una più lunga

vita utile e la sua trasmissione alle generazioni future. Infatti, quando le pareti di sostegno sono sufficientemente rigide e tali da non richiedere la costruzione di un diaframma rigido invasivo sotto il piano di isolamento, una soluzione volta al miglioramento sismico della struttura potrebbe contemplare la ricostruzione della volta con nuovi materiali o la combinazione di più materiali (ad esempio muratura-acciaio) per ridurre da un lato le masse e dall'altra fornire un piano rigido. Inoltre, la possibilità di intervenire isolando sismicamente la nuova architettura dalle sottostanti murature antiche mira a soddisfare una duplice esigenza: da una parte, arrecare il minimo disturbo alle murature perimetrali di appoggio, dall'altra disaccoppiare le strutture in caso di movimento del terreno indotto dal terremoto.

In questo capitolo sono state esplorate e sviluppate alcune proposte innovative che contemplano, per la prima volta, l'uso di isolatori ad appoggio attritivo in ambito archeologico, ipotizzando due possibili scenari d'intervento: 1) la ricostruzione di una nuova volta in muratura e 2) il riposizionamento spaziale delle porzioni di volta crollate mediante una struttura di supporto in acciaio.

3.2 Appoggio attritivo piatto

La prima soluzione progettuale (Fig. 3.1a,b,c) propone l'inserimento di appoggi ad attrito piatti, con interfaccia in Poli-Tetra-Fluoro-Etilene (PTFE) e acciaio inossidabile, allo scopo di limitare, durante un evento sismico, la forza orizzontale trasmessa dalla nuova struttura voltata (sia essa in acciaio, sia in muratura) alle sottostanti murature di sostegno, sfruttando il comportamento rigido-plastico perfetto alla Coulomb (Fig. 3.2).

Questa soluzione con appoggio piatto, può essere declinata in due modi: in un caso, realizzando la sovrastruttura in acciaio alla quale fissare le porzioni di volta risultanti dal crollo (Fig. 3.1a); in un secondo caso, ricostruendo *ex novo* la volta in muratura (Fig. 3.1b). In entrambe le soluzioni la trave di bordo a doppio T rappresenta il "sostegno" della nuova architettura voltata sulla sottostante muratura antica e la sua dimensione longitudinale (puntuale o continua) costituisce un'ulteriore alternativa e variante a questa prima proposta progettuale. La lunghezza dell'isolatore, infatti, è dettata dalla combinazione statica dei carichi, che ne fissa quindi la più o meno estensione in funzione della necessità di limitare le tensioni normali trasmesse alle murature perimetrali.

Nel caso di appoggio puntuale - qualora la sottostante muratura offra sufficienti margini di resistenza - e di volta in muratura, sarà necessario predisporre dei tiranti all'intradosso per garantire un comportamento dell'intera sovrastruttura rigido nel piano. Inoltre, dovrà essere predisposto un

adeguato collegamento tra la parte in muratura e l'appoggio in acciaio, che potrebbe, ad esempio, essere realizzato con viti serrate sulle ali superiori della trave e annegate nella muratura.

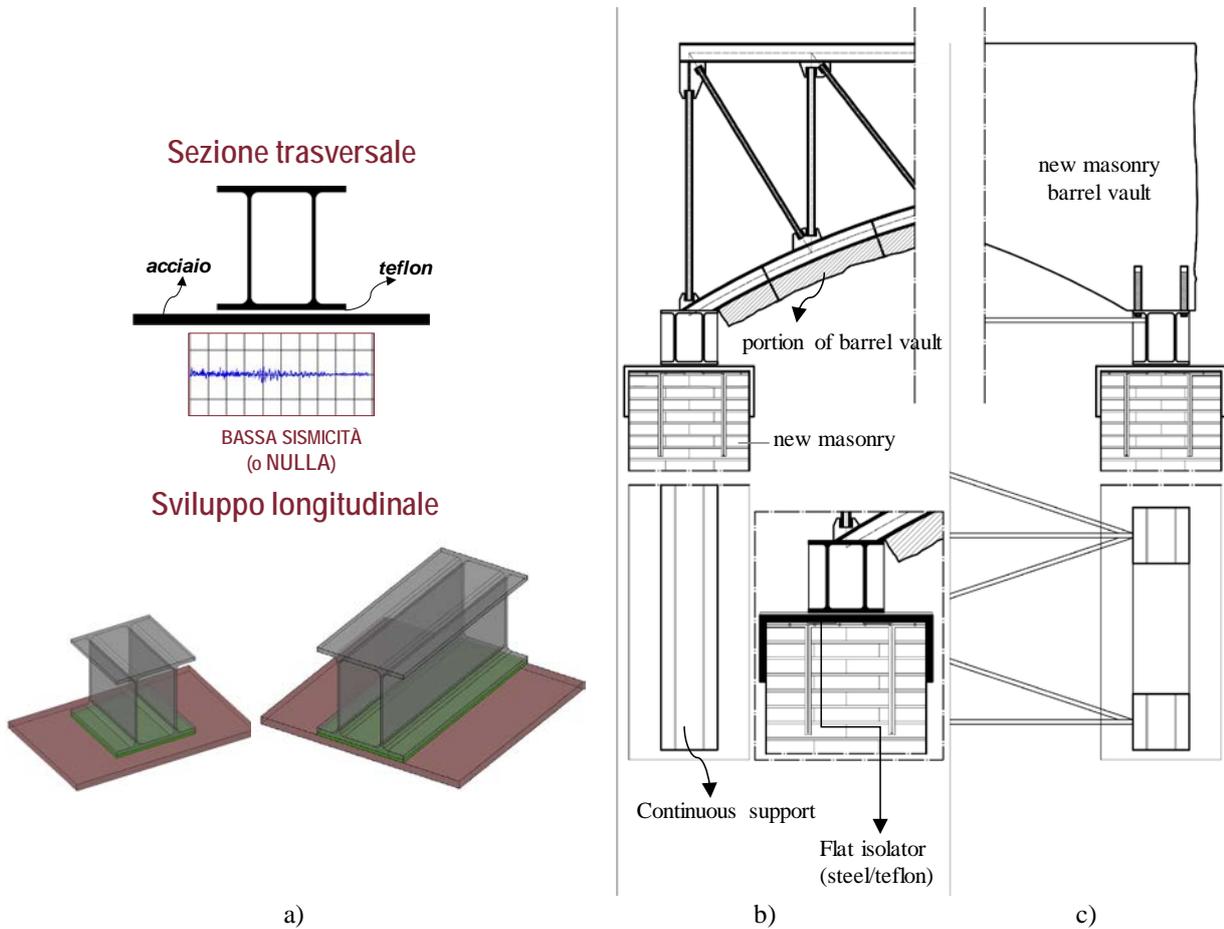


Figura 3.1 Appoggio attritivo piatto: definizione della sezione trasversale e longitudinale (a); soluzione con sovrastruttura reticolare (b) o in muratura (c).

Tale soluzione tuttavia presenta il limite di non garantire il ricentraggio della sovrastruttura dopo un evento sismico. È quindi, preferibile adottare un appoggio piatto solo in zone a bassa sismicità o a sismicità nulla e quando è necessario arrecare il minimo disturbo alle murature perimetrali di appoggio, garantire una diffusione delle pressioni.

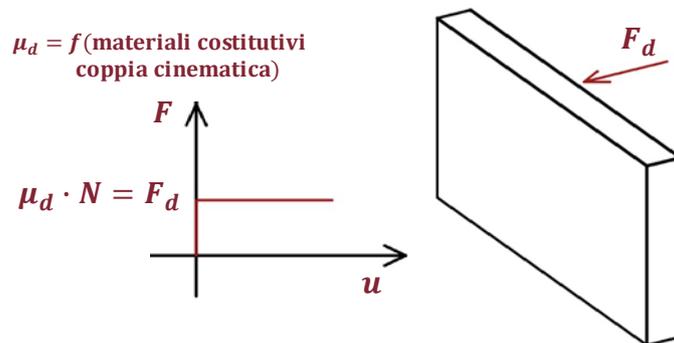


Figura 3.2 Comportamento rigido-plastico perfetto alla Coulomb.

3.3 Appoggio attritivo cilindrico

Al fine di poter garantire al termine di un evento sismico il ricentraggio della sovrastruttura, la seconda soluzione progettuale propone l'utilizzo di dispositivi caratterizzati da una sezione trasversale circolare (Fig. 3.3a,b).

Questo dispositivo, anche meglio noto come "Friction Pendulum" (FP), è commercialmente disponibile sul mercato come appoggio puntuale, composto da superfici di scorrimento sferiche (e.g. Fenz *et al.* 2006 e 2008, Fig. 3.3a). Tali dispositivi dovrebbero, inoltre, garantire il ricentraggio grazie alla componente tangenziale del carico gravitazionale.

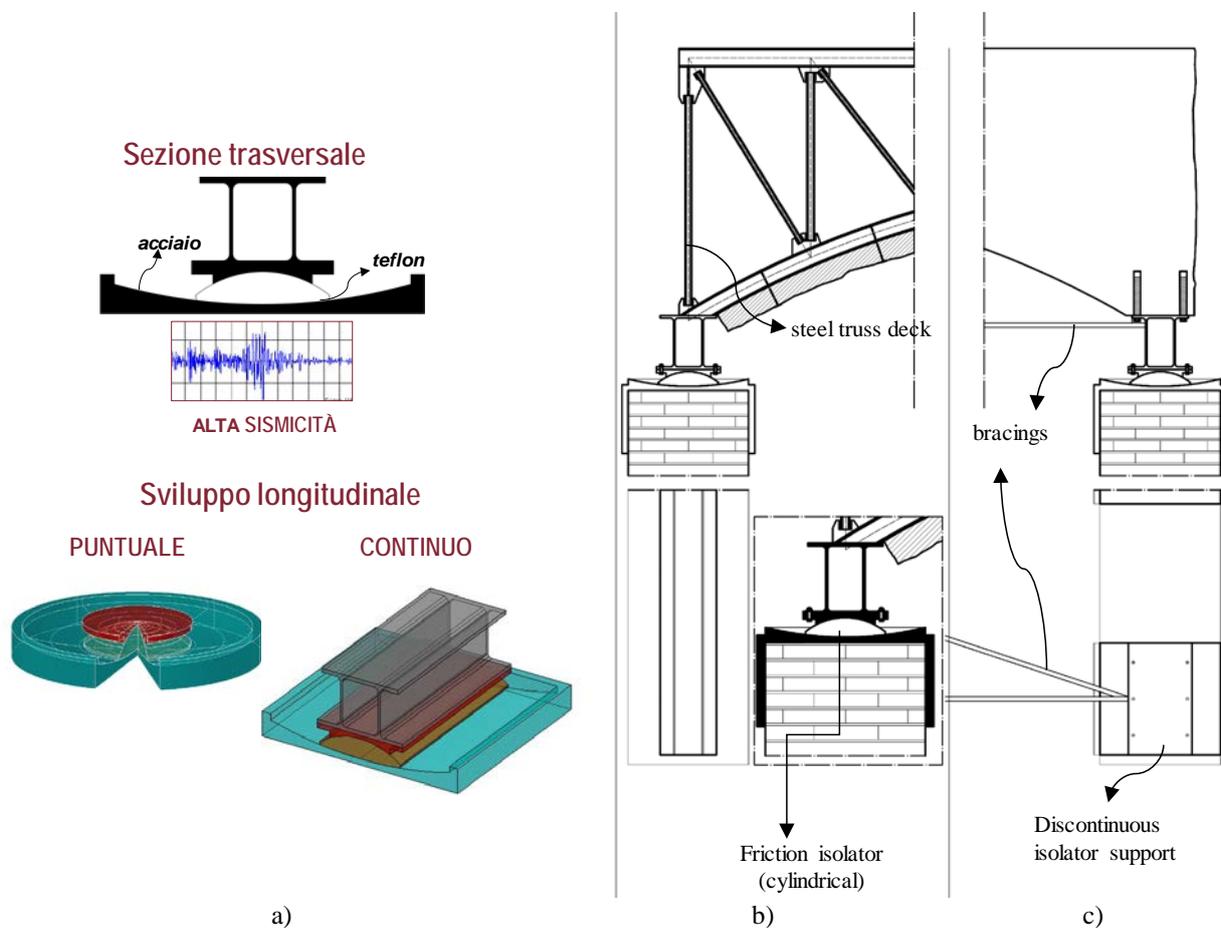


Figura 3.3 Appoggio attritivo curvilineo: definizione della sezione trasversale e longitudinale (a); soluzione con sovrastruttura reticolare (b) o in muratura (c).

Nel presente lavoro, si è ipotizzato che tali appoggi possano essere prodotti con una superficie di scorrimento cilindrica (Fig. 2.3^a,b). Inoltre, come già precisato, nel caso di lunghe pareti perimetrali, quest'ultime sono in grado di sostenere la forza orizzontale sismica diretta lungo il loro sviluppo longitudinale; invece l'azione sismica ortogonale ad esse potrebbe essere contrastata solo in funzione della loro stessa resistenza muraria. Tale limitazione, invece, può essere garantita selezionando

opportunamente il coefficiente di attrito e , a sua volta, i materiali che costituiscono la coppia di scorrimento cinematica.

Anche in questa soluzione progettuale la dimensione longitudinale dell'appoggio sarà funzione della resistenza delle sottostanti murature, ovvero dalla necessità di arrecare il minor disturbo in termini di trasferimento di sollecitazioni ai muri di appoggio.

4. DALLA FRAMMENTAZIONE DELLA VOLTA ALLA SUA RICOMPOSIZIONE STRUTTURALE: IL CASO STUDIO DELLA GALLERIA DELLE VOLTE CROLLATE

4.1 La Galleria delle Volte Crollate: inquadramento del problema

Nel presente lavoro di tesi è stato preso in esame il caso studio della la cosiddetta *Galleria delle Volte Crollate*, sita nell'Area Archeologica Centrale di Roma e più precisamente sul versante sud-ovest del colle Palatino. Essa è parte di un importante sito archeologico, la *Casa di Augusto*, la quale ad oggi non è ancora del tutto esplorata ed è al vaglio di valutazioni sia storiche che archeologiche da parte degli studiosi del settore (Fig. 4.1).

Questa parte del Palatino, dal 1955 al 1984, è stata interessata da un'importante campagna di scavi condotta da Gianfilippo Carettoni, al tempo Sovrintendente delle Antichità di Roma, il quale ha portato alla luce gli ambienti e le stanze, tra cui la *Galleria*, che sono parte dell'articolato complesso augusteo.

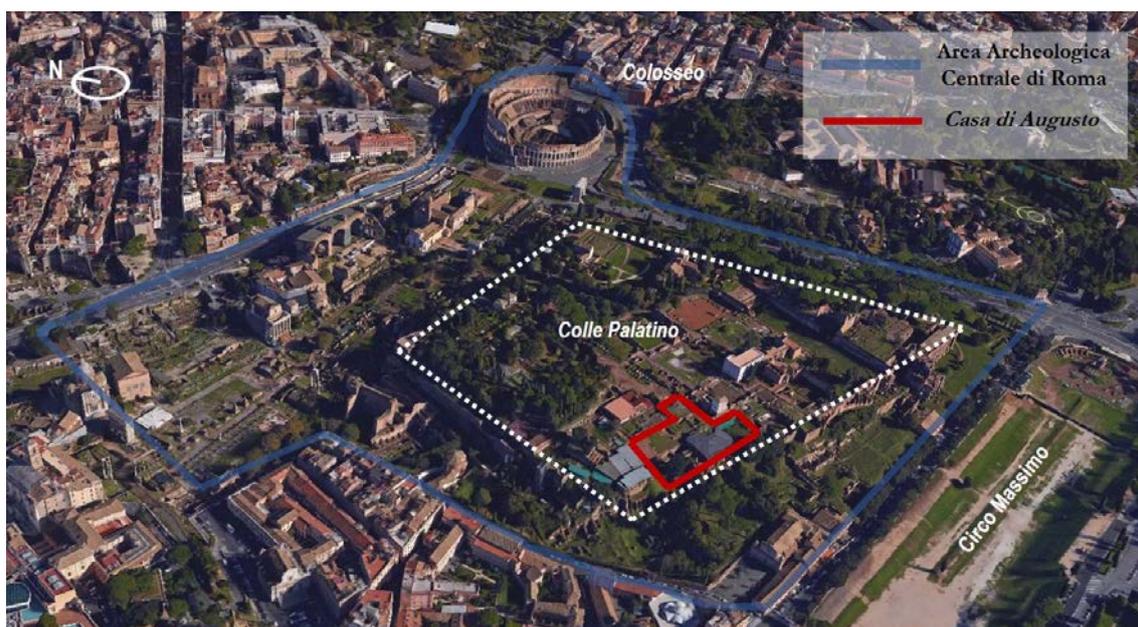


Figura 4.1 Inquadramento urbanistico: vista generale dell'Area Archeologica Centrale e identificazione della Casa di Augusto.

Nel 2008 un settore del monumento è stato aperto al pubblico, ma poco dopo per problemi conservativi è ritornato a non essere più visitabile. Solo nel 2014, in occasione del bimillenario della morte di Augusto e dopo significativi lavori di restauro, questa importante zona del Palatino è stata inaugurata e restituita ai suoi visitatori. Tuttavia, la zona meridionale del complesso augusteo, in cui si trovano la *Galleria* e gli ambienti ad essa collegati, o che attraverso essa è possibile raggiungere, sono attualmente esclusi dal percorso di visita.

La *Galleria* presentava originariamente una copertura a volta ribassata che, ad un certo punto della storia del manufatto e per cause sconosciute, è crollata spezzandosi in grossi blocchi. Questi ultimi sono stati riportati alla luce dallo stesso Carettoni e riorganizzati, a partire dal 1978, in un progetto di restauro che mirava a rendere nuovamente visitabile il camminamento prevedendo un articolato e complesso sistema di travi in acciaio, tozzi muretti in muratura e puntoni lignei a sostegno delle masse crollate (Fig. 4.2). Tuttavia, tale intervento malamente approssima la configurazione primigenia e oggi solo alcune porzioni di volta si trovano ancora alla loro quota d'imposta originaria rispetto all'attuale piano di calpestio¹. Da allora non è stato realizzato nessun tipo di restauro o intervento di consolidamento significativo e questa parte della *Casa di Augusto* versa in uno stato di abbandono, presentando inoltre problemi di tipo statico e sismico che precludono la sicurezza del monumento stesso e dei visitatori².

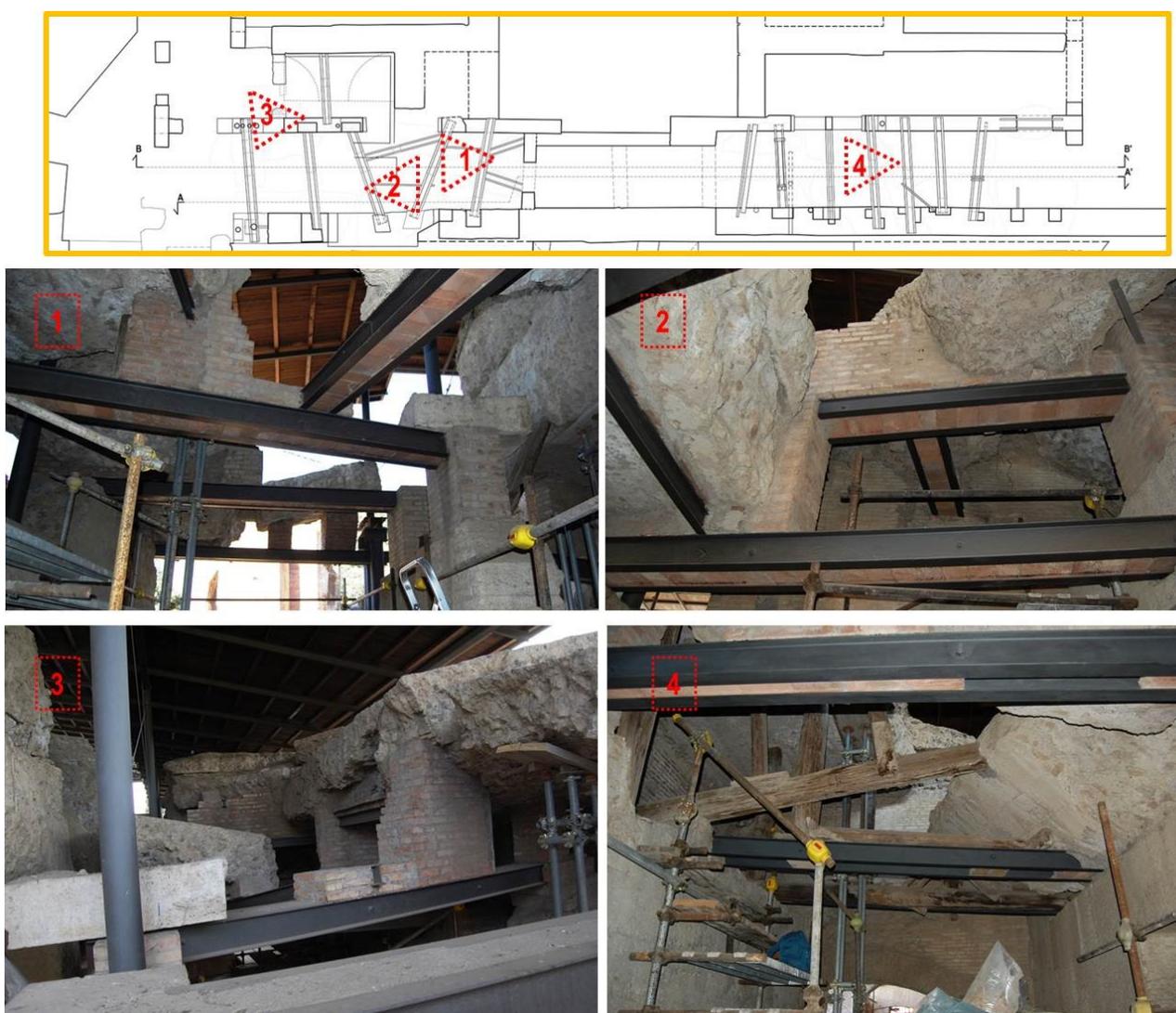


Figura 4.2 Intervento di restauro della metà del '900: pianta coi i coni ottici cui si riferiscono le immagini; dettaglio delle travi in acciaio dei muretti laterizi e dei puntelli lignei.

¹ Il piano fondale non è stato scavato né indagato durante le diverse campagne archeologiche condotte sul monumento.

² Durante la fase di rilievo è stato possibile rintracciare due tipi di interventi che una targa data al 2000: la reintegrazione di una parte della volta del tratto centrale della *Galleria* e l'inserimento di tiranti ormai non più in tiro.

Anche a prima vista, lo stato della *Galleria* non appare sicuro per consentire l'accesso al pubblico. Gli aspetti che destano maggiore preoccupazione sono: 1) i puntoni lignei alcuni dei quali sono fessurati e danneggiati alla loro estremità e, probabilmente, non sicuri per quanto riguarda il fenomeno di instabilità (Fig. 4.3 a); 2) alcune delle travi in acciaio che sono ossidate e presentano una deformazione a flessione che può essere apprezzata ad occhio nudo; 3) la sicurezza statica che si basa, in alcuni punti, sul reciproco contrasto tra i blocchi adiacenti e che, in corrispondenza del punto di contatto a causa dell'elevata concentrazione di sollecitazioni, porta allo schiacciamento dei blocchi stessi, ad una conseguente perdita di materiale sotto forma di maceria polverosa e ad una probabile perdita di stabilità (Fig. 4.3 b). Inoltre, in corrispondenza dell'ingresso nord-ovest della *Galleria*, la parete rivolta sul pendio sta subendo una rotazione verso l'esterno (Fig. 4°a,b).



Figura 4.3 Particolare dei diversi puntelli lignei utilizzati a sostegno dei blocchi (a); porzioni di volta poste a reciproco contrasto anche con l'ausilio di un puntello ligneo (b).

4.2 Il rilievo della *Galleria*

Un'importante fase per la conoscenza di un monumento è il rilievo delle sue strutture. Per analizzare in maniera accurata un manufatto, infatti, non è possibile prescindere da una sua attenta misurazione, poiché tale operazione permette una decodifica del “testo architettonico” e delle regole ad esso sottese e di penetrare nella natura stessa dell'organismo architettonico, chiarificandone le vicende storiche, la forma primigenia e le trasformazioni succedutesi nelle varie epoche, arrivando a possederlo pienamente tramite la sua graficizzazione.

Il rilievo ha interessato la *Galleria*, alcuni degli ambienti ad essa adiacenti sul lato nord-est (a monte) e le strutture prospicienti il versante sul *Circo Massimo*. Di tutti è stato effettuato un rilievo geometrico (Tav.1-2), un rilievo dei materiali costituenti (Tav.4).

Il rilievo geometrico svolto è di tipo diretto, avendo utilizzato i più comuni strumenti di misura (fettuccia metrica, paline per tracciare allineamenti, un triplometro, una livella ed una squadra da muratore). Nella primissima fase di rilevamento sono stati redatti una serie di “eidotipi” (schizzi di studio) su cui apporre le misure. In particolare, il primo “eidotipo” ha riguardato il livello alla quota ideale zero (piano di calpestio attuale) la quale è stata assunta a cardine di tutto il rilievo ed a cui riferire le altre piante a quote differenti, i prospetti e le sezioni. È stata quindi fissata una poligonale attraverso un filo e delle paline, in modo che ogni parte misurata fosse rigidamente collegata al resto del rilevamento. I vari punti dell’edificio sono stati ricavati con il metodo delle “trilaterazioni”, usando come base proprio la poligonale precedentemente definita (cfr. Tav.1A).



Figura 4.4 Secondo tratto della Galleria: muri laterizi con aperture ad arco perpendicolari allo sviluppo longitudinale del camminamento (a); andamento della volta in questo tratto (b).

Dal rilievo è emerso che la *Galleria* è oggi suddivisibile idealmente in tre tratti: il primo, della lunghezza di 12,41m e larghezza variabile tra i 3,27m e i 3,44m, si estende dall’attuale ingresso del camminamento voltato sino alla parete a tutta altezza (probabilmente di restauro) in mattoni laterizi con andamento perpendicolare e apertura sormontata da una ghiera (Fig. 4.4 a); il secondo tratto, lungo 7,14m e largo 2,65m – 2,68m, adiacente a quello che è l’ambiente più grande tra quelli che sono paralleli allo sviluppo longitudinale della *Galleria*, corrisponde a quel cambio di curvatura della volta di copertura³. Quest’ultima, a differenza del primo tratto, presenta infatti le direttrici della volta a botte disposte secondo il lato minore (la larghezza della *Galleria*) e un muro con ghiera che la divide a metà (Fig. 4.4 b); infine, il terzo tratto si sviluppa, per una lunghezza di 15,81m e larghezza compresa tra i 3,29m e i 3,36m, a partire da un terzo muro in laterizi con apertura ad arco, e termina sul cosiddetto “Cortile delle Biblioteche”.

³ Tale cambio di curvatura della volta a botte della Galleria è riconducibile ad un intervento di modifica progettuale posteriore alla costruzione stessa del corridoio voltato (cfr. par.4.4).

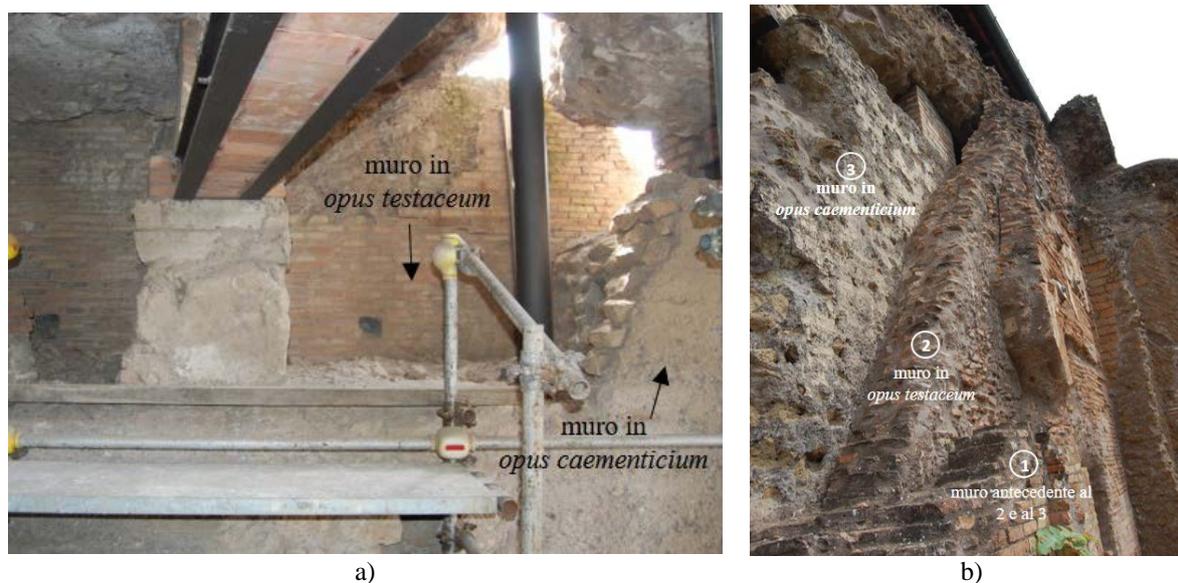


Figura 4.5 Muro in *opus caementicium* addossato alla parete sud della *Galleria* (a); murature appoggiate l'una all'altra: 1) parete muraria antecedente alla 2) muratura della *Galleria* in *opus testaceum*, su cui si addossa 3) il muro in *opus caementicium*.

Sul lato a sud, in tutte e tre le porzioni di camminamento, la parete in *opus testaceum*, delimitante la *Galleria* sul lato del pendio e che nei tratti rilevabili presenta uno spessore di circa 0,35 m, è obliterata da un grosso muro in *opus caementicium* largo circa 1,5m. Quest'ultimo ha ridotto l'originaria larghezza del camminamento (pari a circa 5m) e anche verticalmente nasconde in parte la suddetta parete in *opus testaceum* alla quale si addossa, raggiungendo un'altezza massima di 4,07m, stabilendo pertanto con essa un rapporto di posteriorità. A sua volta la parete della *Galleria* si appoggia a preesistenti murature senza ammorsatura alcuna (Fig. 4.5a,b).

Sul lato a nord, la *Galleria* è delimitata da un muro in blocchi di tufo e travertino (Tav. 4), dello spessore di circa 0,64m, sul quale si aprono cinque “porte”, di cui una molto più ampia rispetto alle altre ed esattamente in corrispondenza del cambio di curvatura della volta del tratto “centrale”. Questo passaggio, oggi, risulta in parte tamponato da una muratura laterizia che, infatti, bloccava un tempo l'accesso al grande ambiente centrale. In corrispondenza della seconda apertura (a partire dal lato dell'attuale accesso alla *Galleria*) un grosso muro di circa 1,30m e perpendicolare al camminamento delimita un piccolo ambiente compreso tra il cosiddetto locale della “rampa” e la *Galleria*. Tale spessa muratura risulta letteralmente tagliata e interrotta, così come la porzione di volta che lo chiudeva orizzontalmente, lasciando intuire una dimensione della stanza maggiore rispetto all'attuale (Fig. 4.6 a). La quarta e la quinta apertura si aprono invece su un ambiente dalla forma stretta e lunga, oggi solo in parte rilevabile per la presenza di una grossa muratura che ne oblitera quasi interamente lo spazio. Tutte le aperture dovevano essere sormontate da un architrave a piattabanda sempre in tufo e travertino, così come quello rintracciato nel muro che corre a delimitare il lato ovest del “Cortile delle Biblioteche” (Fig. 4.6 b). L'unica piattabanda presente in corrispondenza della quarta apertura

è attribuibile ad un intervento di restauro, probabilmente dell'epoca Carettoni, ed è realizzata in mattoni di laterizi e ricoperta da malta cementizia in parte scrostata. In tutte le altre aperture è comunque possibile rintracciare la quota d'imposta degli architravi dalla particolare sagomatura inclinata dei blocchi.

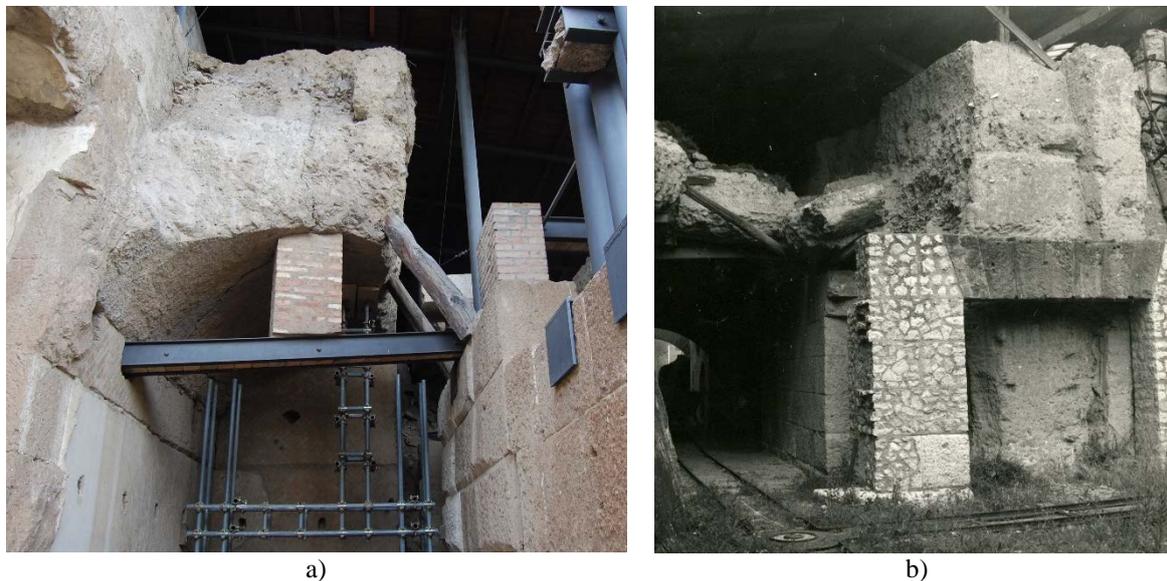


Fig.4.6 Ambiente adiacente la Galleria con parete di fondo e volta “tagliata” (a); piattabanda sul “Cortile delle Biblioteche” (b).

Originariamente la *Galleria* presentava una copertura a volta ribassata, di cui è stato possibile definire le caratteristiche geometriche grazie alla presenza di tre blocchi ancora alla quota d'imposta d'origine (Tavv.2,4). È stata quindi rilevata la luce e la freccia nel primo tratto, pari rispettivamente a 4,74 m circa e a 0,70 m circa. Nel secondo tratto, invece si è misurata una luce di circa 4,60m e una freccia pari sempre a 0,70m.

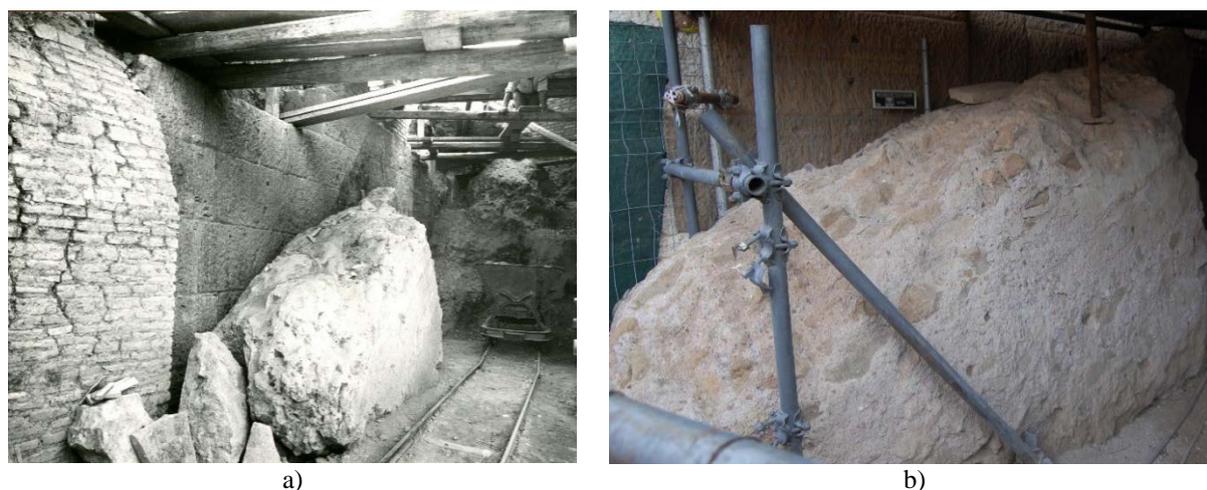


Figura 4.7 Porzione di volta “non armonica” in una foto degli scavi archeologici novecenteschi (a) e stessa porzione oggi nella medesima posizione (b).

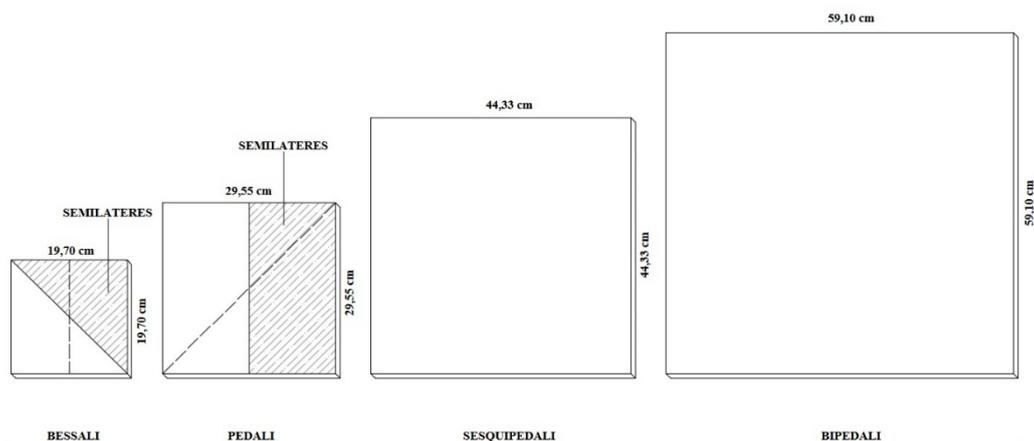


Figura 4.8 Tipologie e misure dei mattoni utilizzati nell'edilizia romana.

Sono stati, successivamente, rilevati tutti i blocchi di volta, individuando esattamente 15 grosse porzioni (più una che si trova alla quota di calpestio), che sono state “catalogate” in base alla loro collocazione nei 3 seguenti gruppi: 1) “parti armoniche”, 2) “parti parzialmente armoniche” e 3) “parti non armoniche” (Tav. 4). Al primo gruppo afferiscono quelle tre parti di volta ancora alla quota d’imposta originale che si trovano esattamente: a) nel primo tratto di *Galleria* in corrispondenza dell’angolo sud-est (Tav.4, blocco n°5); b) nel tratto centrale dove la volta è quasi interamente conservata (blocco n°7); e c) nel terzo tratto del camminamento all’angolo sud ovest (Tav.4, blocco n°8). Aver ritrovato questi frammenti di volta ancora *in loco* ha permesso di risalire alla geometria originaria dell’intero sistema voltato.

I blocchi “parzialmente armonici”, quasi tutti disposti a quote differenti, sono in totale nove e sono stati così definiti poiché di essi è facilmente individuabile il profilo di frattura, la curvatura d’intradosso e l’estradosso piano che li accomunano e rendono simili a quelli “armonici”. Questi particolari saranno utili per permettere una più semplice futura collocazione alla quota d’origine di tali parti di volta. Le masse “non armoniche”, infine, sono tre e risultano totalmente “estrane” sia per forma che per collocazione a tutte le altre precedenti porzioni. Ne è un esempio quel blocco che attualmente si trova alla quota di calpestio, in corrispondenza dell’ingresso alla *Galleria*. Le foto storiche lasciando intuire che in fase di scavo tale porzione di volta sia stata trovata esattamente dove oggi noi la vediamo e probabilmente per il suo considerevole peso non è stato possibile sollevarla e ricollocarla, così come invece è stato fatto con le altre, grazie al sostegno delle travi di acciaio (Fig. 4.7a,b). Tutti questi blocchi saranno eliminati in fase di ricollocazione.

Dal rilievo è emersa anche la natura dei materiali costituenti la volta, la quale è formata da tre livelli sovrapposti: 1) la parte effettivamente strutturale è in *opus caementicium*, aggregato di inerti di tufo di medie dimensioni e malta pozzolanica, e raggiunge uno spessore in chiave di circa 0,50-0,55m; 2) il secondo strato di riempimento, ottenuto da una miscela di malta di calce e schegge di pietra

basaltica (selce), misura circa 0,45m; 3) infine, il terzo strato in *opus signinum*, composto da frammenti di laterizi minutamente frantumati e malta aerea, ha uno spessore di 0,15m circa e funge da allettamento per la pavimentazione in bessali su *suspensurae* (Fig. 4.8 e Fig.4.9)⁴.

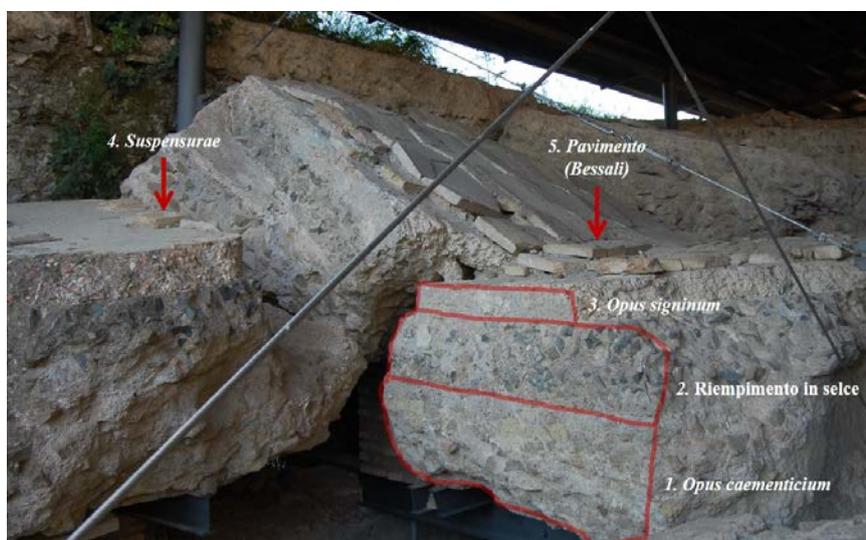


Figura 4.9 Vari strati costituenti la volta della Galleria.

Tabella 4.1: calcolo dei pesi dei blocchi di volta della Galleria.

Porzione	Volume [m ³]	γ [kg/m ³]	Peso [kg]	Peso [t]
1	2,34	1800	4.212	4,21
2	14,66	1800	26.388	26,388
3	16,66	1800	28.188	28,188
4	7,03	1800	12.654	12,654
5	10,43	1800	18.774	18,774
6	2	1800	3.600	3,6
8	13,64	1800	24.552	24,552
9	5,17	1800	9.306	9,306
10	9,14	1800	16.452	16,452
11	7,46	1800	13.428	13,428
12	9,41	1800	16.938	16,938
13	11,75	1800	21.150	21,150
14	9,43	1800	16.974	16,974
15	2,47	1800	4.446	4,446

Terminata la fase di restituzione delle misure, si è proceduto anche alla realizzazione di un modello 3D del monumento, allo scopo di comprendere meglio la geometria tridimensionale delle porzioni di volta, delle murature sottostanti e delle strutture adiacenti alla Galleria (Figg. 4.10,4.11).

⁴ Le *suspensurae* sono dei pilastri di sezione quadrata o circolare, realizzati in mattoni o in pietra impilati (detti appunto *pilae*), e servivano a sorreggere il pavimento rialzato. Tale rialzo crea uno spazio chiuso, riscaldabile con tubature forate, che diffondono l'aria calda proveniente da forni, i *praefurnia*, addossati alle pareti della stanza. Data questa funzionalità, le *suspensurae* si trovano frequentemente nei calidari, gli ambienti riscaldati dei complessi termali. Nella *Galleria delle Volte Crollate* le *suspensurae* dovevano probabilmente fungere da sistema isolante.

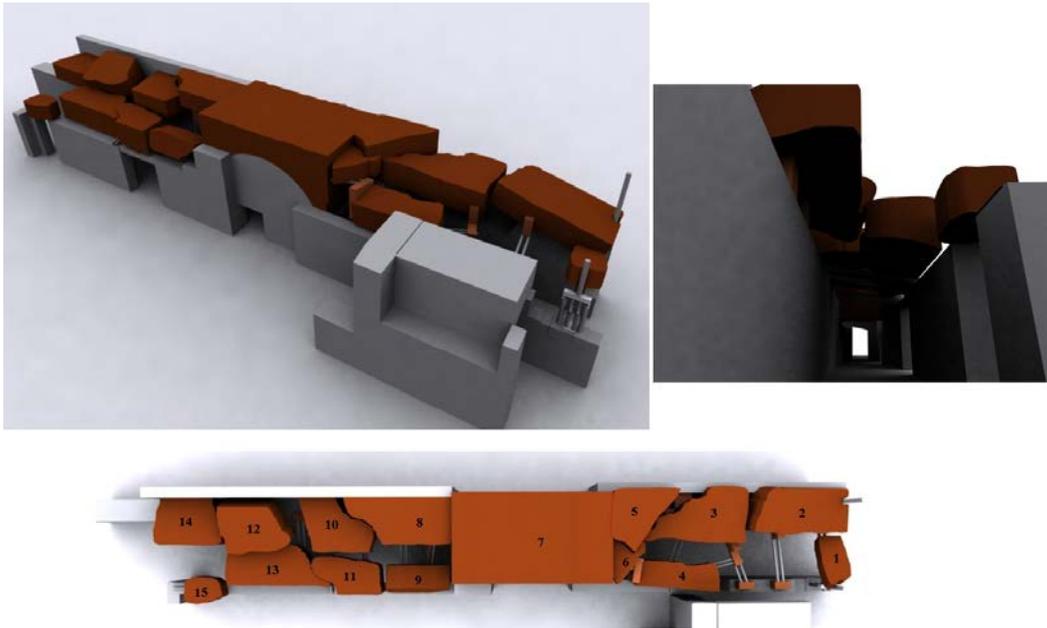


Figura 4.10 Modello 3D della *Galleria delle Volte Crollate* (a, b).

Da tale modello è stato possibile, inoltre, ricavare il volume approssimativo di ciascun blocco di volta e il relativo peso. Va precisato che nel calcolo dei pesi, poiché non è stato possibile effettuare prove su campioni, si è assunto un valore del peso specifico pari alla media dei valori indicati nella Circolare Esplicativa n°217 per le “murature in conglomerato cementizio” (*Tabella 4.1*).

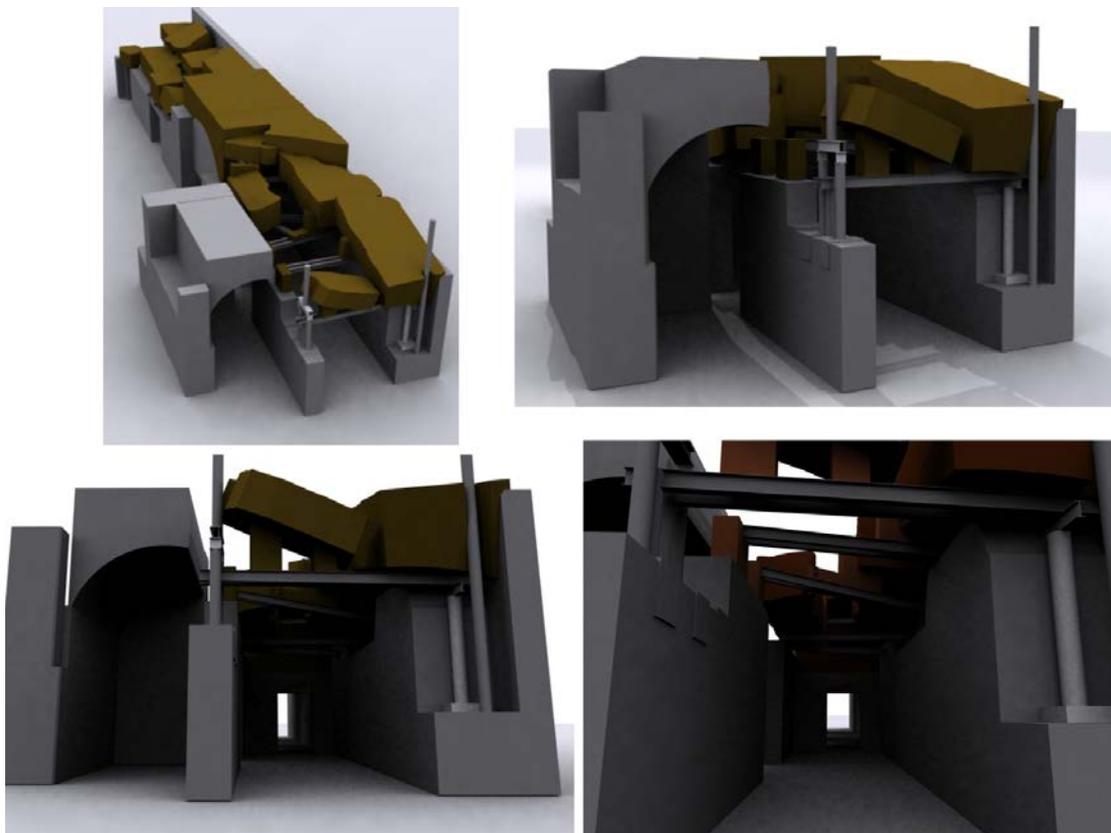
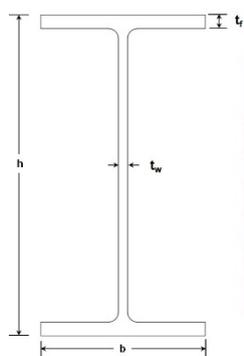


Fig.4.11 Ulteriori viste render del modello 3D.

4.3 Verifica della sicurezza attuale delle travi di acciaio

La valutazione della sicurezza attuale del monumento è stata supportata da un rilievo puntuale di tutte le travi in acciaio che attualmente fungono da sostegno, insieme ai muretti laterizi e ai puntelli lignei, delle porzioni di volta.



PROFILO (INP)	b	t _r	t _w	G	n°
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Kg/m]	
120	58	7,7	5,1	11,1	8
140	66	5,7	8,6	14,3	6
160	74	6,3	9,5	17,9	3
180	82	6,9	10,4	21,9	2
200	90	7,5	11,3	26,2	20



a)

b)

Figura.4.12 Caratteristiche geometriche delle cinque tipologie di travi rilevate (a); marchio di fabbrica su una trave della “terza metà” della *Galleria*.

Sono state rilevate in totale 41 travi, di cui 39 in acciaio e due in legno. Di ogni trave in acciaio sono state desunte le caratteristiche fondamentali della sezione (altezza, larghezza ala, spessore anima e spessore ala), ricercando in commercio quelle con caratteristiche simili. Dal confronto delle misure rilevate con quelle riportate nei profilari per elementi in acciaio, è emerso che le dimensioni che approssimano meglio quelle delle nostre travi si riferiscono alla tipologia INP, in uso soprattutto nei primi decenni del secolo scorso. In particolare sono state identificate 4 diverse altezze dei profili utilizzati: INP120, INP140, INP160, INP180 e INP200 (Fig. 4.12a).



a)

b)

Figura 4.13 “Terza metà” della *Galleria*: fenomeno di ossidazione delle travi osservato durante i primi sopralluoghi (anno 2014-15) (a); stato attuale a seguito dell’intervento eseguito dalla Sovrintendenza (b).

Per ciascuna trave si è inoltre definita: a) la luce di calcolo, b) il degrado, c) il vincolo all’estremità e d) lo schema di carico relativo.

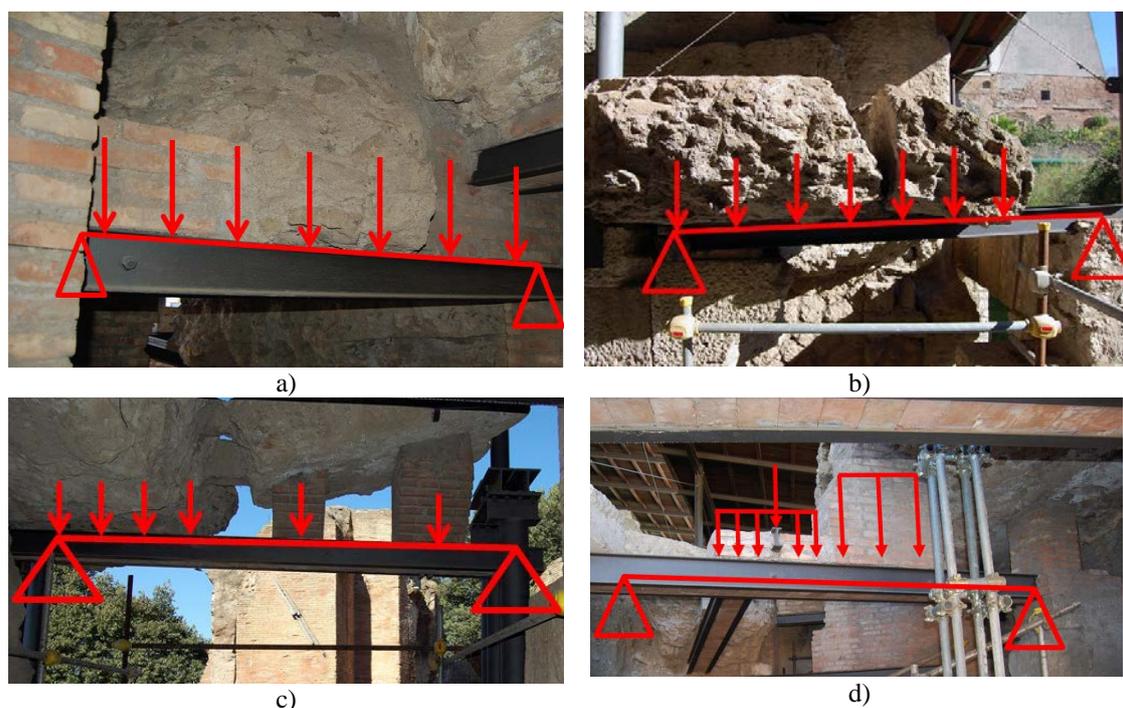


Figura 4.14 Schemi statici adottati per la verifica delle strutture in acciaio.

Nella parte sud-est della *Galleria* (cosiddetta “terza metà”), si è rinvenuto in alcune travi il marchio “PIOMBINO” che rimanda allo stabilimento di produzione (Fig. 4.12b).

Molte delle strutture di sostegno sono costituite da travi affiancate a cui sono interposti mattoni laterizi. Nei calcoli è stata valutata la trave presa singolarmente e il carico agente su ciascuna di esse è stato distribuito in funzione della relativa area d’influenza.

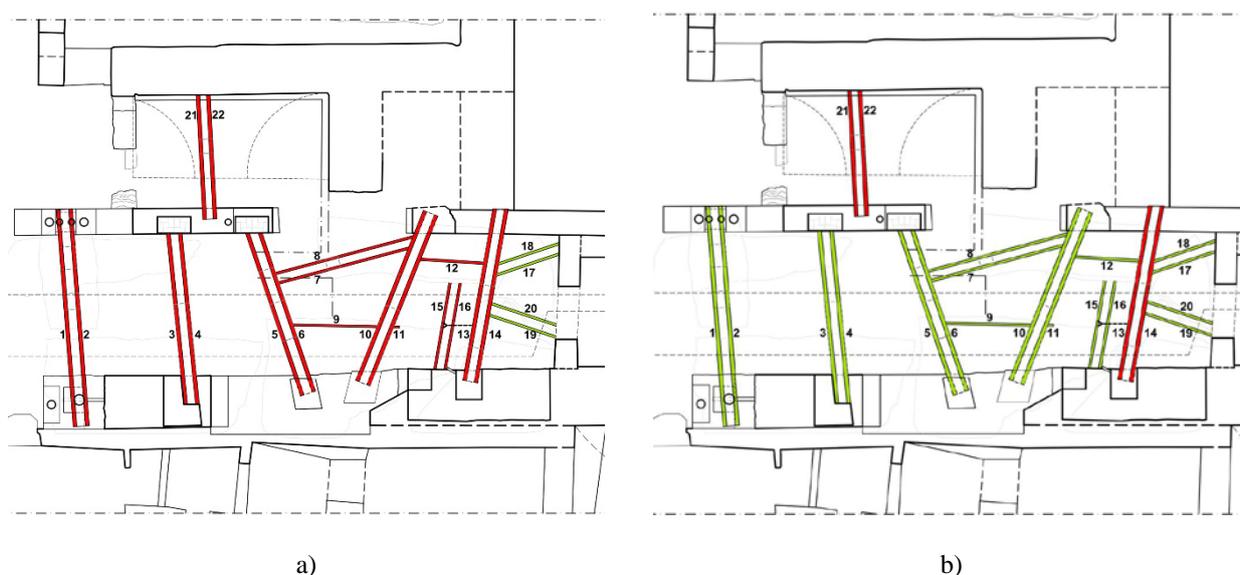


Figura 4.15 Restituzione grafica delle verifiche a flessione (a) e a taglio (b) delle travi della prima metà della *Galleria*.

Nella “prima metà” della *Galleria*, in particolare, vi sono 18 travi in acciaio, di cui 16 “accoppiate”, invece nella “terza metà” ve ne sono 16, di cui solamente una singola e una affiancata da una trave in legno di sezione circolare e ammalorata. In quest’ultima zona della *Galleria*, tutte le

travi risultavano molto degradate e interessate da fenomeni di ossidazione (Fig. 4.13 a). In un recente intervento del 2015, la Sovrintendenza è intervenuta verniciando di scuro tutte le strutture e bonificandole dalla ruggine (Fig.4.13 b). Nella prima metà del camminamento, invece, questo tipo di intervento era già stato messo in atto diversi anni prima.

Le travi in acciaio e le rispettive configurazioni di carico sono state ricondotte e sintetizzate in cinque differenti schemi statici: 1) trave appoggiata con carico uniformemente distribuito (Fig. 4.14 a); 2) trave appoggiata con carico parzialmente distribuito (Fig. 4.14 b); 3) trave appoggiata con carico parzialmente distribuito e due concentrati (Fig. 4.14 c); 4) trave appoggiata con due carichi parzialmente distribuiti e uno concentrato (Fig. 4.14 d) e 5) trave a mensola con carico distribuito.

Tabella 4.2: verifiche sulle travi di acciaio della zona nord-ovest della Galleria (prima metà).

Trave [n°]	Luce [m]	Tipo	Flessione cap/dom		Taglio cap/dom	
1 2	5,32	INP200	non verificata	0,35	verificata	1,31
3 4	4	INP200	non verificata	0,95	verificata	2,67
5 6	4,1	INP200	non verificata	0,46	verificata	2,31
7 8	3,80	INP140	non verificata	0,78	verificata	3,22
9	2,40	INP120	non verificata	0,91	verificata	3,19
10 11	4	INP200	non verificata	0,48	verificata	1,28
12	1,9	INP120	non verificata	0,72	verificata	2
13 14	3,7	INP200	non verificata	0,34	non verificata	0,93
15 16	2,3	INP140	non verificata	0,72	verificato	1,83
17 18	1,6	INP120	verificata	5,14	verificato	12,0
19 20	1,7	INP120	verificata	2,12	verificato	5,25
21 22	3	INP120	non verificata	0,4	non verificata	0,95

Per il calcolo delle sollecitazioni si è adottato il “principio di sovrapposizione degli effetti, sommando le sollecitazioni dovute ai singoli carichi e alla relativa configurazione (cfr. Ch4, “Trave 1-2”).

Tabella 4.3: verifiche sulle travi di acciaio della zona sud-est della Galleria (terza metà).

Travi [n°]	Luce [m]	Tipo	Flessione		Taglio	
				cap/dom		cap/dom
23	3,39	INP180	non verificata	0,73	verificata	1,08
24 25	3,3	INP160	non verificata	0,90	verificata	2,10
26 27	3,4	INP200	non verificata	0,70	verificata	1,60
28 29	3,41	INP200	non verificata	0,53	verificata	2,26
30 31	3,34	INP200	verificata	1,18	verificata	3,29
32	1,48	INP180	scarica		scarica	
33 34	3,33	INP200	non verificata	0,67	verificata	2,13
35 36	3,37	INP200	non verificata	0,73	verificata	1,96
37	0,88	INP160	verificata	1,11	verificata	2,18
38 39	1,80	INP140	verificata	2,11	verificata	4,59

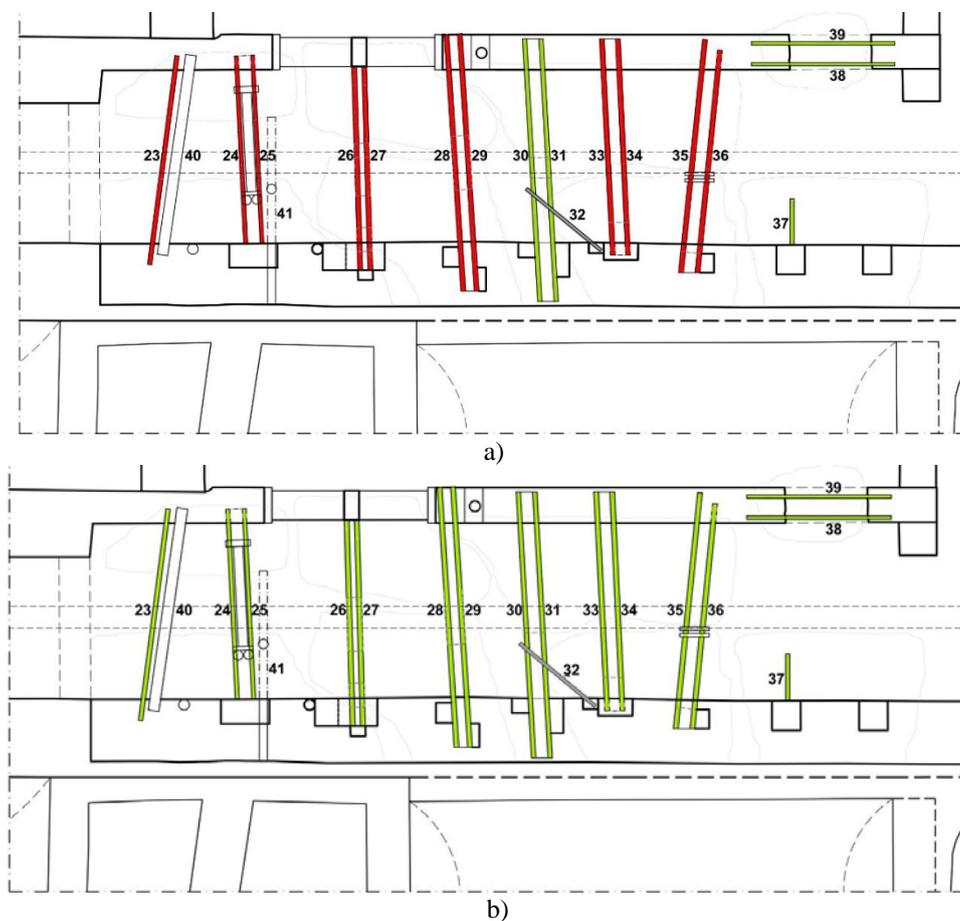


Figura 4.16 Restituzione grafica delle verifiche a flessione (a) e a taglio (b) delle travi della terza metà della Galleria.

Le verifiche sono state condotte allo SLU, in accordo alle NTC08. La verifica di sicurezza per i soli carichi statici ha evidenziato una situazione di possibile rischio, infatti: nella prima metà della *Galleria* 18 travi non risultano soddisfare la verifica a flessione e 4 travi non risultano verificate a taglio (Tabella 4.2, Fig. 4.15a,b); nella terza metà, invece, 11 travi non risultano verificate a flessione (Tabella 4.3, Fig. 4.16a,b).

Questi primi risultati, pertanto, supportano e avvalorano l'idea di dover ripensare l'intervento Carettoni, eliminando le strutture di sostegno in acciaio e legno e proponendo possibili soluzioni progettuali alternative per la risistemazione della volta della *Galleria*, secondo una più corretta interpretazione delle strutture del monumento, garantendo la sicurezza del monumento e dei visitatori che potranno tornare a fruire di questa parte del monumento.

4.4 Stato degli studi storici ed archeologici

La riesamina dei documenti bibliografici e d'archivio ha costituito una parte del lavoro di ricerca sul caso studio. Sono state passate in rassegna le principali fonti bibliografiche relative al monumento augusteo, con l'intento di riunificare in un'unica sede le posizioni degli studiosi e giungere ad una personale interpretazione dei luoghi, anche alla luce dello studio diretto sul monumento (rilievo, analisi e interpretazione del danno, modellazione, verifiche numeriche, ecc.).

Negli ultimi anni il complesso augusteo è stato oggetto di ricerche e pubblicazioni importanti, che hanno animato un vivace dibattito tra gli studiosi che spesso si sono trovati divisi nell'interpretazione delle evidenze archeologiche.



Figura 4.17 Foto storiche degli scavi Carettoni: estradosso della volta della “prima metà” della *Galleria* (a); volta della “terza metà” con l’estradosso ancora colmo di terra (b).

Fino al 2006 la produzione scientifica del Complesso Palatino era sostanzialmente inconsistente, sino a quando le studiose I. Iacopi e G. Tedone si occuparono di riesaminare le strutture monumentali

portate alla luce dai precedenti scavi Carettoni, fornendo - nella pubblicazione che ne scaturì (Iacopi *et al* 2006) - nuove puntualizzazioni sulla storia costruttiva della *Casa di Augusto*.

Le prime esplorazione sul colle risalgono agli anni compresi tra il 1865-1873, quando Pietro Rosa diede avvio alla campagna di scavo del complesso augusteo, rintracciando alcuni ambienti della casa dell'imperatore, il basamento di un Tempio, attribuito da lui erroneamente a Giove Vincitore, e parte delle "Biblioteche Augustee". L'archeologo interpretò tutti i resti rinvenuti come facenti parte di un grande santuario, secondo i modelli ellenistico-laziali del I secolo a.C. A queste prime esplorazioni seguirono quelle di Giacomo Boni nel 1921 e quelle di Alfonso Bartoli nel 1937, i quali aprirono la strada alle indagini di Gianfilippo Carettoni. Quest'ultimo eseguì scavi sistematici tra il 1956 e il 1984 in quell'area delimitata: a nord dalla "Casa di Livia", a ovest dalle "Scale Caci" e a est dalle Biblioteche domiziane. Il suo lavoro ha certamente posto le basi per nuovi studi interpretativi, iniziando a fare chiarezza sulle fasi dell'articolato complesso imperiale.



Figura 4.18 Foto storiche degli scavi Carettoni: la grande apertura monumentale di accesso alla zona del Tempio (a); la rampa di accesso sul lato della Casa prospiciente il Circo Massimo (b).

L'ultima pubblicazione dedicata al grande monumento imperiale (Tomei 2014) racchiude in un corposo volume gli appunti inediti di scavo di Gianfilippo Carettoni. Quest'ultimo, come già detto, esplorò tutti gli ambienti della Casa di Ottaviano, il Tempio che attribuì ad Apollo e i due peristili (orientale e occidentale) simmetrici rispetto alla struttura templare alla quale furono associati in un rapporto temporale di contemporaneità. Dalla lettura dei suoi scritti emerge che l'archeologo consideri il complesso delle costruzioni augustee attuazione di un piano urbanistico omogeneo, che stravolse l'assetto del colle con l'eliminazione di un intero quartiere di case private e con la rettifica del declivio del colle consistente nella realizzazione di due terrazzamenti posti ad un dislivello l'uno dall'altro di 9m (TAV.0) sui quali si articolavano le varie strutture. G. Carettoni stimò l'estensione

dell'abitato augusteo su una superficie di 350mq e una fronte di 50 metri. Al centro dell'area in posizione dominante era il Tempio di Apollo il quale era strettamente connesso alla casa imperiale distribuita sui due livelli terrazzati. I peristili occidentale e orientale erano invece messi in comunicazione da una *Galleria* (indicata nei suoi appunti proprio come “Galleria delle Volte crollate”) che Carettoni iniziò a scavare nell'aprile del 1978 (Fig. 4.17 a,b).

Il lato nord di questo corridoio coincideva con il muro di delimitazione meridionale del recinto sacro (*temenos*) ed era costruito con la tecnica dei blocchi di tufo squadrati. Era inoltre interrotto lungo la sua estensione da cinque aperture, di cui quella centrale costituì poco dopo il nuovo accesso monumentale al Tempio (Fig. 4.18 a). Quest'ultima, posta in asse rispetto al terrazzo superiore dell'edificio sacro, era inoltre servita da una rampa situata esternamente alla “Galleria” in direzione perpendicolare al suo sviluppo longitudinale e per la cui realizzazione fu necessario demolire una delle *domus* repubblicane che si affacciavano sulle pendici del colle (Fig. 4.18 b).

Carettoni attribuì tuttavia ad una età post augustea la costruzione della rampa di accesso al *temenos* e ritenne che il cessare della frequentazione dell'atrio sacro fosse da far coincidere sia con il rinterro in età domiziana di alcuni ambienti a ridosso del camminamento voltato, sia con la chiusura in mattoni laterizi della porta centrale della Galleria necessaria a contenere le terre (Fig. 4.18 a). Al momento dello scavo, infatti, le cinque aperture del corridoio furono rinvenute tamponate da pareti in opera laterizia, una delle quali recava un bollo laterizio di età augustea (Fig. 4.19 a,b,c).

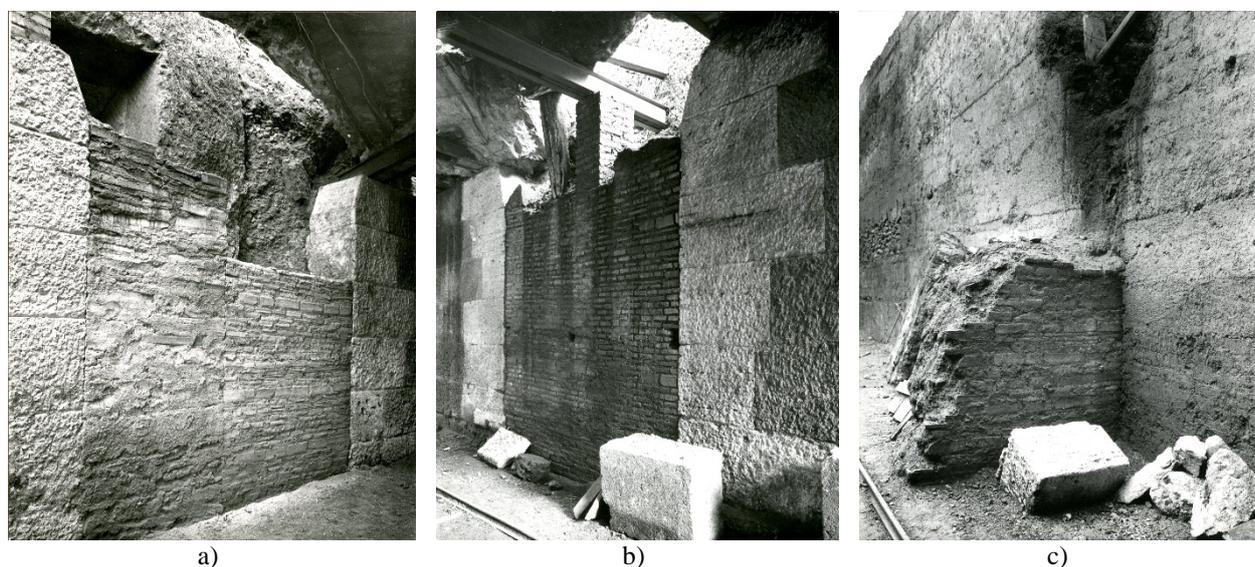


Figura 4.19 Foto storiche: aperture della *Galleria* tamponate (a,b); muratura in opera laterizia che obliterava lo sbocco della *Galleria* verso il Cortile delle Biblioteche.

La *Galleria*, invece, fu ritenuta dall'archeologo ancora efficiente almeno fino all'incendio del 64 a.C., poiché essa doveva costituire allora l'unico punto di comunicazione con l'esterno delle Biblioteche. Eppure, proseguendo nella lettura dei suoi appunti di scavo, l'archeologo afferma di aver rinvenuto a 3,50 metri circa dal piano della *Galleria* un pavimento in opera cementizia costituente

l'estradosso in piano della volta stessa del camminamento gettata su un sottostante riempimento. Quest'ultima affermazione creerebbe un "conflitto di funzioni", dal momento che la *Galleria* perderebbe il suo ruolo di collegamento prima dichiarato (*Galleria* con cinque aperture, presenza di una rampa all'esterno, punto di unione tra i due *Cortili* e le *Biblioteche*) e questo porterebbe a ritenere che la costruzione della volta così come giunta ai nostri giorni sia da collocare in una fase post-augustea e presumibilmente nella fase di rinterro di alcuni ambienti così come dall'archeologo stesso affermato.

Un'ulteriore *querelle*, ancora non del tutto risolta e oggetto di dibattito e di differenti tesi fra gli studiosi (Lugli 1946, Corbier 1992, Iacopi *et al.* 2006), è quella dell'attribuzione della *Biblioteca/Curia* dove Augusto riuniva il Senato. Durante le sue indagini, Carettoni ritenne di aver rinvenuto le "Biblioteche" di Augusto in quella serie di quattro locali coperti a volta, con elementi portanti in blocchi di tufo e posti ad una quota pari a meno 9 metri rispetto al piano del Tempio. Questi ambienti, disposti sul lato orientale di quel secondo peristilio che lo scavatore chiamò per l'appunto "Cortile delle Biblioteche", erano affiancati da vani di forma allungata nei quali, probabilmente, furono allocate rampe o scale per collegare il piano del cortile e quello degli estradossi delle volte di copertura di questi stessi locali (Fig. 4.20).

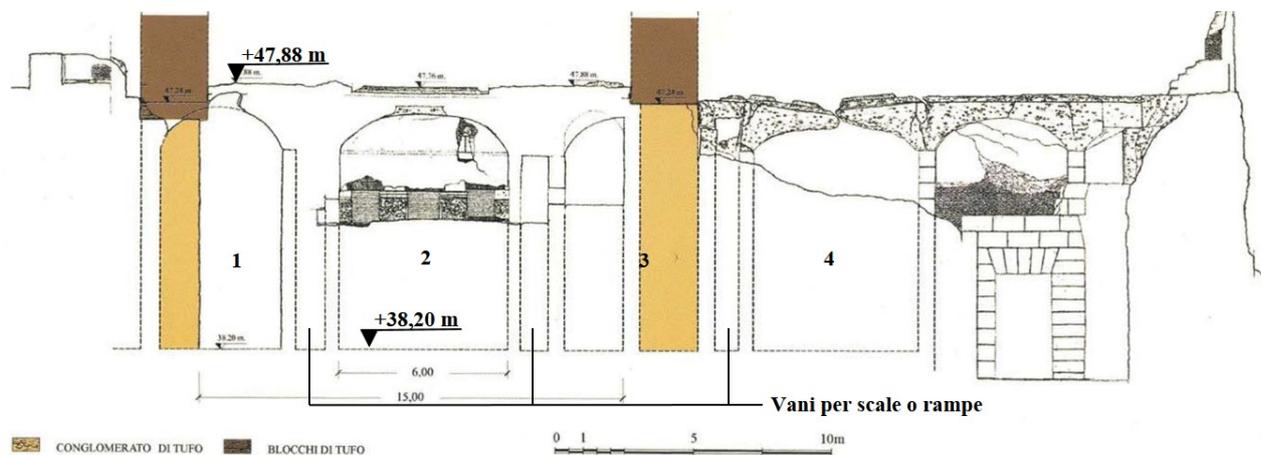


Figura 4.20 Sezione longitudinale degli ambienti prospicienti sul "Cortile delle Biblioteche": la numerazione da 1 a 4 indica i locali adibiti a *Curia* secondo l'ipotesi di Carettoni (immagine rielaborata da Iacopi *et al.* 2006).

Quando viene pubblicato "Bibliotheca e Porticus ad Apollinis" (Iacopi *et al.* 2006), gli appunti Carettoni non erano ancora stati divulgati e gli unici elementi di confronto scientifico erano alcuni articoli che l'archeologo aveva diffuso nel corso delle sue ricerche sulla *Casa di Augusto* (Carettoni 1963, 1966-67, 1978, 1983a, 1983b) e pochi scritti di altri studiosi che si erano occupati del monumento prima delle ricerche archeologiche antecedenti al '900.

Nella parte iniziale del summenzionato articolo, anche le due autrici mirano a localizzare l'aula o *locus* in cui Augusto riuniva il Senato, confutando l'ipotesi di Carettoni: i quattro ambienti - dall'archeologo identificati come luogo delle riunioni del Senato - non presentano, secondo le

studiose, i caratteri propri di un edificio monumentale e di siffatta importanza. Iacopi e Tedone sostengono, invece, di identificare la “Biblioteca ad Apollinis” - e quindi la “Curia” - nella grande aula absidata posta al di sopra dei primi due summenzionati locali, ad una quota di +47,88m s.l.m. (Fig.4.21). Di tale ambiente non permane alcun resto dell’elevato, ma soltanto elementi della struttura di fondazione, che comunque permettono di comprendere che essa era tripartita, lunga 18 metri (esclusa l’esedra) e larga 15 metri. Questo locale viene collocato temporalmente nella terza fase costruttiva del complesso augusteo, il quale, così come ritenuto dalle autrici, non è l’esito di un piano unitario, ma oggetto di modifiche sostanziali avvenute nel tempo (Tabella 4.4).

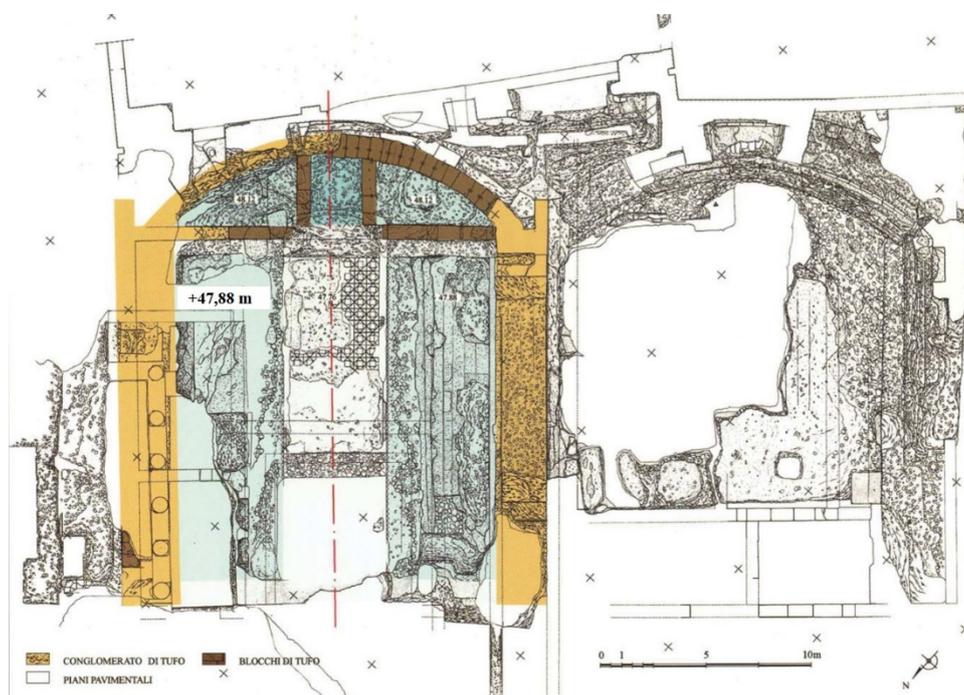


Figura 4.21 Pianta dell’aula absidata ritenuta luogo del Senato secondo l’ipotesi di Iacopi – Tedone (immagine tratta da Iacopi *et al.* 2006)

La prima fase costruttiva viene, infatti, fatta coincidere con l’acquisto della casa dell’oratore Ortensio da parte di Ottaviano (non ancora Augusto), nell’anno 42 a.C., il quale riorganizza la sua *domus* attorno ad una corte a peristilio (A1) con portico in tufo e strutture orizzontali lignee che dovevano consentire l’accesso al piano superiore (in particolare allo “Studiolo”); in quota, invece, dovevano aprirsi un grande *oecus* e il locale della “rampa” la quale metteva in comunicazione il terrazzo inferiore della casa coi livelli superiori.

Tabella 4.4: suddivisione temporale del complesso augusteo secondo Iacopi – Tedone.

I fase edilizia:	Casa ad un peristilio (portico in tufo)	42 a.C.
II fase edilizia:	Ampliamento: casa a due peristili con <i>Galleria</i>	36 a.C.
III fase edilizia:	Interro ed edificazione della “Casa-Santuario”	prima del 28 a.C.

La seconda fase edificatoria viene fatta iniziare nel 36 a.C., quando Ottaviano decise di ampliare la sua dimora, impostando un secondo peristilio (il “cortile delle Biblioteche”) verso oriente (B) e simmetrico al primo, che nel frattempo veniva completamente ridefinito. L’originario porticato della corte occidentale (A1) venne, infatti, sostituito da un nuovo portico a pilastri di travertino e piattebande in tufo (A2). Le autrici ritengono che i resti che di esso si conservano lungo il lato orientale (A2) ne denotano l’assoluta mancanza di rapporto o relazione organica coi locali che già si aprivano su questo lato del peristilio (*oecus*, rampa, ecc.), confermandone la sua attribuzione ad un secondo periodo costruttivo. A questa seconda fase, Iacopi e Tedone fanno risalire anche la costruzione del corridoio voltato necessario a collegare i due cortili. La presenza di uno spesso strato di selce e cocciopesto all’estradosso della Galleria ha lasciato credere che esso fosse predisposto a terrazzo scoperto e praticabile, a differenza delle contigue strutture della rampa e dell’*oecus*, che essendo privi di strati impermeabili, dovevano essere coperti a tetto.

La *Galleria*, inoltre, viene a segnare il limite del salto di quota degli strati geologici del tufo della collina e a tale salto corrispondono anche quei muri in opera reticolata, che con andamento diversificato da quello dell’impianto augusteo, sono stati ritenuti pertinenti alla *Domus Antonii* (Tav.0) la cui acquisizione consentì ad Augusto di ampliare ulteriormente la sua abitazione verso il fronte meridionale della collina. Su questo stesso lato venne aperto un ingresso monumentale alla casa attraverso un ampio vestibolo (Fig. 4.18b). Da quest’ultimo ambiente era possibile raggiungere probabilmente i locali dei settori settentrionali dell’abitazione, e quindi le autrici ritengono che tale accesso non fosse funzionale al *Tempio* (che ancora non era neppure stato costruito), ma esclusivamente all’abitazione. Le motivazioni che inducono Iacopi e Tedone a ritenere plausibile questa tesi sono: a) la mancanza di spazio necessario a realizzare una rampa o una scala verso il tempio visto il notevole dislivello (9 metri) e b) l’interferenza dei percorsi che si sarebbe creata tra le parti riservate agli occupanti della *domus* e quelle legate alle frequentazioni templari pubbliche. Le studiose ritengono, comunque, che il progetto di seconda fase non fu mai portato a compimento e conferma di ciò è il fatto che alcuni locali nella zona centrale della ristrutturata corte occidentale presentano un rivestimento marmoreo non ancora del tutto rifinito o ancora, l’assenza di finiture parietali o pavimentali sia nel portico del peristilio occidentale sia nella *Galleria* denuncerebbero un’interruzione improvvisa dei lavori.

La terza fase, infine, secondo le due autrici dell’articolo, sarebbe riconducibile ad un cambio di progetto dell’intero complesso, che venne trasformato in “Casa- Santuario” con: a) la costruzione del tempio dedicato ad Apollo (inaugurato nel 28 a.C.), b) la realizzazione di una vasta piazza ad esso connesso, l’“Area Apollinis”, e c) il trasferimento della dimora del Principe in posizione adiacente alla costruzione templare. Vennero, pertanto, eseguite tutta una serie di operazioni necessarie alle

nuove costruzioni realizzate sul terrazzo superiore, ora da Augusto decretato a luogo pubblico. La prima di tali iniziative consistette nel colmare per un'altezza di sette metri il dislivello di nove metri esistente tra i due terrazzi (inferiore e superiore), interrando lo spazio compreso tra la corte occidentale della casa e il cortile delle biblioteche. Il nuovo impianto, quindi, si impostò su una piattaforma sopraelevata realizzata mediante voltoni sostruttivi gettati su interro. Questo comportò: a) l'obliterazione dei locali posti alla quota del terrazzo inferiore⁵; b) la chiusura delle cinque aperture situate nella Galleria e lo sbocco di quest'ultima verso il cortile orientale fu pure ostruito con un muro in opera laterizia (Fig. 4.19a-c); c) la demolizione delle volte di alcuni locali (*oecus*, rampa, studiolo e di quelli simmetrici situati sul cortile orientale) perché avrebbero sopravanzato di due metri il calpestio dell'area del *Temenos*, che fu portata alla quota di più sette metri rispetto al livello del terrazzo inferiore; d) la costruzione di grossi pilastri (P) in reticolato e laterizio, la cui funzione era quella di portare le nuove soprastanti strutture ed e) l'edificazione di grossi muri (M) in opera cementizia di tufo che si rintracciano su tre lati dell'area del complesso santuarioale (un lato è proprio quello della Galleria). Questi ultimi suggeriscono alle studiosi di delineare l'andamento del "Portico delle Danaidi" che avrebbe, quindi, perimetrato l'area antistante il *Tempio di Apollo*, costituendo un rettangolo di 30 x 100 metri sul cui asse trasversale si trovava la costruzione templare e su quello longitudinale la *Biblioteca di Augusto*⁶.

Tabella 4.5: suddivisione temporale del complesso augusteo secondo Carandini – Bruno.

I periodo edilizio: la <i>domus</i>		
<i>I fase edilizia:</i>	Casa con un peristilio	prima metà del I sec. a.C.
<i>II fase edilizia:</i>	Ampliamento della <i>domus</i>	metà del I sec. a.C.
<i>III fase edilizia:</i>	Casa con due peristili, costruzione della <i>Galleria</i>	40 a.C. circa
II periodo edilizio: la <i>cesura</i>		36 - 28 a.C.
III periodo edilizio: il <i>santuario-palazzo</i>		28 - 17 a.C.

Gli autori del volume "Le case del potere nell'antica Roma" (Carandini *et al.* 2008) cercano di ricostruire l'insieme architettonico del complesso augusteo di cui tracciano un *excursus* edificatorio, individuando tre fondamentali periodi edilizi (Tabella 4.5). Il primo di essi è articolato a sua volta in tre momenti edilizi riguardanti esclusivamente l'evoluzione dell'abitazione imperiale: alla prima fase edilizia gli autori del volume fanno coincidere l'acquisto da parte di Ottaviano di due lotti sul Palatino, adiacenti le *Scalae Caci*, e su cui sorgeva la dimora di Ortensio che si apriva su un

⁵ Solo alcuni ambienti della precedente dimora privata rimasero accessibili dalle *Scalae Caci*, assumendo una destinazione d'uso più modesta.

⁶ L'identificazione del "Portico delle Danaidi" all'interno dell'area augustea è fortemente dibattuta da molti studiosi (Iacopi *et al.* 2006, Carandini *et al.* 2010, Pensabene *et al.* 2011).

quadriportico (peristilio occidentale) ad un solo ordine realizzato in opera quadrata di tufo dell'Aniene. La seconda fase edilizia ha una durata pari al tempo necessario ad Ottaviano ad acquisire altri lotti, almeno tre adiacenti a quelli dell'ex casa di Ortensio, per attuare il piano di ampliamento verso sud della sua dimora sul Palatino. Gli autori identificano in quella serie di vani in opera reticolata, disposti su due piani con andamento obliquo rispetto al profilo naturale del colle Palatino. Durante la terza fase, infine, l'abitazione si sviluppò attorno ad un grande atrio centrale e due peristili, identici, assiali e probabilmente a due ordini. Questa fase si distinse nettamente dalla prima, secondo i due studiosi, per l'utilizzo di una tecnica edilizia differente - cementizio e tufo dell'Aniene combinato al travertino - e per la presenza di pitture parietali. Secondo Carandini – Bruno il peristilio occidentale fu riservato prevalentemente alla vita privata, mentre quello meridionale (il cosiddetto “Cortile delle Biblioteche”) ai ricevimenti e agli incontri pubblici, data la sontuosità delle sale che qui si aprivano. A questo periodo fanno anche risalire la costruzione della *Galleria*, che assicurava il passaggio tra i due peristili, e al cui estradosso era un *ambulatio pensilis*, ossia un giardino pensile come potrebbe confermare la presenza delle *suspensurae* atte a creare un'intercapedine isolante per impedire all'umidità di penetrare e danneggiare l'intradosso della volta probabilmente affrescata⁷. Gli autori datano tra il 36 a.C. e il 28 a.C. l'interruzione di questo progetto di ampliamento e quindi l'inizio del secondo periodo edilizio (della *cesura*) durante la quale Augusto decise di dar vita ad un nuovo progetto organizzato su terrazzamenti digradanti verso il *Circo Massimo* e dotato di spazi sacri e residenziali. Per attuare tale idea, fu necessario rinforzare e tamponare alcune strutture esistenti e al piano inferiore edificare nuove fondazioni per la dimora che ora sarebbe sorta ad un livello più alto, al di sopra di uno strato di interro gettato sulle strutture esistenti.

Alle demolizioni e ad un parziale seppellimento della *domus* tardo-repubblicana seguì la costruzione (III periodo edilizio) di un nuovo complesso monumentale che, secondo Carandini-Bruno, venne fondato ad una quota di 8-9 metri superiore rispetto al piano interrato della precedente dimora imperiale, articolandosi su un dislivello che partendo da 48 metri s.l.m. digradava sino a 14 metri in corrispondenza dell'odierna Chiesa di Santa Anastasia a ridosso del *Circo Massimo* (Tav. 0). Il primo intervento costruttivo di questo periodo edilizio fu la gettata delle fondamenta nello spazio della *domus* abbandonata. In alcuni punti i muri della vecchia casa furono inglobati o usati come sponda alla gettata del conglomerato cementizio, operazione che venne eseguita quando la casa non era del tutto seppellita perché queste fondazioni, oltre a sostenere i nuovi edifici, dovevano contenere e imbrigliare il potente interro che si intendeva realizzare. Infatti, secondo gli autori, alcuni dei nuovi

⁷ Questa affermazione però è in contrasto con l'ipotesi di abbandono. Si ritiene pertanto improbabile che l'intradosso della *Galleria* fosse affrescata, anche perché gli stessi autori affermano che il progetto di ampliamento fu portato a termine per ciò che riguarda la costruzione delle murature, ma non per la parte decorativa.

muri in opera cementizia sono chiaramente strutture portanti, altri funzionali a far da sponda all'interro. Una volta terminata questa fase di costruzione della platea di fondazione si intraprese la costruzione del *Tempio di Apollo* con l'antistante zona del "Portico delle Danaidi", di cui si accettano i limiti identificati da Iacopi – Tedone, e della nuova residenza di Augusto.

A seguito di queste pubblicazioni, gli archeologi Pensabene-Gallicchio pubblicano una serie di articoli (Pensabene *et al.* 2011-2014) in cui in più punti si mette in discussione l'estensione dell'intero complesso Augusteo sino a quel momento ipotizzata e in particolare il limite del cosiddetto "Portico delle Danaidi", partendo proprio dall'analisi delle murature costituenti la *Galleria delle Volte Crollate*. Per tale motivo questi studi risultano, all'interno del lavoro di ricerca di Tesi, di particolare interesse. Gli autori accettano la lettura ormai consolidata di questo importante complesso edilizio come attuazione di un imponente progetto che ebbe come perno fondante il *Tempio di Apollo* e che fu frutto di ripensamenti e di sovrapposizione di strutture edificate in differenti epoche. Ciò che, invece, desta forti dubbi nei due archeologi è, come anticipato, la forma architettonica e la conseguente sistemazione del "Portico delle Danaidi". Infatti viene fatto notare che il muro "M" in conglomerato cementizio all'interno della *Galleria*, assunto come fondante per lo stilobate del colonnato del Portico, è sovrastato dalla volta a sesto ribassato del camminamento stesso (Fig. 4.22).



Figura 4.22 Porzione di volta della *Galleria* ancora alla quota d'imposta d'origine che scavalca il muro *M*.

Gli studiosi, quindi, ritengono che lo spesso muro *M* in realtà funga da ritegno per le masse spingenti dovute alla fase di rinterro di oltre sette metri che ha obliterato le fasi precedenti e che la *Galleria* sia da interpretare come parte dei vani di sostruzione voltati a sostegno della platea antistante il *Tempio di Apollo*. Tale sistema di ambienti sotterranei si avvale per il sostegno delle terre di alcune volte già esistenti, così come avvenne per la copertura ribassata della *Galleria*. Quest'ultima, infatti, si imposta a nord su muri in blocchi di tufo e travertino e verso sud su una muratura in *opus testaceum* la quale

si addossa alla fondazione *M*. Il progetto di innalzamento del nuovo complesso santuarioale avvenne, quindi, in parte attraverso un riempimento di terra e in parte attraverso sequenze di vani cavi.

Il sistema isolante di “suspensurae” all’estradosso della volta della *Galleria* e degli ambienti prospicienti il pendio del colle sarebbero da attribuire ad un sistema isolante funzionale ad un giardino pensile. Questa evidenza archeologica, in un successivo articolo, porta a riconsiderare la funzione della *Galleria*, non più ritenuta dai due studiosi vano di sostruzione colmo di terreno come gli ambienti più a monte, lasciando ipotizzare, invece, una sua frequentazione a servizio di altri vani della casa⁸.

Dalla lettura di tutte queste pubblicazioni è possibile concludere che gli studiosi giungono a due ipotesi sulla genesi architettonica della *Galleria*:

- 1) nel primo caso, essa sarebbe da considerare come opera di sostruzione voltata realizzata contro terra, a sostegno della platea antistante il *Tempio di Apollo*. Dal punto di vista strutturale sarebbe, dunque, un getto cementizio contro terra (anche detto “praticabile contro terra”) e in tal caso la sua stabilità sarebbe strettamente legata alla portanza del terreno sottostante;
- 2) nel secondo caso, invece, la *Galleria* sarebbe stata concepita come struttura voltata autoportante a sesto ribassato, la cui stabilità, in tal caso, sarebbe legata alle caratteristiche meccaniche del materiale costitutivo e alla sua forma geometrica.

La prima ipotesi sarebbe supportata, come detto, dal fatto che, quando Augusto mutò il progetto di ampliamento della sua *domus* a favore della realizzazione del complesso santuarioale, si decise di interrare tutte le strutture precedenti e di innalzare la quota di calpestio. La realizzazione della volta sarebbe, quindi, contemporanea alla costruzione di tutte quelle strutture di sostruzione a sostegno della platea antistante il *Tempio di Apollo*. Un altro elemento che farebbe ritenere la volta a sesto ribassato realizzata contro terra è il fatto che essa si imposta su strutture esistenti (quindi precedenti alla volta stessa) e differenti: verso sud, sui resti di una muratura in *opus testaceum* e, a monte, sui muri in opera quadrata di blocchi di tufo e travertino. Inoltre, la presenza all’interno della *Galleria* di un possente muro in opera cementizia (cosiddetto muro *M*, adiacente al muro in *opus testaceum* del lato sud) farebbe pensare ad una sua realizzazione in una fase che precede (seppur di poco) la costruzione della volta stessa proprio per contenere le spinte del terreno necessario a colmare il dislivello (Pensabene e Gallochio 2013); tale muro, in questo caso, non avrebbe alcuna funzione portante come alcuni studiosi pensano (Iacopi e Tedone 2006).

⁸ Questo ripensamento lascia irrisolto, pertanto, l’interrogativo sul ruolo svolto dal muro “M” all’interno della *Galleria*, che in tal caso perderebbe la sua funzione di sostegno delle terre durante i lavori di rinterro.

La seconda ipotesi, invece, vorrebbe che la *Galleria* fosse stata costruita come camminamento voltato che collegava il peristilio occidentale della *domus* con quello orientale e con le strutture delle *Biblioteche* che qui prospettavano. In questa sede, sembra che tale ipotesi sia da ritenersi valida per diversi motivi. Infatti, dal rilievo dei blocchi di volta è emersa in più punti la presenza al suo intradosso delle tracce di tavole lignee che probabilmente funsero da centina al momento del suo getto (Fig.4.23 a). Questo importantissimo elemento ci permette di escludere quasi con certezza che la *Galleria* non fosse un vano di sostruzione colmo di terreno (anche perché non avrebbe avuto senso costruire la centina se la volta doveva essere gettata sul terreno di riempimento) e di affermare che essa sia stata progettata come collegamento tra i due peristili, i quali non avrebbero avuto modo di esser messi in comunicazione. Inoltre la volta a sesto ribassato di uno degli ambienti prospettanti sul “Cortile delle Biblioteche” (Fig. 4.23 b) presenta una similitudine materica nonché geometrica con la volta della nostra *Galleria* e questo farebbe ritenere contemporanei i due ambienti, avvalorando l’ipotesi dei due cortili, orientale e occidentale, collegati da un corridoio voltato e appartenenti alla medesima fase progettuale.



Figura 4.23 Porzione di volta in cui sono ancora visibili le tracce delle tavole della centina (a); volta ribassata di uno degli ambienti prospiciente il “Cortile delle Biblioteche” (b).

Inoltre, il cambio di curvatura della volta, a metà del suo sviluppo longitudinale, sembrerebbe da motivarsi con l’apertura sul muro sud della *Galleria* di un ingresso monumentale alla *domus* imperiale. Ancora una volta questa evidenza materica porta a convalidare la tesi della *Galleria* costruita in una fase antecedente a quella di interro e di cesura della dimora di Ottaviano. Infine, sembra corretto pensare che, durante la fase di seppellimento degli ambienti del Terrazzo Inferiore, la *Galleria* avesse mantenuto il suo ruolo di collegamento tra i Peristili, scampando - proprio per la sua funzione essenziale - alla demolizione delle volte operata sugli ambienti adiacenti.

Tuttavia quale ruolo svolgesse il possente muro *M* rimane ancora un quesito a cui porre risposta.

Nel paragrafo 4.6, queste considerazioni sono state supportate da calcoli numerici, al fine di chiarire le cause che hanno portato al crollo della volta e di rispondere ai seguenti quesiti:

- 1) Il crollo della volta è attribuibile alla sua stessa forma geometrica, ossia al fatto che fosse ribassata?
- 2) Il crollo della volta è attribuibile al peso del riempimento soprastante, che celava le strutture fino al momento dello scavo e pertanto non previsto nel progetto originario, provocandone il collasso in condizioni statiche o sismiche?
- 3) Il collasso della volta è riconducibile alla sottrazione illegale dei blocchi di tufo e di travertino del muro di imposta del lato nord, pratica questa diffusa nel medioevo su tutto il Palatino?

4.5 Stato dell'arte e principali orientamenti scientifici sullo studio delle strutture ad arco e voltate

Sin dal XV secolo, sono stati sviluppati diversi studi sull'analisi strutturale delle volte, ma le prime teorie sulla statica degli archi, delle volte e delle cupole per la valutazione del loro grado di sicurezza risale al XVIII secolo, durante il quale la ricerca si muove fondamentalmente in due direzioni: a) la prima mira a definire la migliore "figura" delle volte; b) la seconda a caratterizzare i meccanismi di rottura.

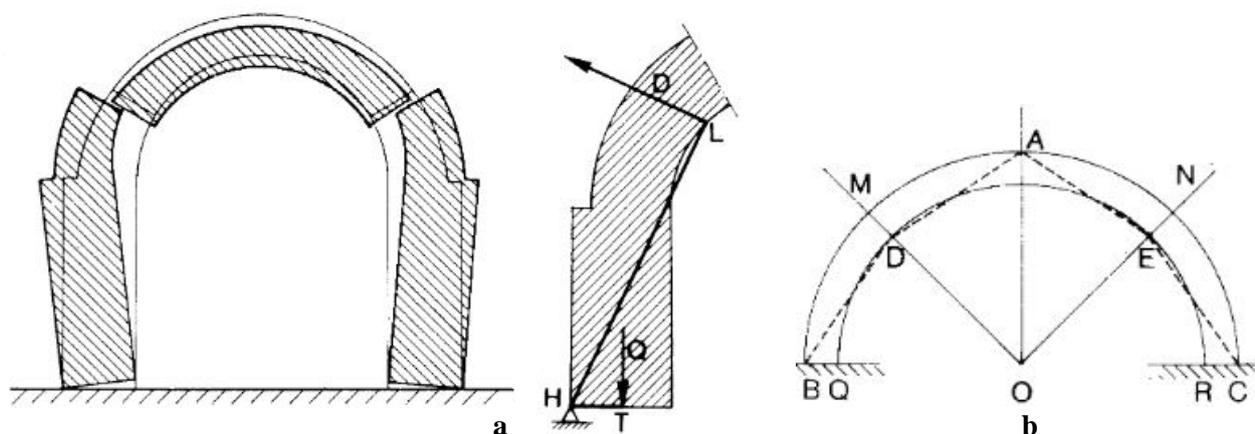


Figura 4.24 Meccanismo di rottura secondo *de La Hire* (a); Couplet: studio dello spessore minimo dell'arco (b).

Relativamente a quest'ultimo punto, fu importante, ad esempio, il contributo di De La Hire (de La Hire 1730,1731) che per primo ha utilizzato la costruzione del poligono funicolare nell'analisi statica degli archi trattati per l'appunto come una fune, la quale rovesciata definisce la forma dell'arco i cui elementi sono compressi e non tesi. Le ipotesi alla base del suo modello sono l'assenza di deformabilità e di attrito (vero limite della sua teoria). Per il meccanismo di rottura propone che: 1) la volta si lesioni simmetricamente in una sezione intermedia, pari a 45° , fra l'imposta e la chiave, individuano così tre corpi rigidi, in cui i conci restano uniti eccetto che nelle zone di sconnessione; 2) la spinta venga applicata al lembo inferiore del giunto di rottura (Fig. 4.24 a).

Couplet (Couplet 1731,1732), invece, a partire dagli studi di de La Hire, introdusse il concetto di cerniera di rotazione come condizione per la frattura, proponendo un meccanismo di rottura flessionale dell'arco a cinque cerniere, formanti un sistema di leve articolate all'estradosso in chiave e all'imposta e all'intradosso in posizione rialzata a 45° rispetto all'orizzontale. Inoltre propone lo "spessore minimo" dell'arco cioè quello in grado di garantire che la relativa curva delle pressioni sia ivi contenuta. Pertanto, il rapporto tra lo spessore e il raggio interno non può ridursi oltre un certo valore "minimo (Fig. 4.24 b).

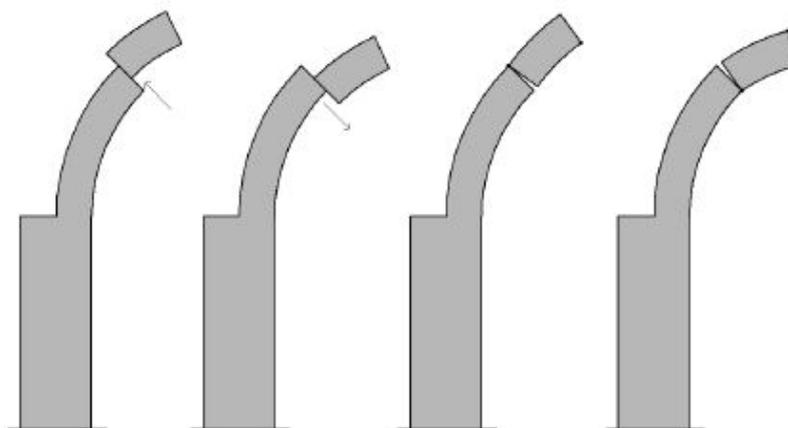


Figura 4.25 Meccanismi di rottura ipotizzati da Coulomb.

Un ulteriore passo in avanti nella ricerca di questo secolo fu fatto da Coulomb (Coulomb 1776) che basò i suoi studi sulla ricerca del *coefficiente di sicurezza al collasso*, introducendo inoltre le condizioni di attrito e di coesione tra i blocchi. Sviluppò, inoltre, un metodo di analisi per la determinazione dei meccanismi di rottura, di cui ipotizzò quattro forme, e del relativo valore della spinta orizzontale in chiave variabile con l'angolo di rottura dei giunti alle reni (Fig. 4.25).

Durante il XIX secolo, a partire da Navier, particolare attenzione fu posta alla resistenza dei materiali per cercare di determinare i punti di applicazione delle forze risultanti in chiave e nei punti di frattura. H. Moseley introdusse il principio della "minima resistenza" alla statica degli archi osservando che tra tutte le linee di resistenza tracciabili a partire da un punto generico della sezione in chiave Aa , quella vera, passante per l'estradosso in a e tangente all'intradosso in M , rende minimo il valore della spinta orizzontale P (Fig. 4.26a).

Sempre nell'Ottocento, gli studi sulla ricerca della "curva delle pressioni" costituirono uno dei momenti più significativi della ricerca scientifica di tale periodo relativa alla stabilità degli archi e delle volte. F. J. Gerstner introdusse per la prima volta la nozione di "linea di resistenza" e di "linea di pressione".

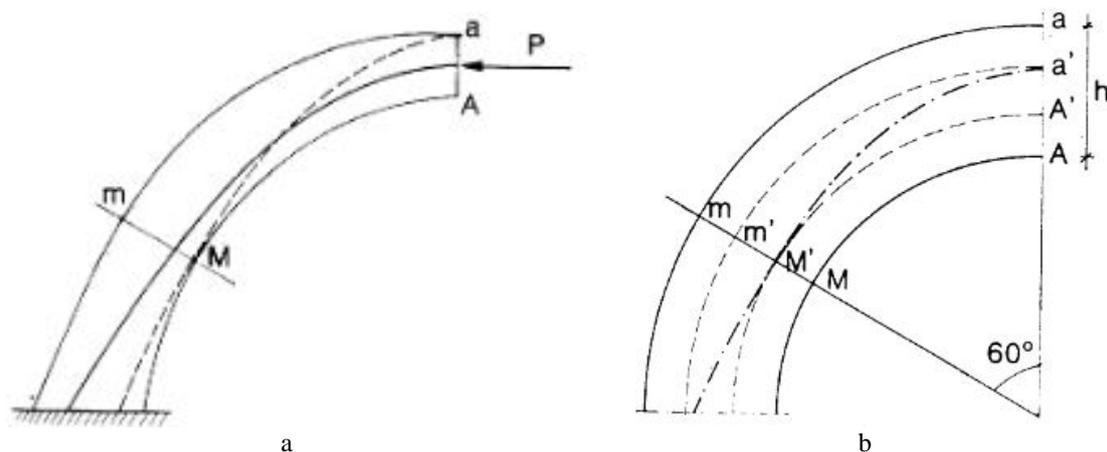


Figura 4.26 Moseley: principio della “minima resistenza” (a); Mery: curva delle pressioni (b).

Egli stabilì che affinché l'equilibrio sia possibile, è necessario che la linea di resistenza passi all'interno dell'arco. Se essa interseca l'estradosso sotto un certo angolo, la rottura è immediata nella regione corrispondente; se essa invece è tangente a uno dei bordi, la rotazione dei conci è imminente e corrisponde allo stato di equilibrio “limite” che solo una resistenza infinita del materiale potrebbe sostenere. Lo studioso, inoltre, si rese conto che era possibile tracciare infinite linee di pressioni passanti per i diversi punti della chiave e tangenti ai diversi punti delle reni tutte soddisfacenti le condizioni di equilibrio. Il problema quindi si rivelò essere nella scelta della “vera” curva delle pressioni. A tale quesito l'autore non riuscì a dare risposta corretta, introducendo numerose altre ipotesi che si rivelarono del tutto arbitrarie.

Con l'evolversi della teoria dell'elasticità, lo studio dell'equilibrio dell'arco venne effettuato assumendo il materiale omogeneo, isotropo e non resistente a trazione.

Il problema della determinazione del regime statico di un arco venne risolto da Mery (Mery 1840) che introdusse i primi studi sulla curva delle pressioni. In particolare egli propose un metodo di verifica grafica degli archi, ancora oggi ampiamente usato. Il valore della spinta dell'arco è determinato nell'ipotesi che siano assenti, in ogni sezione dell'arco, tensioni di trazione. Ciò significa che la curva delle pressioni sarà sempre interna alla zona definita dalle curve congiungenti rispettivamente i vertici superiori e inferiori del nocciolo centrale d'inerzia di ogni sezione trasversale. Tali curve corrono ad una distanza sia all'intradosso che all'estradosso pari a un terzo dell'altezza h (Fig. 4.26 b). Tra tutte le curve delle pressioni interne alla “striscia” così delimitata, cui si dà il nome di “terzo medio”, Méry consiglia di assumere quella che passa in chiave per l'estremo superiore del terzo medio e quella passante alle reni per l'estremo inferiore del terzo medio nel “giunto di rottura”, che è inclinato di 60° negli archi a tutto sesto, mentre è all'imposta negli archi ribassati. In tal modo, la curva delle pressioni è pienamente determinata e per tracciarla è necessaria una semplice costruzione geometrica, mediante la costruzione del poligono funicolare delle forze

(peso proprio e sovraccarichi). Una volta determinata la curva delle pressioni, si è in grado di effettuare le verifiche di resistenza delle sezioni dell'arco e di stabilità delle spalle.

Nel 1867 Winkler riuscì a dimostrare che il “principio di minimo” introdotto da Moseley poteva essere dedotto in una rinnovata formulazione, quale conseguenza dei teoremi di minimo caratteristici della teoria elastica, sostenendo che tra tutte le curve di pressione che si possono costruire per i carichi agenti, quella vera è tale da discostarsi il meno possibile in media dalla linea d'asse dell'arco.

Parallelamente agli studi intorno alla “curva delle pressioni”, il problema della stabilità degli archi fu trattato anche dal punto di vista dell’”ottimizzazione strutturale”, ossia della maggior stabilità della struttura col minimo impiego di materiale. Tali indagini portarono a due differenti approcci: il primo consistette nella determinazione della linea dei carichi, facendo coincidere l'asse dell'arco con la funicolare degli stessi; il secondo si basò sulla ricerca di un profilo ottimale dell'arco che permettesse una coincidenza tra l'asse geometrico e la curva di equilibrio nelle condizioni di carico noto.

In tempi più recenti, sono stati sviluppati diversi metodi di analisi e di verifica allo scopo di definire la sicurezza degli archi e delle volte. Gli studi più significativi formulati nel corso degli ultimi anni comprendono: 1) la teoria della plasticità e l'analisi limite applicata alle strutture murarie (Heyman 1996 1982; Monti et al 2013; Tomasoni 2015); 2) la teoria della membrana, che tiene conto degli effetti tridimensionali (Flügge 1973); 3) l'analisi delle volte attraverso la modellazione agli elementi finiti secondo un approccio "discreto" o "continuo" (Lourenço 2002; Roca *et al.* 2010). In particolare, il metodo dell'analisi limite è risultato uno delle più potenti tecniche di pratica ingegneristica, grazie al compromesso tra relativa semplicità e precisione di previsione. In una fase preliminare, questo metodo sembra lo strumento più adeguato ed efficace per verificare le strutture qui analizzate.

4.6 Probabili cause del crollo

La volta della *Galleria* nelle sue condizioni antecedenti il crollo è stata verificata sia per carichi statici che sismici, mediante semplici modelli meccanici al fine di ottenere una rapida e preliminare stima della sua sicurezza.

L'analisi critica del danno è stata un valido strumento di indirizzo sia delle opere di restauro che delle successive scelte progettuali. In generale, comprendere le cause che hanno portato al crollo una struttura può evitare di riproporre errori progettuali commessi in passato e può indirizzare al meglio la progettazione dell'intervento.

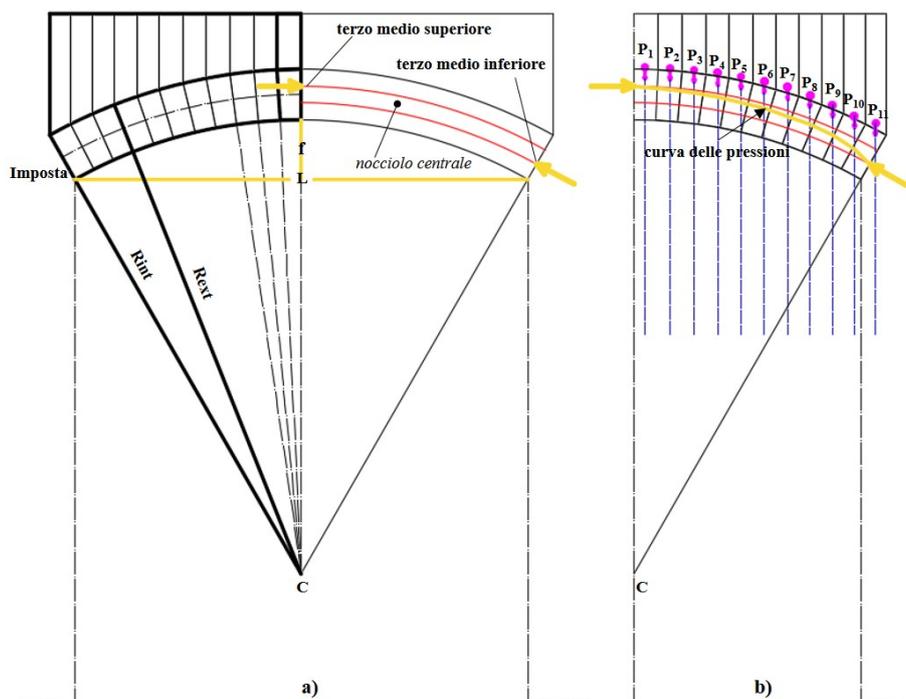


Figura 4.27 Schema della volta (a) e discretizzazione in blocchi della parte strutturale della volta e del soprastante riempimento (b).

Carichi statici

La verifica della volta in presenza di carichi statici è stata svolta usando il poligono delle successive risultanti (o *metodo di Mery*) (Mery 1840), verificando che la curva delle pressioni, per una configurazione di carico uniformemente distribuito (peso proprio più riempimento), sia tutta contenuta all'interno del terzo medio. In tal caso l'arco risulterebbe soddisfare la verifica statica secondo quanto stabilito da Mery. Tale metodo è stato tradotto in formulazioni analitiche e implementato in un semplice programma di calcolo (MATLAB[®]) (*cf.* Ch4, Allegato 4.6).

Si è analizzata una porzione di volta di profondità 1m, la quale – insieme al corrispondente riempimento – è stata discretizzata in un numero sufficiente di blocchi, di cui sono stati calcolati i relativi parametri (volume, peso, coordinate baricentriche ecc.) (Fig. 4.27 a,b).

La verifica mostra che la curva delle pressioni è interamente contenuta all'interno del terzo medio (Fig. 4.28 a). Tuttavia questo risultato non è abbastanza affidabile per trarre conclusioni certe sulla sicurezza della volta, poiché in effetti il modello presenta un "limite". Infatti, poiché impone il passaggio della spinta risultante in chiave per l'estremo superiore del terzo medio e per il terzo medio inferiore all'imposta, essa finisce col fornire, per carichi distribuiti statici e per qualunque condizione geometrica al contorno, una curva delle pressioni che risulta sempre contenuta nel nucleo centrale dell'arco. Pertanto, tale risultato potrebbe essere fuorviante ai fini della definizione della sicurezza della struttura analizzata.

Questa verifica, inoltre, assicura che per la configurazione di carico considerata la struttura è in equilibrio, ma non fornisce indicazioni sullo stato di sforzo interno delle sezioni, né permette di definire il margine di sicurezza della struttura stessa. Pertanto sono state eseguite delle verifiche a sforzo normale in corrispondenza di quelle sezioni dell'arco in cui la risultante dei pesi verticali, dovuta sia al peso proprio che al riempimento, si combina con la spinta orizzontale applicata in chiave (Fig. 4.28 b, Fig. 4.29).

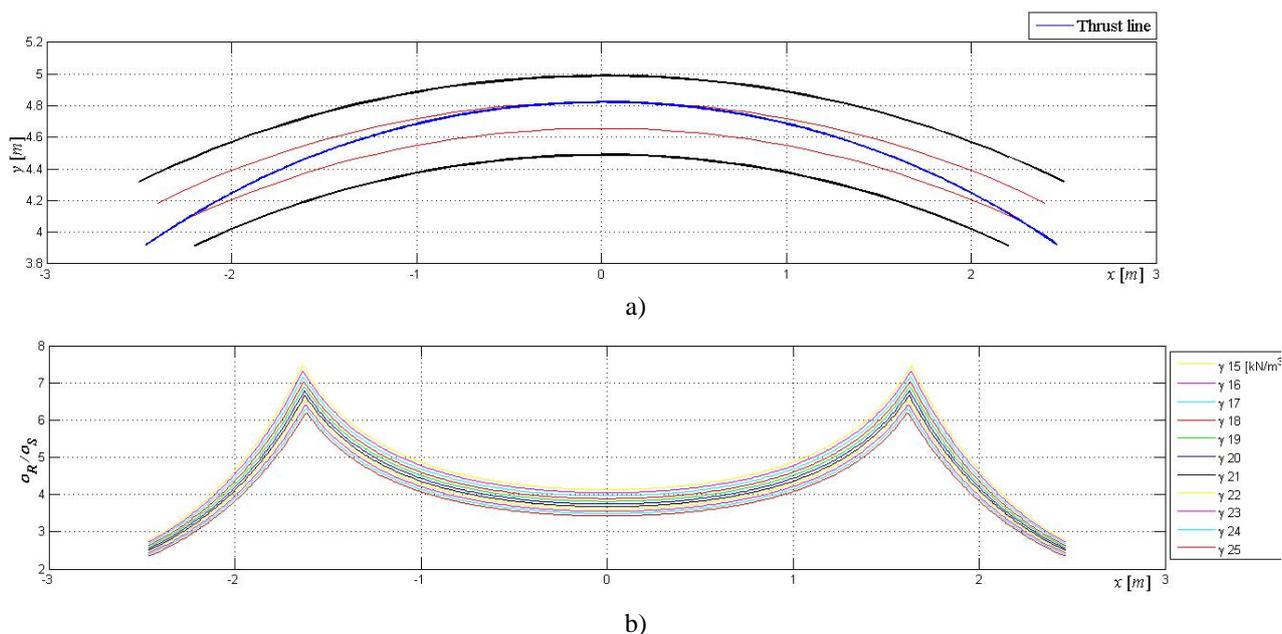


Figura 4.28 Analisi statica: curva delle pressioni (a); andamento del rapporto resistenza a compressione della muratura e domanda (b).

Per le proprietà meccaniche del materiale costitutivo (*opus caementicium* con scapoli di tufo) è stata assunta una resistenza a compressione della muratura pari a $\sigma_R = 140.0 \text{ N/cm}^2$ (Circolare Esplicativa n°617). L'andamento del rapporto tra la resistenza a compressione della muratura e la domanda, in termini di σ_R/σ_S , lungo la lunghezza dell'arco è plottato in Fig. 4.28 b.

Come è possibile osservare dal grafico (Fig. 28b), l'andamento del rapporto σ_R/σ_S , che è stato graficizzato per differenti valori del peso specifico della muratura e del riempimento ($15.0 \leq \gamma_m \leq 25.0 \text{ kN/m}^3$), varia lungo l'arco da un valore minimo pari a 2.50 ad un valore massimo pari a 7.20. Va notato, inoltre, che tale *trend* è caratterizzato da un punto di singolarità cui corrisponde un cambio dell'andamento della curva all'avvicinarsi alle imposte. Tale variazione è dovuta al cambio di segno dell'eccentricità della linea delle pressioni rispetto alla linea mediana dell'arco (Fig. 4.28 b).

Tutte queste analisi permettono di affermare che la volta della *Galleria delle Volte Crollate* è stata correttamente progettata per sopportare i carichi gravitazionali a cui era soggetta.

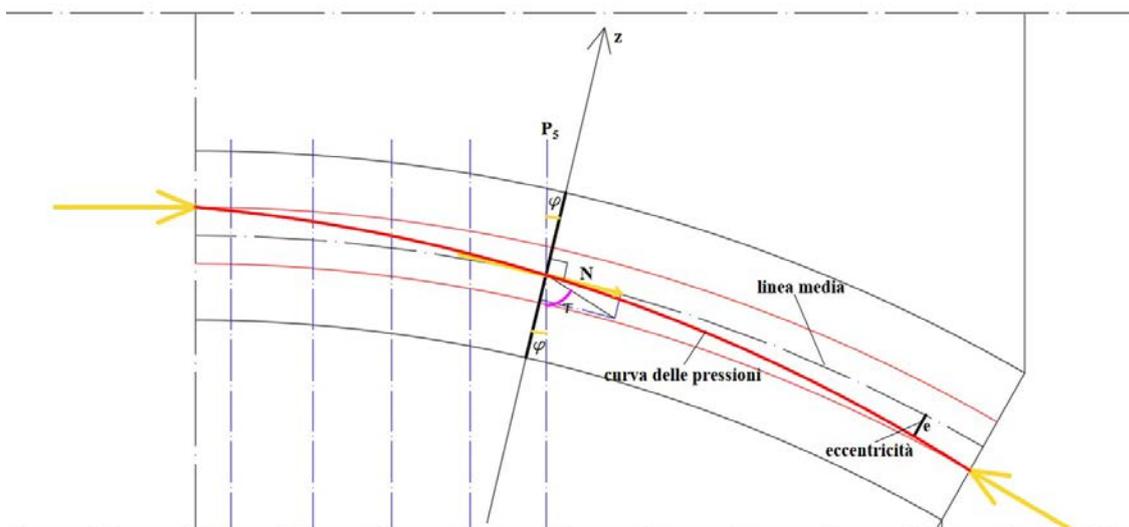


Figura 4.29 Verifica delle sezioni: schema della componente normale (N) lungo la sezione trasversale.

Carichi sismici

La verifica sotto carichi sismici è stata effettuata mediante il metodo di analisi dell'Equilibrio Limite, assumendo un meccanismo di collasso a quattro cerniere che suddivide l'arco in tre blocchi rigidi (I, II e III in Fig. 4.30). Tale modello meccanico labile ha un grado di libertà corrispondente alla rotazione θ_1 verso il basso del blocco $\overline{C_1C_2}$; le rotazioni dei rimanenti due blocchi θ_2 e θ_3 , attorno al loro centro di istantanea rotazione, sono invece cinematicamente dipendenti da θ_1 . Il meccanismo di collasso dovuto all'azione sismica diretta verso destra è rappresentato in Fig. 4.30.

Per la ricerca della configurazione di collasso più probabile, coerente con il meccanismo di danno ipotizzato, sono state fatte le seguenti ipotesi di vincolo:

- 1) che siano presi in considerazione solo quei casi in cui le porzioni d'arco sono contenute in un angolo di apertura maggiore o uguale a 15° ;
- 2) che la prima cerniera C_1 sia situata a una distanza compresa tra l'imposta di sinistra e $0.05 L$;
- 3) che la quarta cerniera C_4 sia situata all'imposta destra.

La procedura si avvale, inoltre, del modello costitutivo per la muratura basato sulle ipotesi di:

- 1) infinita resistenza compressione della muratura,
- 2) resistenza a trazione nulla e
- 3) impossibilità di scorrimento tra i conci (ad esempio, attrito infinito lungo le interfacce degli scapoli irregolari di tufo e la malta).

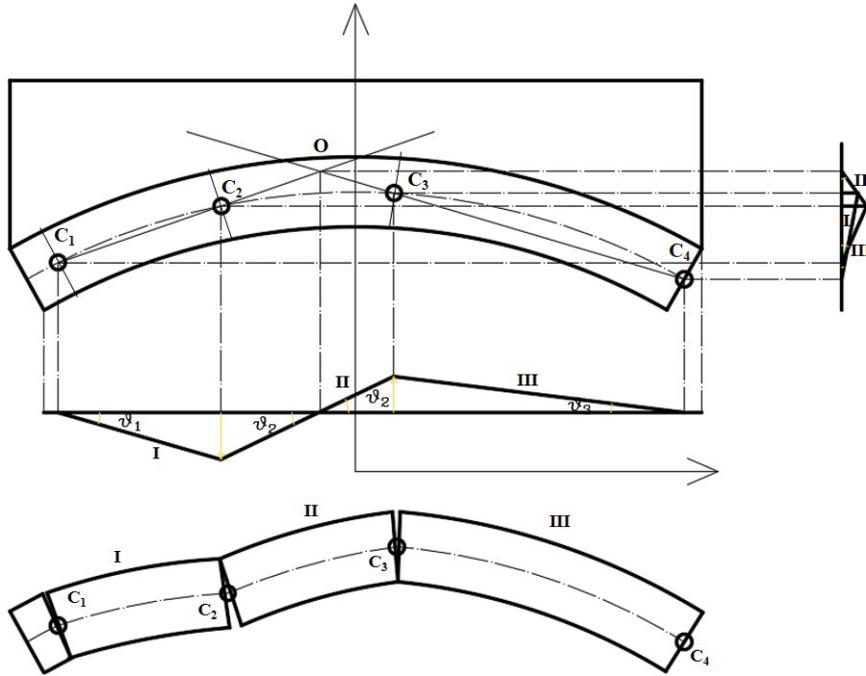


Figura 4.30 Analisi sismica: meccanismo di collasso ipotizzato.

La forza sismica orizzontale che attiva il meccanismo di ribaltamento è stata definita attraverso il moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 , rapporto tra il lavoro delle forze stabilizzanti e il lavoro delle forze ribaltanti, in accordo al Principio dei Lavori Virtuali (Circolare Esplicativa n°617):

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_{z,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot d_{z,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \cdot d_{y,i} = L_{fi} \quad (4.1)$$

$$\alpha_0 \cdot L_{ovrt} = L_{stab} \quad (4.2)$$

dove:

P_i è il peso proprio dell' i -esimo blocco rigido,

P_j è il peso del riempimento,

$d_{z,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione P_j ,

$d_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione P_i ,

L_{fi} è il lavoro delle forze interne.

Va notato che quando gli spostamenti verticali sono diretti verso il basso, questi contribuiscono positivamente al lavoro ribaltante (L_{ovrt}) e viceversa (L_{stab}).

Il valore a_R dell'accelerazione sismica spettrale è stata valutata con la seguente espressione (Circolare Esplicativa n°617):

$$a_R = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot CF} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{M^* \cdot CF} \quad (4.3)$$

dove:

CF è il fattore di confidenza, funzione del Livello di Conoscenza (LC),

g è l'accelerazione di gravità e

M^* è la massa partecipante, che può essere calcolata con l'espressione (Circolare Esplicativa n°617):

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot d_{z,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot d_{z,i}^2} \quad (4.4)$$

L'accelerazione di domanda a_D è stata assunta pari al valore dell'accelerazione costante di *plateau* dello spettro di risposta caratteristico di sito (Fig. 4.31 and Tabella 6), in accordo a quanto prescritto dalle NTC-08 per i quattro stati limite: *SLO* (con $T_R = 30$ anni), *SLD* (con $T_R = 50$ anni), *SLV* (con $T_R = 475$ anni) e *SLC* (con $T_R = 975$ anni).

Tabella 4.6: Parametri sismici

	ag [g]	Fo	Tc*[s]	Ss	Cc	St
SLO	0.043	2.539	0.256	1	1	1.4
SLD	0.055	2.502	0.269	1	1	1.4
SLV	0.121	2.630	0.293	1	1	1.4
SLC	0.152	2.615	0.301	1	1	1.4

Il rapporto capacità/domanda è stato calcolato come segue:

$$\rho = \frac{a_R}{a_D} \quad (4.5)$$

Nella ricerca del minimo valore del moltiplicatore di collasso, sono state analizzate tutte le possibili configurazioni di collasso in accordo con le ipotesi di vincolo di partenza. Nel far questo, il rapporto tra la quantità positiva del lavoro stabilizzante L_{stab} , in caso di spostamento verticale con direzione opposta al relativo carico dei pesi $sign d_{y,i} \neq sign P_i$ (), e il valore negativo del lavoro stabilizzazione, nel caso di spostamento verticale con la stessa direzione del relativo carico ($sign d_{y,i} = sign P_i$), varia quasi con continuità. In questo modo, il moltiplicatore di collasso può anche assumere valori negativi o valori positivi molto bassi. Questi casi sono stati scartati perché non hanno significato fisico mentre la quantità di valori positivi sono stati analizzati in termini statistici (Fig. 4.32). Infatti, assumendo il minimo valore di α_0 si otterrebbe un risultato eccessivamente conservativo.

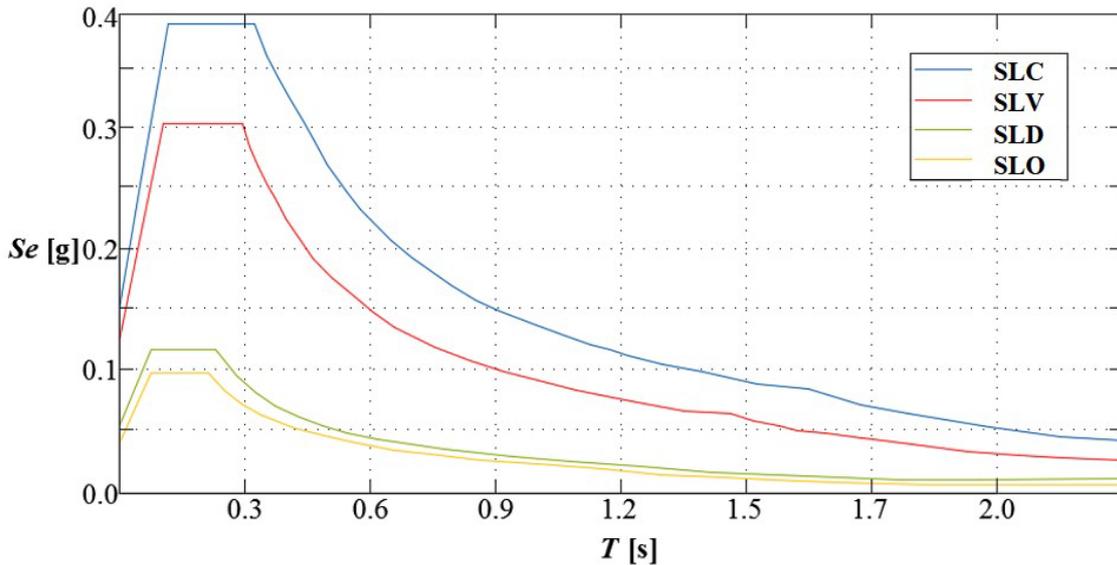


Figura 4.31 Confronto tra i vari spettri di risposta.

Per ciascuno degli stati limite analizzati, è stata determinata una distribuzione normale della densità di probabilità ed è stato calcolato il relativo valore della probabilità di realizzazione dello SL, condizionato al valore dato dell'accelerazioni di picco, così come segue:

$$\Pr[\rho \leq 1.0 | a_g(LS)] = \int_0^1 DPr \cdot d\rho \quad (4.6)$$

in cui DPr è la funzione della densità di probabilità.

I risultati sono plottati in Fig. 4.32 e, come si può osservare, la probabilità di collasso per i vari stati limite è pari al: 18% per lo SLO, 25% allo SLD, al 74% allo SLV e 86% allo SLC. Questi valori permettono di affermare che la volta, nella sua forma originale e per le condizioni di carico di partenza, non era sicura nei confronti dei carichi sismici. È possibile, pertanto, concludere che la volta sia crollata a causa di un terremoto.

Le analisi numeriche avvalorerebbero, inoltre, l'ipotesi che la volta della *Galleria* sia stata concepita come autoportante, smentendo così la tesi che essa sia stata ottenuta semplicemente come getto contro-terra. Inoltre, come già detto, anche l'evidenza materica delle tracce delle assi di legno ancora visibili all'intradosso delle porzioni di volta rimanenti, costituiscono un'ulteriore indizio a conferma di questa teoria.

Alla luce delle suddette considerazioni, si può concludere che la volta, anche se concepita intenzionalmente come struttura autoportante, potesse essere affetta da difetti di progettazione macroscopici e pertanto non in grado di resistere ai carichi sismici, crollando molto probabilmente a causa di un terremoto.

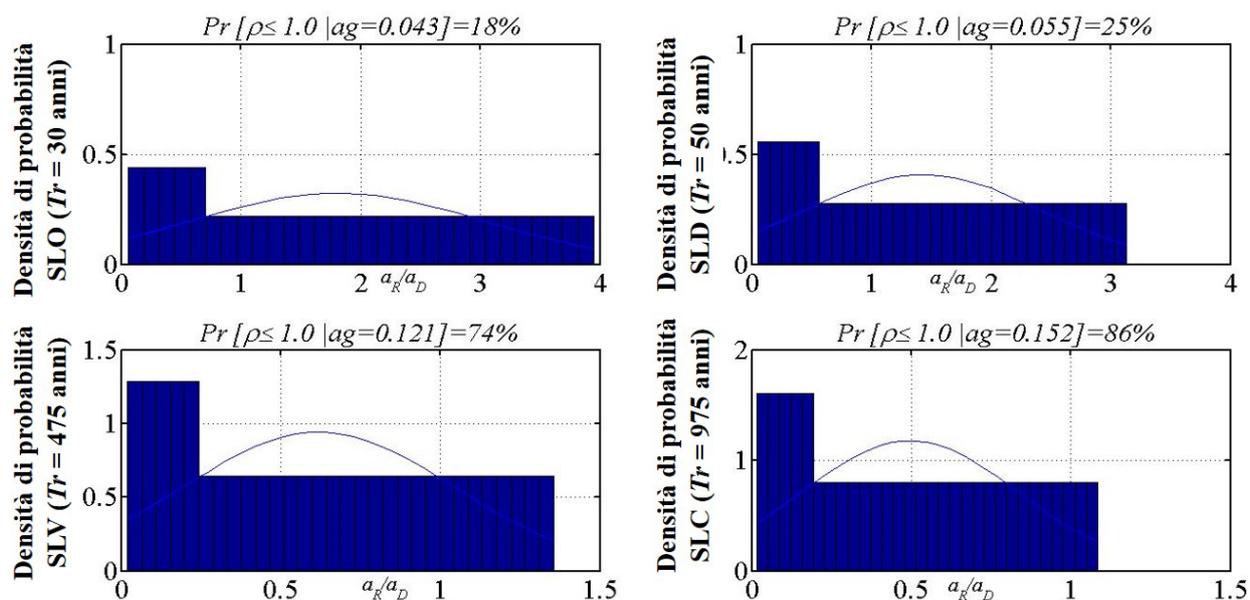


Figura 4.32 Densità di probabilità del rapporto capacità/domanda per i differenti Stati Limite.

4.7 Studi preliminari di soluzioni alternative e strategie di *retrofitting*

In questo paragrafo, sono state valutate diverse e alternative soluzioni progettuali di restauro della volta della *Galleria*.

I principali obiettivi che in fase progettuale si intendono perseguire sono:

- 1) rendere la Galleria fruibile al pubblico;
- 2) ricreare la superficie di intradosso secondo l'originaria forma;
- 3) incrementare la sicurezza del monumento sia per i carichi statici che sismici;
- 4) organizzare il cantiere con accuratezza e precisione, tenendo presente la particolarità del contesto in cui si opera;
- 5) apportare il minor disturbo possibile alle murature laterali di sostegno della futura struttura voltata e alle strutture sottostanti, sino alla quota delle fondazioni; queste ultime vanno ancora scavate e indagate.

Di ogni soluzione sono stati individuati i vantaggi e gli svantaggi in termini di: a) reversibilità dell'intervento, b) minimo "disturbo" arrecato alle sottostrutture antiche, c) fattibilità e d) sicurezza. Per ciascuna di esse, inoltre, sono state individuate tutte le fasi di costruzione le quali successivamente sono state anche quantificate economicamente (*cfr.* Ch4, Allegato 4.7).

4.7.1 Prima soluzione progettuale

Ricostruzione in muratura della volta con sollevamento localizzato e riposizionamento dei blocchi crollati con carroponete (Fig. 4.33).

La prima ipotesi prevede sinteticamente l'attuazione delle seguenti fasi:

- 1) posa in opera di un carroponete,
- 2) riposizionamento dei blocchi,
- 3) costruzione di una centina,
- 4) getto della nuova porzione di volta, e
- 5) realizzazione di un "ponte" in acciaio all'estradosso della volta.

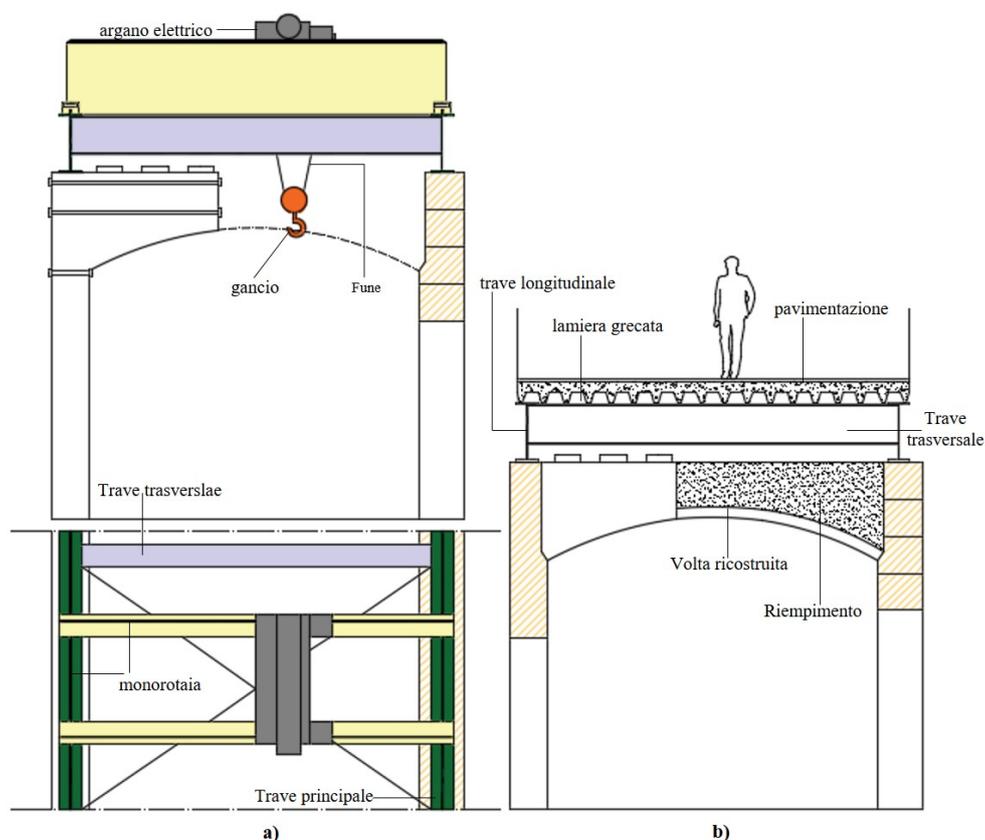


Figura 4.33 Prima soluzione progettuale: schema del carroponete (a); ricostruzione della volta e realizzazione di un solaio praticabile (b).

Questa soluzione progettuale presenta, tuttavia, alcuni "punti critici" che vengono qui di seguito elencati:

a) la presenza del carroponete che non può essere ancora smontato dopo la costruzione della centina, ridurrebbe notevolmente la libertà di movimento all'estradosso della volta durante le fasi di costruzione delle nuove porzioni di copertura;

b) la nuova struttura così ottenuta sarebbe composta da parti "vecchie" e nuove la cui interazione sarebbe estremamente delicata e difficile da "controllare" nelle fasi di calcolo strutturale sulla

sicurezza, dovendo tener conto delle inevitabili e differenti proprietà meccaniche delle due parti a contatto;

c) le analisi numeriche presentate in questo lavoro sulle cause del crollo (*cfr.* “Probabili cause del crollo”) hanno mostrato che la volta così come concepita in origine presentava “deficienze strutturali” e pertanto non sarebbe ragionevole ricostruirla esattamente “così com’era”;

d) anche da un punto di vista economico, tale soluzione sarebbe molto costosa poiché richiederebbe sia la realizzazione di un carroponete che l’uso di una gru, ossia di due macchinari che incidono notevolmente sui costi (Tabella 4.7).

4.7.2 Seconda soluzione progettuale

Ricostruzione in muratura della volta con sollevamento e movimentazione dei blocchi in muratura con gru (senza costruzione del carroponete) (Fig. 4.34).

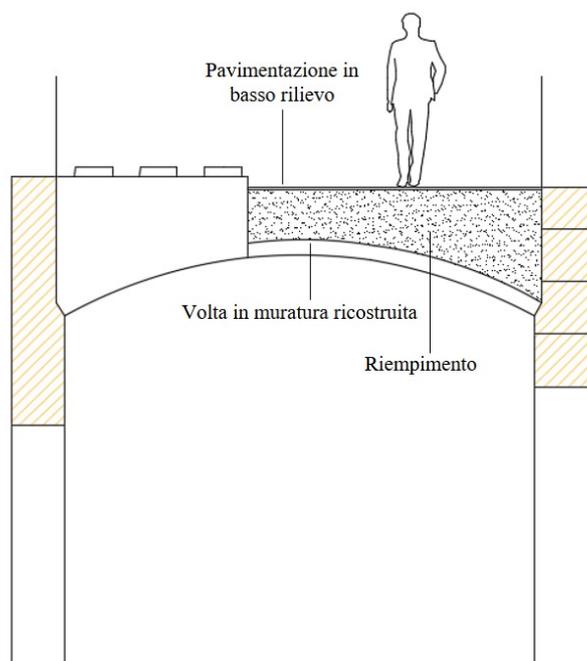


Figura 4.34 Seconda soluzione: ricostruzione in muratura della volta.

La seconda soluzione progettuale prevede la ricostruzione della volta riducendo, in questo caso, notevolmente le operazioni “locali”. Infatti:

- 1) inizialmente i blocchi di volta sono spostati al di fuori del perimetro della *Galleria* con una gru,
- 2) si procede alla costruzione della centina,
- 3) alla risistemazione dei blocchi e successivamente,
- 3) alla costruzione delle parti mancanti della copertura voltata.

Questa soluzione presenta il vantaggio di aver snellito l’iter costruttivo e ridotto notevolmente i costi rispetto alla precedente, non essendo più previsto il noleggio del carroponete (Tabella 4.7).

Tuttavia non risolve i problemi summenzionati relativi alla sicurezza, ossia dell'interazione tra la porzione antica e la nuova muratura.

4.7.3 Terza soluzione progettuale

Riposizionamento dei blocchi volta crollati, integrazione delle parti mancanti con nuove murature e costruzione di un impalcato da ponte in acciaio (non isolato) all'estradosso della volta a botte al quale appendere le strutture sottostanti (Fig. 4.35).

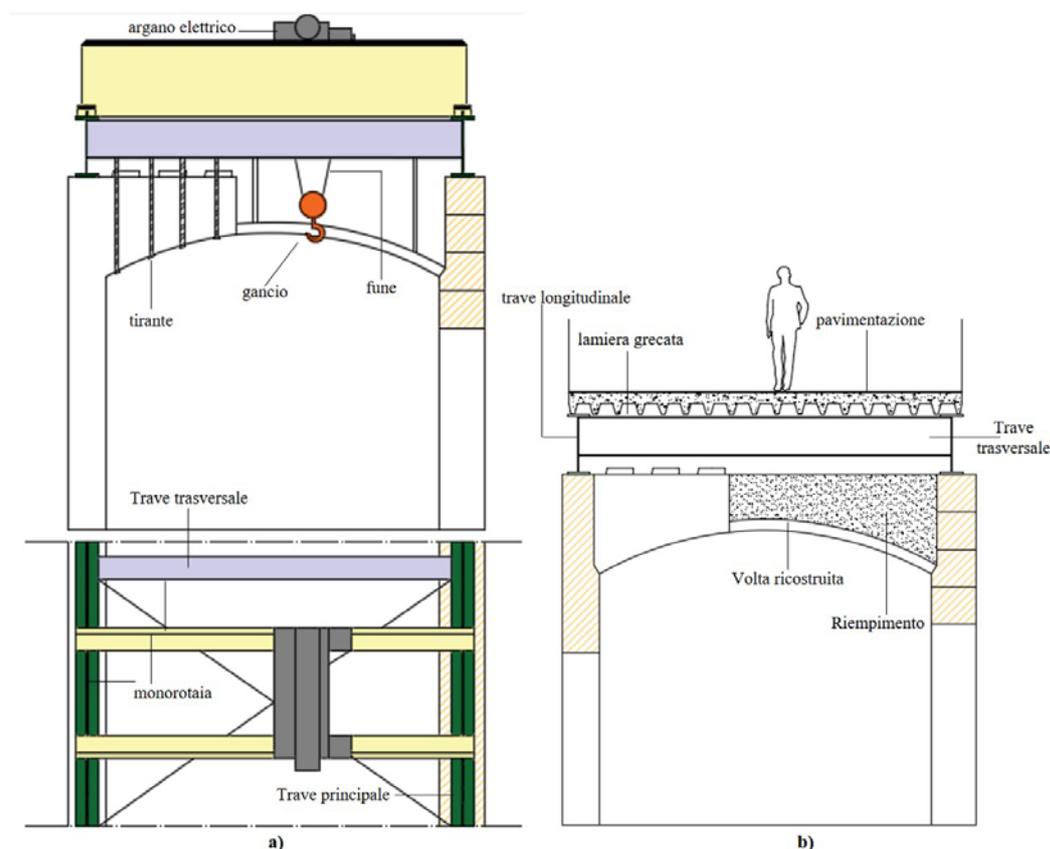


Figura 4.35 Terza soluzione: schema del carro ponte (a); ricostruzione della volta in muratura (b).

La terza ipotesi di restauro prevede in sintesi:

- 1) la messa in opera del carro ponte;
- 2) la costruzione della centina;
- 3) il montaggio dei tiranti che andranno a sostenere la volta
- 4) la realizzazione delle parti mancanti di volta che saranno “appese” alla struttura da ponte collocata ad una quota maggiore rispetto a quella di estradosso della volta antica.

Questa soluzione ha il vantaggio di risolvere il problema dell'interazione delle porzioni di volta antica con le nuove, essendo quest'ultime “appese” alla soprastante struttura d'acciaio. Inoltre è una soluzione del tutto reversibile, potendo rimuoversi le parti integrate che non sarebbero in alcun modo

“legate” alla struttura antica, rispondendo adeguatamente ad uno degli obiettivi prefissati in partenza. Tuttavia persistono i problemi di fattibilità già riscontrati nella prima soluzione per il sovrapporsi delle lavorazioni.

4.7.4 Quarta soluzione progettuale

Costruzione di un impalcato da ponte a traliccio in acciaio, per mezzo di moduli prefabbricati, la cui sezione trasversale è tale da ricreare lo stesso profilo di intradosso originale della volta. L'appoggio di tipo attritivo potrà essere: a) piatto o curvilineo, in funzione della sismicità locale, b) continuo o puntuale, in funzione della resistenza della muratura perimetrale. Successiva lavorazione dei blocchi di volta con taglio delle parti corticali, sia all'intradosso (curvilinei) e all'intradosso (piatti) in porzioni da fissare rispettivamente all'intradosso e all'estradosso dell'impalcato. Le porzioni possono essere di dimensioni tali da essere manovrati manualmente (cioè senza gru) (Fig. 4.36)

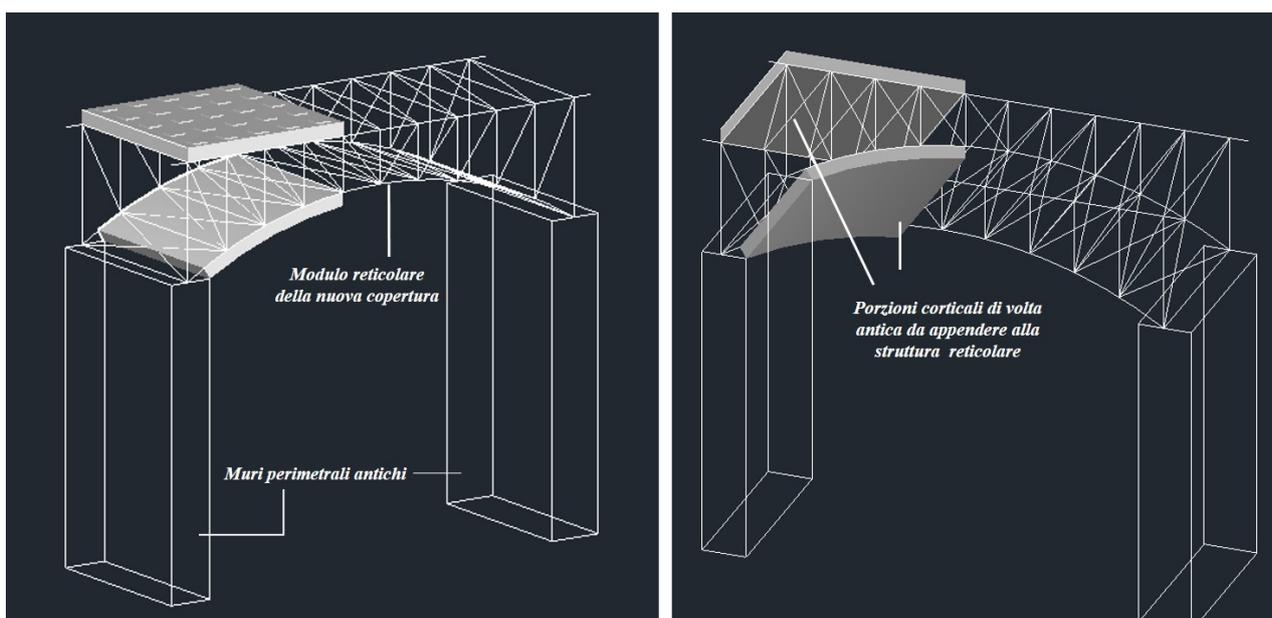


Figura 4.36 Quarta soluzione: impalcato reticolare a cui fissare le porzioni corticali della volta antica.

La quinta soluzione è articolata nelle seguenti fasi:

- 1) movimentazione dei blocchi all'esterno del perimetro della *Galleria*;
- 2) posizionamento dei moduli reticolari prefabbricati sui muri portanti longitudinali e loro assemblaggio sul posto;
- 3) taglio della parte corticale dei blocchi in porzioni da collocare all'intradosso e all'estradosso dell'impalcato;
- 4) posizionamento e fissaggio delle parti corticali, le cui dimensioni ridotte consentono una lavorazione “a mani nude” (cioè senza l'uso di particolari macchinari);

5) costruzione del piano praticabile all'estradosso.

Molti sono i vantaggi che caratterizzano questa soluzione, tra cui:

- a) la reversibilità;
- b) l'arrecare il minimo disturbo in termini di sollecitazioni alle murature sottostanti, grazie alla progettazione dell'appoggio della nuova struttura, la cui lunghezza può essere calibrata sulla resistenza muraria offerta dai muri di supporto;
- c) la relativa economicità che può raggiungersi prefabbricando in officina i vari moduli dell'impalcato (Tabella 4.7);
- d) un miglioramento della sicurezza strutturale che tale soluzione offre sia collegando, attraverso la struttura in acciaio, le due pareti longitudinali della *Galleria* che risulterebbero quindi più sicure nei confronti di azioni sismiche ortogonali al loro sviluppo sia nella drastica riduzione delle masse dei blocchi;
- e) infine tale soluzione si presta all'uso di materiali più leggeri e meno vulnerabili alla corrosione, quali ad esempio l'alluminio o i Polimeri Fibro Rinforzati (FRP).

Si ritiene che tale soluzione sia quella che persegua nel miglior modo gli obiettivi prefissati di sicurezza, salvaguardia, rispetto del monumento e del contesto circostante.

Tabella 4.7: Costi riassuntivi relativi a ciascuna ipotesi progettuale.

1 soluzione progettuale	382.038,7 euro
2 soluzione progettuale	82.505,3 euro
3 soluzione progettuale	389.984,7 euro
4 soluzione progettuale	185.301,9 euro

4.8 Progetto della copertura reticolare in acciaio per soli carichi statici

Poiché la copertura poggerà sulle murature sottostanti mediante isolatore, può effettuarsi il progetto della sovrastruttura per soli carichi statici (Dolce *et al.* 2007).

La soluzione che si è deciso di sviluppare, dopo aver passato al vaglio le diverse proposte alternative di intervento e dopo aver valutato i vantaggi e gli svantaggi di ciascuna ipotesi progettuale, consiste nella ricostruzione della copertura della *Galleria* mediante una struttura reticolare di acciaio con impalcato praticabile e appoggi di tipo attritivo a sezione trasversale cilindrica. È stata, quindi, svolta una modellazione agli elementi finiti (FEM) in *SAP2000*® per il dimensionamento e la verifica statica di tutti i profili in acciaio, ponendo particolare attenzione alla progettazione delle sezioni di appoggio dell'impalcato.

Il progetto della nuova copertura è stato concepito per rispondere ai seguenti obiettivi:

- 1) ricomporre le parti nel loro valore spaziale e restituire l'immagine originale della volta ribassata;
- 2) realizzare il progetto cercando di ottimizzare al meglio tutte le operazioni e le varie lavorazioni da eseguirsi in sicurezza;
- 3) ottimizzare il calcolo sulla base delle *utilities* offerte dai software agli elementi finiti oggi giorno disponibili;
- 4) ridurre e diffondere il più uniformemente possibile le pressioni esercitate dalla copertura sulla sottostante muratura esistente al fine di arrecarle il minor disturbo possibile;
- 5) rispondere al criterio di reversibilità dell'intervento.



Figura 4.37 Render di progetto: soluzione progettuale con nuova copertura reticolare in acciaio e porzioni corticali originali fissate all'intradosso.

La struttura reticolare è stata progettata pensando di riproporre, attraverso lo “scheletro d'acciaio”, il volume e la geometria della volta ribassata che un tempo copriva il camminamento augusteo. Infatti all'intradosso l'impalcato ripropone la stessa curvatura dell'antica volta con travi HEA adeguatamente sagomate a ricreare il profilo originale (Figg. 4.37, 4.38 a). All'estradosso, invece, l'impalcato sarà piano, ripristinando la quota di calpestio di un tempo, e praticabile. In questo modo il progetto cerca di restituire ai luoghi l'immagine perduta della struttura voltata, che oggi si stenta a percepire, e di garantire la fruizione dei luoghi anche attraverso una terrazza accessibile da cui godere un nuovo affaccio sul *Circo Massimo* (Fig. 4.38 b).

L'impalcato che si andrà a realizzare è stato progettato e dimensionato tenendo conto delle differenze geometriche presenti tra il “primo tratto” della *Galleria* e il “secondo tratto” (4,74m x

12,41 e 4,60 x 15,81 rispettivamente). La parte centrale del corridoio con la volta ancora *in situ*, invece, non verrà interessata dall'intervento.

Sia per facilitare le lavorazioni *in situ* e l'esecuzione dell'opera, sia per ridurre i costi, si è deciso di progettare una struttura in acciaio prefabbricata, ossia concepita in “moduli” da assemblare e saldare direttamente in cantiere. L'esecuzione vera e propria della struttura avverrà, pertanto, in officina, dove è possibile avere anche un maggior controllo di tutti i processi produttivi. In questo modo, si semplificheranno e ridurranno le lavorazioni in cantiere, evitando interferenze e sovrapposizioni che potrebbero rallentare l'esecuzione dell'opera, considerando anche il particolare e “delicato” contesto in cui si andrà ad operare.



Figura 4.38 Render di progetto: particolare dell'implacato in acciaio (a); terrazza estradossale con porzioni di volta originarie in altorilievo rispetto alla nuova pavimentazione.

L'impalcato che si andrà a realizzare è stato progettato e dimensionato tenendo conto delle differenze geometriche presenti tra il “primo tratto” della *Galleria* e il “secondo tratto” (4,74m x 12,41 e 4,60 x 15,81 rispettivamente). La parte centrale del corridoio con la volta ancora *in situ*, invece, non verrà interessata dall'intervento.

Sia per facilitare le lavorazioni *in situ* e l'esecuzione dell'opera, sia per ridurre i costi, si è deciso di progettare una struttura in acciaio prefabbricata, ossia concepita in “moduli” da assemblare e saldare direttamente in cantiere. L'esecuzione vera e propria della struttura avverrà, pertanto, in officina, dove è possibile avere anche un maggior controllo di tutti i processi produttivi. In questo modo, si semplificheranno e ridurranno le lavorazioni in cantiere, evitando interferenze e sovrapposizioni che potrebbero rallentare l'esecuzione dell'opera, considerando anche il particolare e “delicato” contesto in cui si andrà ad operare.

Tutti i blocchi di volta saranno numerati e spostati con l'ausilio di una gru, previo loro consolidamento, all'esterno del perimetro della *Galleria*, in una zona di stoccaggio in cui avverranno le lavorazioni che riguarderanno tali parti. A questo punto sarà possibile rimuovere le travi di acciaio

e i puntelli lignei del precedente intervento, in modo da “liberare” completamente lo spazio della *Galleria*.

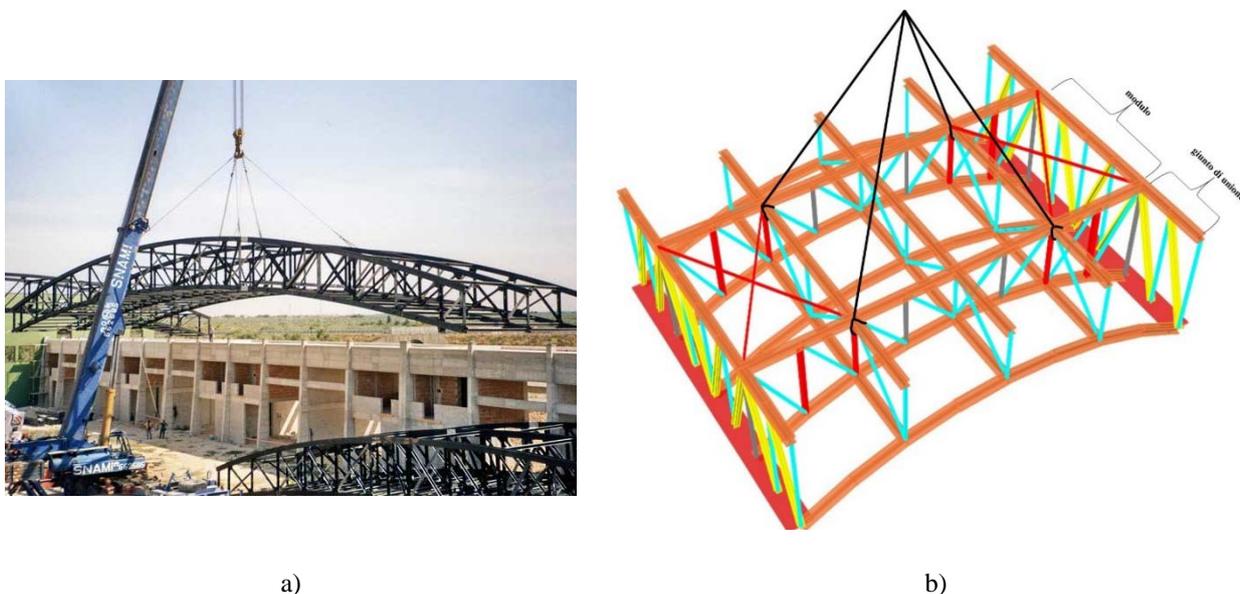


Figura 4.39 Esempio di movimentazione di una trave reticolare con gru (a); modulo della nuova struttura di copertura in fase di movimentazione (b).

Al momento dell’assemblaggio dell’intera struttura in acciaio, con la stessa gru precedentemente adoperata, si procederà *in primis* al posizionamento delle travi di bordo longitudinali sui muri perimetrali della *Galleria* (Fig. 4.39 a,b). Quest’ultimi saranno preventivamente consolidati e integrati in altezza per ristabilire l’originaria quota d’imposta della volta e più precisamente sul lato nord con nuovi blocchi in travertino e tufo, mentre sul lato sud ricostruendo la cortina della muratura in *opus testaceum* avendo cura di ripristinare la continuità muraria tra le due parti. In un secondo momento, sarà quindi possibile sollevare le varie parti dell’impalcato, svolgendo le operazioni necessarie alla loro corretta collocazione.

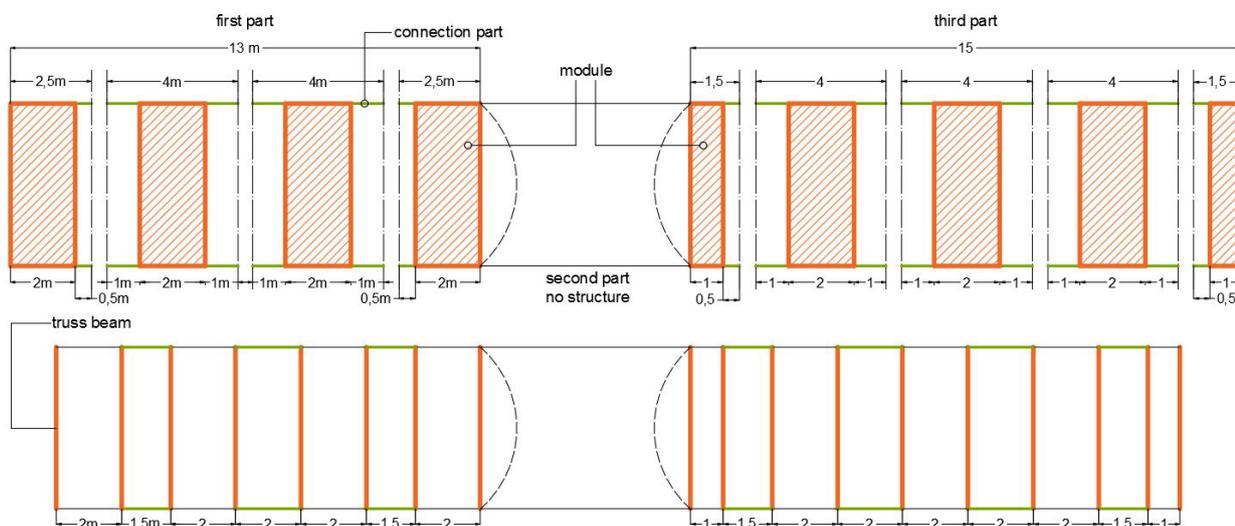


Figura 4.40 Schema dei moduli prefabbricati assemblati *in situ* con indicazione in verde dei giunti di unione, delle misure dei moduli e della reciproca distanza tra le travi trasversali.

L'intera struttura è stata ottenuta dall'unione di 2 moduli "base", uno da 2m e uno da 1m.

Nel "primo tratto" la nuova copertura è ottenuta dall'unione di 4 moduli prefabbricati, di cui: i due centrali uguali tra loro sono lunghi ciascuno 2m, con "giunti di unione" da entrambe le parti di 1m (totale lunghezza singolo modulo prima della saldatura = $2m + 1m + 1m$); i due posti all'estremità invece sono lunghi 2m e con giunto su una sola estremità di 0,5m (totale lunghezza singolo modulo prima della saldatura = $2m + 0,5m$) (Fig. 4.40). L'aver predisposto dei raccordi all'estremità di ciascun modulo permette di connettere facilmente le varie parti prefabbricate attraverso una opportuna unione bullonata eseguita direttamente in cantiere (Fig.4.42b). La struttura finale così concepita è simmetrica e si compone di 8 travi reticolari principali a distanza reciproca di 2m e, in soli due tratti, a distanza di 1,5m (Fig. 4.40).

Nel "terzo tratto" la struttura, invece, si compone di 5 moduli prefabbricati: i tre centrali misurano 2m ciascuno, con giunti di unione da entrambe le parti di 1m (totale lunghezza singolo modulo prima della saldatura = $2m + 1m + 1m$); i due moduli d'estremità sono, invece, lunghi 1m più un giunto pari a 0,5m ($1m + 0,5m$) (Fig. 4.40).

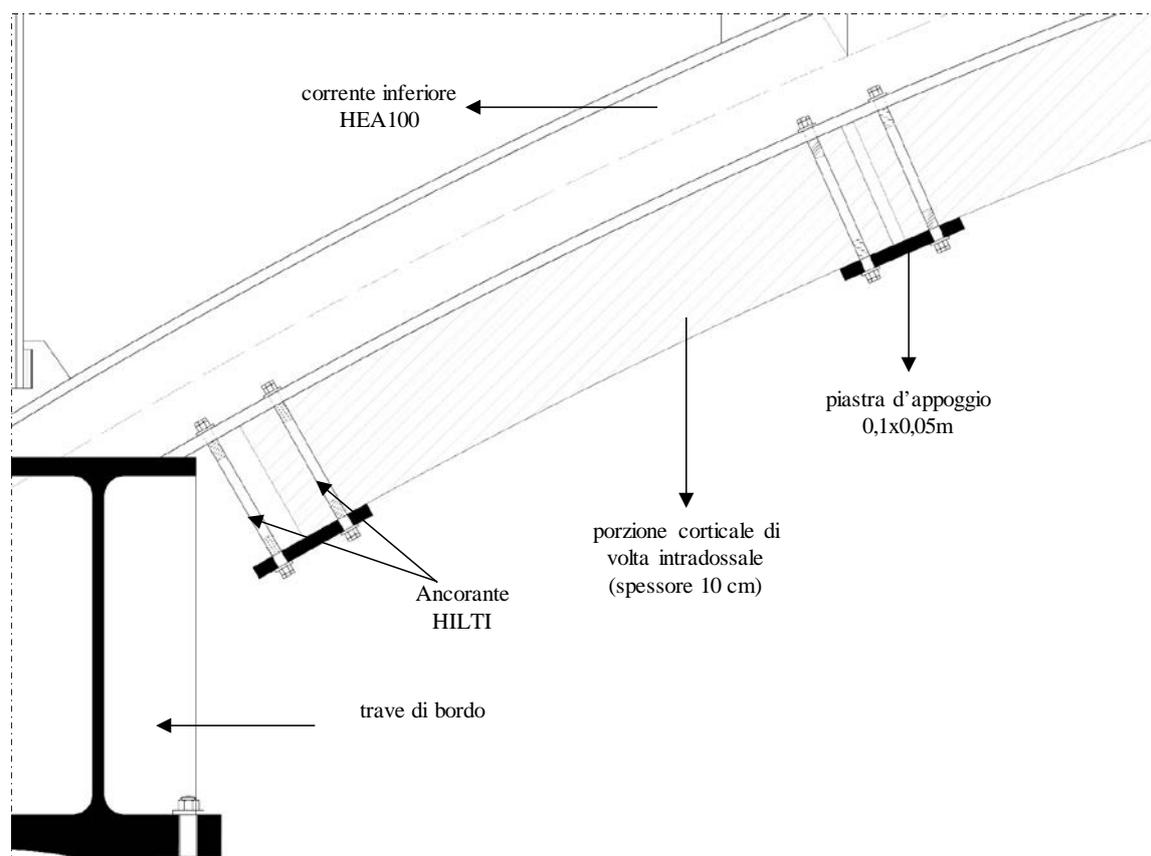


Figura 4.41 Dettaglio del sistema di ancoraggio delle porzioni corticali all'impalcato d'acciaio.

La struttura finale della seconda parte, una volta realizzate tutte le saldature tra i vari moduli, si compone di 10 travi reticolari principali a distanza reciproca di 2m, 1,5m e 1m (Fig.4.40).

La lunghezza massima e minima dei moduli è stata condizionata: a) dalla geometria stessa del monumento (lunghezza della Galleria); b) dalla necessità di rendere facile la movimentazione dei singoli moduli per la presenza di strutture archeologiche adiacenti alla Galleria e c) dalle dimensioni dei blocchi di volta da ricollocare. Infatti, relativamente a quest'ultimo aspetto progettuale si è deciso, al fine di ridurre le masse in gioco, di "estrarre" dai blocchi di muratura della volta soltanto la parte corticale, sia all'intradosso che all'estradosso, che sarà rispettivamente ancorata all'intradosso alla struttura d'acciaio e superiormente integrata nella parte praticabile comprendente la pavimentazione.

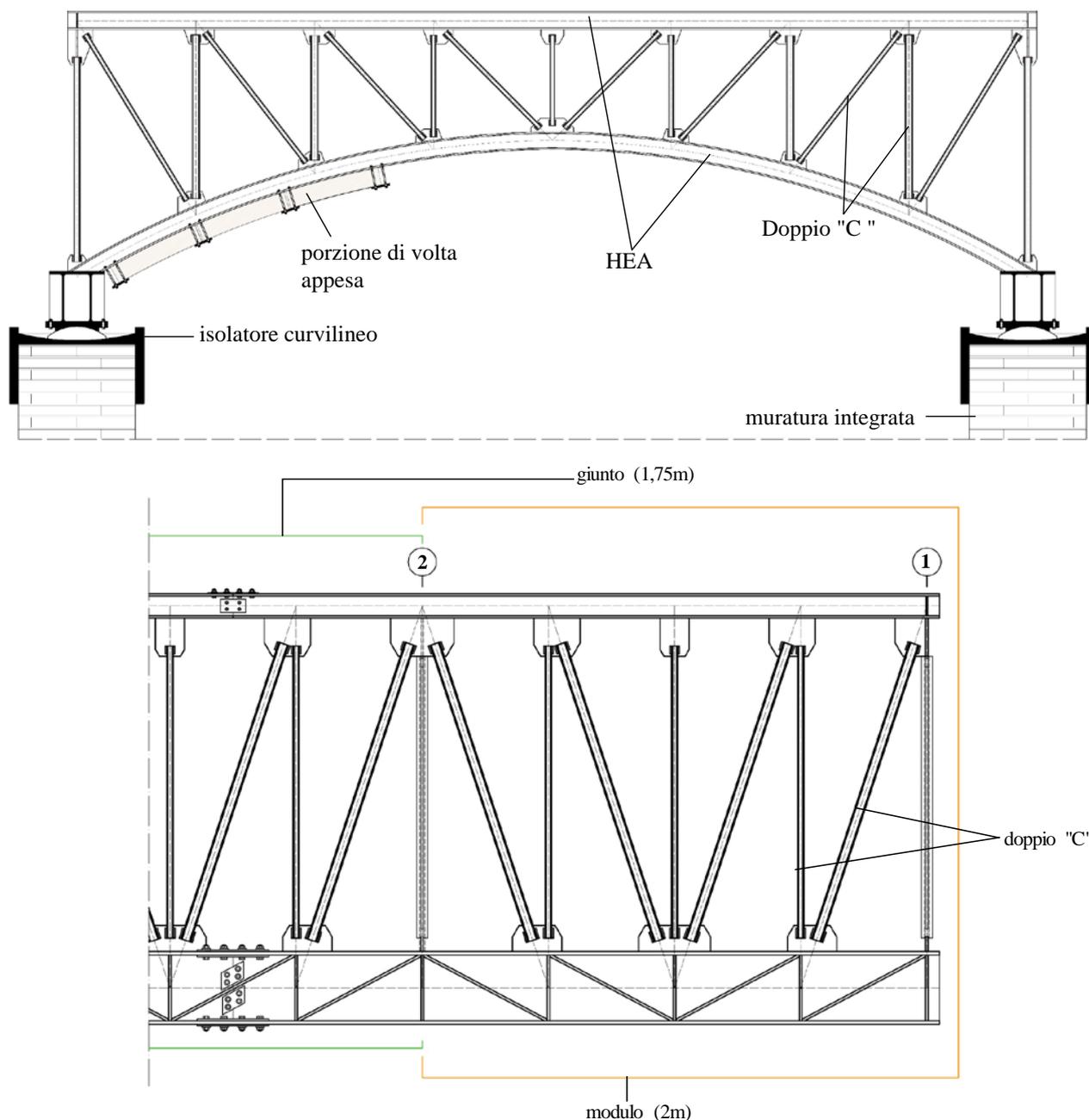


Figura 4.42 Impalcato in acciaio: sezione trasversale (a) e dettaglio della trave longitudinale nel punto di unione di due moduli adiacenti (b).

Le dimensioni della maglia di acciaio cui fissare le porzioni corticali della volta sono state, quindi, determinate sulla base delle caratteristiche meccaniche della muratura costituente i blocchi nei riguardi delle tensioni indotte nelle fasi di movimentazione e di esercizio. Il calcolo numerico, inoltre, ha permesso di definire anche la dimensione della superficie corticale d'intradosso e il relativo peso, ricercando le dimensioni tali da permetterne la sua collocazione a mano da parte degli stessi operai, al fine di semplificare - anche in questo caso - le lavorazioni e ridurre allo stretto necessario l'impiego di macchine da cantiere (cfr. Ch4, Allegato 4.8). Le porzioni tagliate saranno poste all'intradosso dell'impalcato e sorrette da una piastra metallica a contrasto, avvitata tramite bulloni e dadi all'ala del corrente inferiore (Figg.4.41, 4.42a).

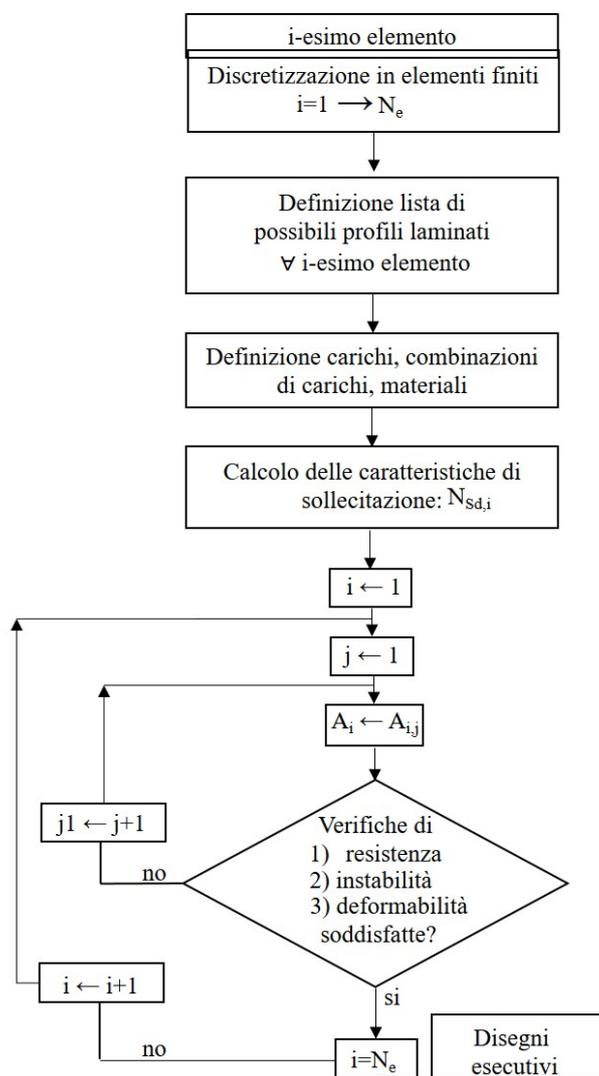


Figura 4.43 Flow chart del processo iterativo svolto in SAP200.

Le parti corticali compressive delle *suspensurae* saranno, invece, collocate tramite gru e poste in alto rilievo rispetto al nuovo piano pavimentale, realizzato con mattoni laterizi delle stesse dimensioni dei “bessali” (Figg. 4.8, 4.39b) che un tempo costituivano l’originaria pavimentazione.

Il solaio praticabile all'estradosso dell'impalcato d'acciaio è stato progettato mediante lamiera grecata e soletta di calcestruzzo armato di completamento (*cfr.* Ch4, Allegato 4.8).

Le travi principali dell'impalcato sono dotate di diagonali e aste realizzate con profili a doppio "C" e collegate al corrente inferiore e superiore avente profilo HEA (Fig. 4.42 a). Le travi longitudinali sono realizzate con diagonali molto più rigide rispetto alle aste. La deformazione di queste ultime permette di caricare le diagonali e quindi di distribuire uniformemente le sollecitazioni alla muratura sottostante (Fig. 4.42 b). Inoltre, la trave longitudinale d'appoggio è una trave a cassone (simile alle vie di corsa dei carroponte) molto rigida, così da contribuire ulteriormente alla distribuzione degli sforzi (Fig. 4.42 b).

Per ottimizzare le procedure di calcolo ed effettuare il dimensionamento e la verifica statica di tutti gli elementi in acciaio, il modello strutturale della nuova copertura reticolare è stato realizzato con il software di calcolo agli elementi finiti *SAP2000*® (Fig. 4.44)⁹.

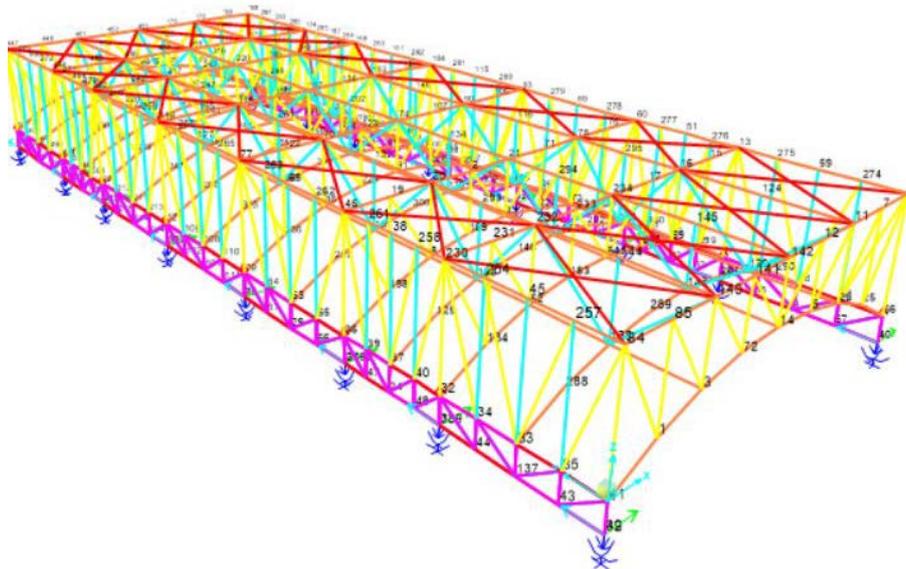


Fig. 4.44 Modello FEM: vista 3D dell'impalcato realizzato in *SAP2000*.

La geometria della struttura è stata discretizzata in elementi finiti di tipo *frame* per le travi, i correnti, le aste di parete, le diagonali, i controventi e i piatti di irrigidimento della trave di bordo.

L'anima delle due travi di appoggio dell'impalcato è stata invece modellata come elemento *shell*. Si descrive per punti la procedura svolta sul *SAP2000*® necessaria allo svolgimento delle verifiche numeriche ottenute (Fig. 4.43):

- 1) è stato definito una lista di possibili profili laminati che il software nella fase di progetto ha assegnato automaticamente a ciascun elemento strutturale del modello, specificando, inoltre,

⁹ I risultati delle verifiche sono state, successivamente, confrontate con i calcoli svolti a mano, per avere un confronto e un controllo di tutte le procedure svolte dal software di calcolo.

quale sezione debba essere presa come elemento di partenza per la prima analisi della struttura;

- 2) sono stati assegnati ai nodi di estradosso i carichi accidentali, quelli relativi al solaio in acciaio-calcestruzzo e i pesi delle porzioni di volta con *suspensurae*; a nodi dei correnti inferiori, invece, i pesi delle porzioni corticali d'intradosso della volta. È stata, quindi definita la combinazione di carico allo SLU.
- 3) sono stati assegnati anche i materiali (acciaio S355) a tutti gli elementi definendo le relative caratteristiche meccaniche.
- 4) Avviando a questo punto il calcolo, il software fornisce per ciascun elemento *frame* le caratteristiche di sollecitazione $N_{sd,i}$ e una volta completata l'analisi, il programma svolge la procedura di ottimizzazione, ovvero il calcolo di quelle sezioni che, ottimizzando il peso strutturale, soddisfano i criteri di resistenza, instabilità e deformabilità secondo le prescrizioni normative NTC08 (Fig. 46).

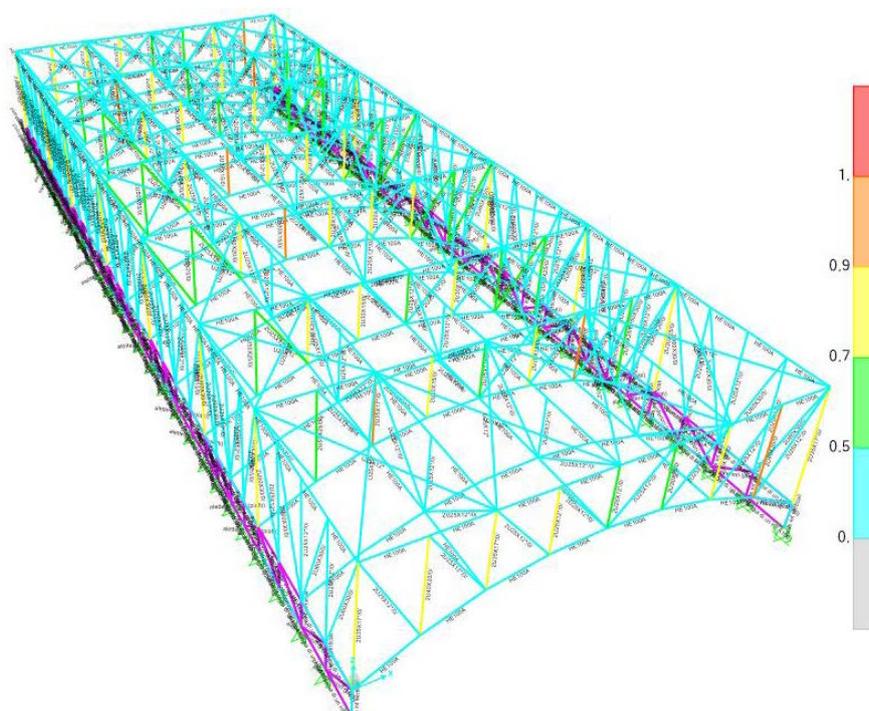


Fig. 4.45 Modello FEM: visualizzazione grafica dei fattori di utilizzo a pressoflessione attraverso un'opportuna scala cromatica

Terminata la fase di analisi e calcolo, sulla base dei risultati ottenuti si è proceduto alla stesura dei disegni esecutivi dell'impalcato.

5. OTTIMIZZAZIONE STRUTTURALE DEGLI APPOGGI

5.1 Introduzione

La strategia di intervento proposta (*cf.* Cap. 4) è stata basata sulla necessità di soddisfare due criteri: uno filologico e l'altro strutturale. Relativamente al primo criterio, la soluzione prescelta ha ricreato le forme geometriche originali e mantenuto traccia della memoria storica del crollo della volta. Per gli aspetti strutturali, invece, le caratteristiche geometriche e tribologiche proprie del sistema di isolamento proposto, dovranno essere concepite per soddisfare gli stati limite statico e sismico. La progettazione di tali dispositivi può essere effettuata mediante studi parametrici. In particolare, relativamente al caso-studio qui trattato, sono stati condotti studi parametrici per individuare i valori dei parametri di input corrispondenti alla soluzione ottimale. Le analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi naturali spettro-compatibili sono state eseguite mediante il software commerciale agli elementi finiti SAP2000®.

5.2 Modello meccanico

I dispositivi di isolamento a scorrimento sono stati progettati per ridurre la forza sismica trasmessa all'estradosso delle pareti longitudinali laterali della *Galleria*, limitando il trasferimento della forza di taglio attraverso gli isolatori. In particolare, l'attenzione si è focalizzata sulla risposta trasversale della nuova copertura d'acciaio, la più critica a causa della minore resistenza offerta dalla sezione delle pareti perimetrali per azioni fuori dal piano.

La massa totale della nuova sovrastruttura in acciaio (in riferimento solo al primo tratto di *Galleria*) ammonta a $m_{tot} = 60,21 \text{ kNsec}^2/m$ che, confrontata con il valore delle masse originali, ossia dell'intera volta in muratura, pari a $m_{tot_orig} = 199 \text{ kNsec}^2/m$, è pari a circa un terzo del valore totale di origine. Le masse nella combinazione sismica sono state valutate come segue:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (5.1)$$

in cui:

G_{k1} e G_{k2} sono rispettivamente i valori dei carichi permanenti strutturali e non strutturali;

Q_{kj} è il valore del j -esimo carico variabile;

ψ_{2j} è il coefficiente relativo ai carichi quasi permanenti.

Per quanto riguarda i carichi variabili, è stata ipotizzata solamente la presenza di persone, assumendo implicitamente l'improbabile concomitanza di neve e persone. È stato, inoltre,

considerato un valore del carico accidentale pari a 2.0 kN/m^2 , poiché l'ingresso al monumento sarà limitato ad un certo numero di persone alla volta, escludendo quindi che possa ricadere nella categoria di "ambienti suscettibili di affollamento".

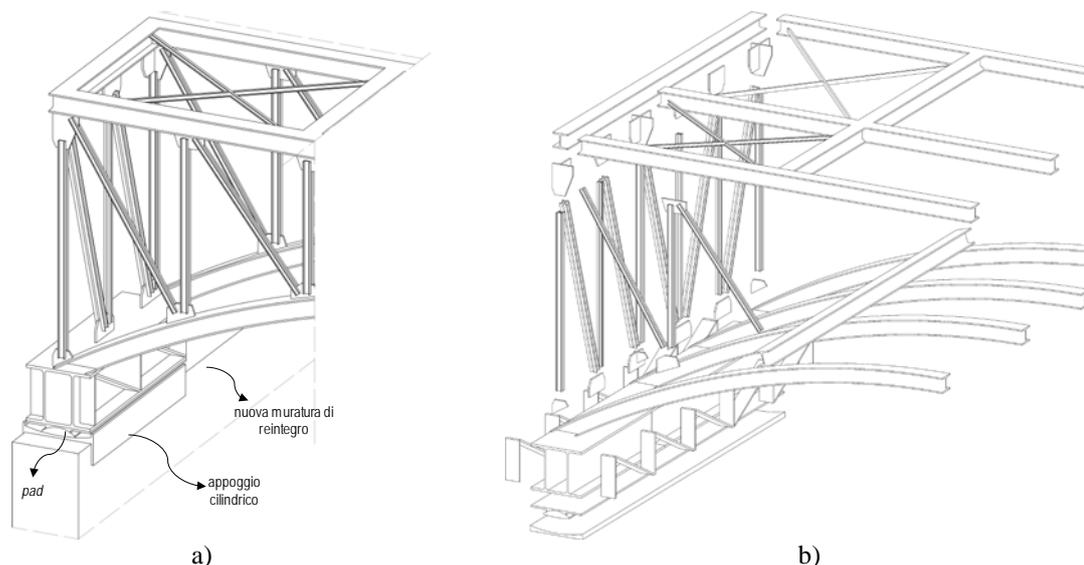


Figura 5.1 Isolatore curvilineo all'appoggio dell'impalcato in acciaio: particolare assonometrico (a); esploso assonometrico (b).

5.3 Ipotesi di base

In prima approssimazione, sono state fatte le seguenti ipotesi:

- 1) Il movimento delle pareti antiche longitudinali, essendo piuttosto tozze, può considerarsi disgiunto dalla copertura in acciaio;
- 2) l'attenzione è stata focalizzata sulla struttura modulare, trascurando la collaborazione tra pannelli di muratura adiacenti;
- 3) poiché le pareti in muratura hanno una maggiore rigidezza e resistenza in direzione longitudinale, è stato considerato solo il terremoto trasversale;
- 4) considerata la vicinanza tra le due pareti longitudinali perimetrali, l'azione sismica alle loro basi è considerata sincrona, consentendo così l'assunzione di oscillazioni in fase delle pareti stesse.

Relativamente alla terza di tali ipotesi, l'isolatore cilindrico sarà provvisto di un ritegno (Fig.5.1) che consentirà sostanzialmente il trasferimento della forza longitudinale indotta dal terremoto alla muratura sottostante.

La superficie di contatto tra l'isolatore cilindrico ed il ritegno può essere realizzata utilizzando un coefficiente di attrito molto basso ($\mu_d \cong 0,5\%$), ossia mediante un rivestimento lubrificato, limitando in questo modo l'interazione tra *pad* e *retainer*.

5.4 Valori tipici del coefficiente di attrito

Per individuare il valore più adatto del coefficiente di attrito e, a sua volta, dei corrispondenti materiali costituenti la relativa coppia cinematica, i tipici valori dei materiali e delle loro combinazioni sono state recuperati in letteratura (Tabella 5.1 – Mokha *et al.* 1990, Shabana 2001, Dolce *et al.* 2005, Popov 2010).

Tabella 5.1 – Range di valori caratteristici del coefficiente d'attrito per coppie cinematiche

Friction coefficient	Low velocity	High velocity
	μ_s	μ_d
Metallo su metallo	0,15-0,60	0,60
Accio inox – PTFE	0,01	0,08-0,18
Acciaio inox – Grafite	0,10	0,10
Acciaio inox – GF-PTFE	0,01	0,01
Acciaio inox – UHMWPE	0,02-0,05	0,025-0,055

L'intervallo di valori per il coefficiente di attrito è stato distinto in valori “a bassa velocità” (*low velocity*) e ad “alta velocità” (*high velocity*), contemplando i materiali utilizzati finora nella pratica a tale scopo. Ad esempio, μ_d può variare da 0,01 in caso di interfaccia in acciaio inox - PTFE lubrificato mediante inserti superficiali di vetro (GF-PTFE) (Mokha *et al.* 1990, Dolce *et al.* 2005), e fino a 0,6 in caso di interfaccia metallo su metallo. Un valore intermedio del coefficiente di attrito può essere ottenuto realizzando un'interfaccia acciaio inox-grafite.

Anche se nella maggior parte delle applicazioni la coppia cinematica di scorrimento è composta da acciaio levigato inossidabile - PTFE, sono stati applicati nelle analisi parametriche altri materiali quali, ad esempio, l'*Ultra-High Molecular Weight Poly-Ethylene* (UHMWPE) (*cfr.* Catalogo “Fip Industriale”). Quest'ultimo materiale si distingue dagli altri per le sue eccezionali caratteristiche, quali: a) portanza verticale dell'appoggio, b) resistenza all'usura, c) stabilità, d) durabilità, e) assenza (presunta) del fenomeno *stick-slip*, alternanza tra fasi di scorrimento e fasi di impuntamento e f) basso rapporto tra attrito statico e dinamico. Il materiale UHMWPE, similmente al più convenzionale PTFE, può essere impiegato nella versione lubrificata, mediante intagli superficiali contenenti il lubrificante.

Il valore del coefficiente di attrito dinamico dipende sia dalla velocità che dalla pressione sull'appoggio. Tuttavia, per la gamma dei valori di velocità previsti nelle applicazioni sismiche, la dipendenza della velocità da μ_d è trascurabile. Al contrario, la dipendenza dalla pressione dovuta al carico non è trascurabile e, in particolare, μ_d diminuisce aumentando il carico verticale. Va precisato

che, in queste prime analisi, l'effetto della pressione sui valori del coefficiente di attrito è stato trascurato.

5.5 Modello reologico del FPD

L'appoggio è stato modellato come un isolatore a pendolo scorrevole (FPD) non lineare (NL-L, Non Linear Link), disponibile in SAP2000® (Fig.5.2). Si tratta di un isolatore biassiale con le seguenti caratteristiche: a) proprietà di attrito accoppiate per le due deformazioni a taglio, b) rigidità post-slittamento nelle direzioni di taglio dovute al raggio di curvatura delle superficie di scorrimento del pendolo, c) funzionamento a sola compressione nella direzione verticale, simulato mediante un elemento *gap* e d) presenza di un ritegno che limita le deformazioni laterali modellato mediante un elemento *hook*. Il software richiede di specificare anche la rigidità lineare e lo smorzamento equivalenti per il caso di una analisi elastica equivalente. Tali caratteristiche sono riportate di seguito per completezza anche se in questo contesto sono state svolte delle analisi dinamiche non lineari.

Lo stesso elemento NL-L può anche essere utilizzato per simulare l'Isolatore Piatto (IP), assegnando al raggio un valore tendente a infinito (R_2 e $R_3 \rightarrow \infty$). Viceversa, nel caso di un Isolatore Cilindrico (IC), per la sola direzione longitudinale all'impalcato, è stato dunque assunto $R_3 \rightarrow 0$.

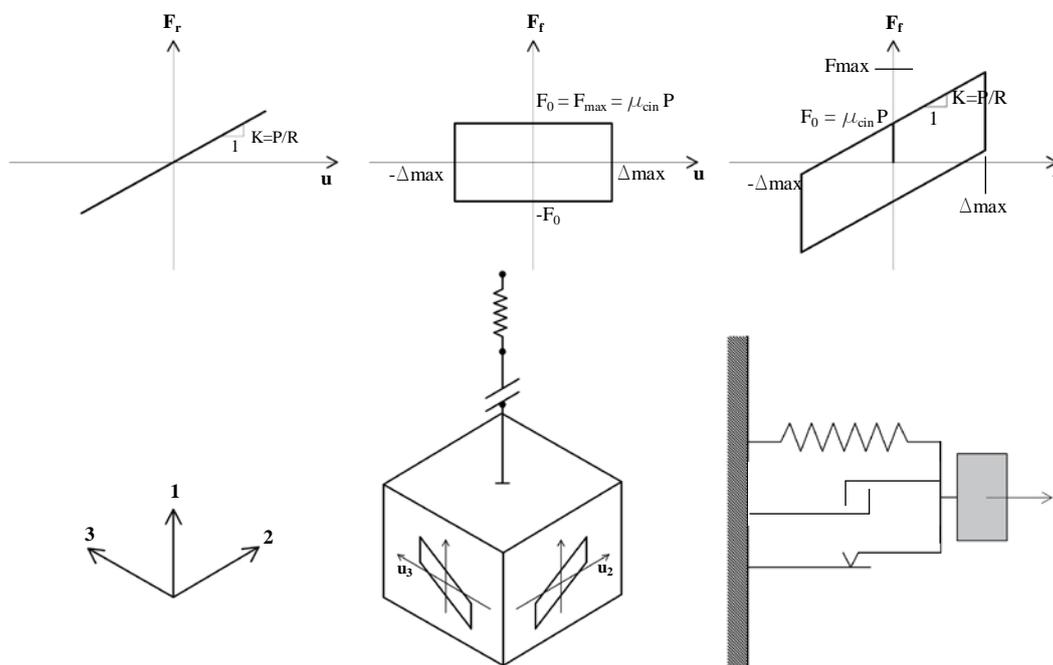


Figura 5.2 Modellazione dell'appoggio mediante NL-L: modello reologico e legame costitutivo.

La larghezza del *pad* (Figg. 5.1a e 5.3) L_{ai} è stata assunta pari a 0,3 m; la sua lunghezza L_i , invece, è pari a quella dell'isolatore cilindrico, e sarà modificato di conseguenza al variare delle dimensioni di quest'ultimo. Al fine di definire le proprietà meccaniche del *pad* e le masse dei relativi NL-L, è

stato considerato il prisma equivalente al *pad* e alla piastra di scorrimento superiore. Le corrispondenti proprietà di input sono state calcolate e valutate come qui di seguito specificato.

La rigidità elastica tangenziale k_2 , per la direzione trasversale alla galleria (u_2) e la rigidità assiale k_1 , sono state valutate sulla base della deformabilità elastica del parallelepipedo equivalente (Fig.5.3 b) come segue:

$$k_2 = G_s \cdot \frac{La_i \cdot L_i}{h_i} \quad (5.2)$$

$$k_1 = E_s \cdot \frac{La_i \cdot L_i}{h_i} \quad (5.3)$$

in cui:

E_s and G_s sono rispettivamente il modulo di elasticità assiale e tangenziale;

h_i , La_i e L_i sono, rispettivamente, l'altezza, la profondità (lungo u_2), la lunghezza (u_3) del parallelogramma equivalente all'isolatore.

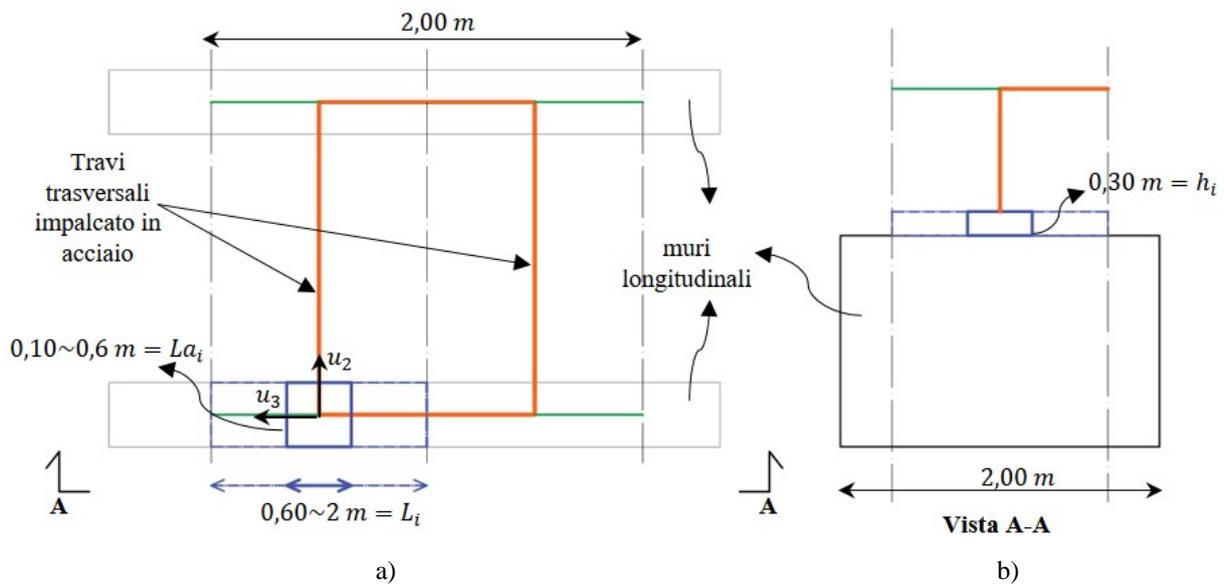


Figura 5.3 Schema del modulo dell'impalcato in acciaio: vista in pianta (a) e laterale (b). Si noti che l'appoggio attritivo è qui rappresentato dal prisma equivalente.

L'elemento *gap* verticale ha, invece, la seguente espressione:

$$F_{u1} = P = \begin{cases} k_1 \cdot u_1 & \text{if } u_1 < 0 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases} \quad (5.4)$$

La massa dell'isolatore è stata valutata come segue:

$$m_{SFP} = m_{NL-L} = \gamma_s \cdot V_{SFP} \quad (5.5)$$

in cui:

γ_s è il peso specifico dell'acciaio e V_{SFP} il volume del prisma equivalente all'isolatore.

L'inerzia rotazionale lungo il i -esimo asse locale è:

$$J_i = \frac{1}{12} \cdot m_{SFP} \cdot (a_i^2 + b_i^2) \quad (5.6)$$

in cui:

a_i e b_i sono le dimensioni della sezione trasversale ortogonale all' i -esimo asse.

La rigidezza lineare equivalente è stata così calcolata:

$$k_e = N_{Sd} \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{u_{max}} \right) \quad (5.7)$$

e il rapporto dello smorzamento viscoso equivalente è:

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{u_{max}}{\mu_d \cdot R}} \quad (5.8)$$

in cui:

N_{Sd} è il peso della struttura; u_{max} è il valore massimo dello spostamento prodotto dal terremoto ed R è il raggio della superficie curvilinea di scorrimento dell'isolatore.

Per quanto riguarda lo spostamento massimo ammissibile, sarebbe necessario eseguire una procedura iterativa per ottenerne il giusto valore; qui è stato assunto il valore medio pari a $u_{max} = 8,0 \text{ cm}$, data la massima capacità $u_{Rd} = 16 \text{ cm}$.

La resistenza laterale fornita da un isolatore attritivo è data da (Fig.5.2):

$$F = \frac{N_{Sd}}{R} \cdot u + \mu_d \cdot N_{Sd} = k_{ps} \cdot u + \mu_d \cdot N_{Sd} \quad (5.9)$$

in cui:

u è lo spostamento laterale; μ_d è il valore del coefficiente di attrito dinamico, che dipende dalla velocità e dalla pressione applicata e k_{ps} è la rigidezza post-scorrimento.

La dipendenza del coefficiente di attrito dal valore della velocità è stata calcolata come segue:

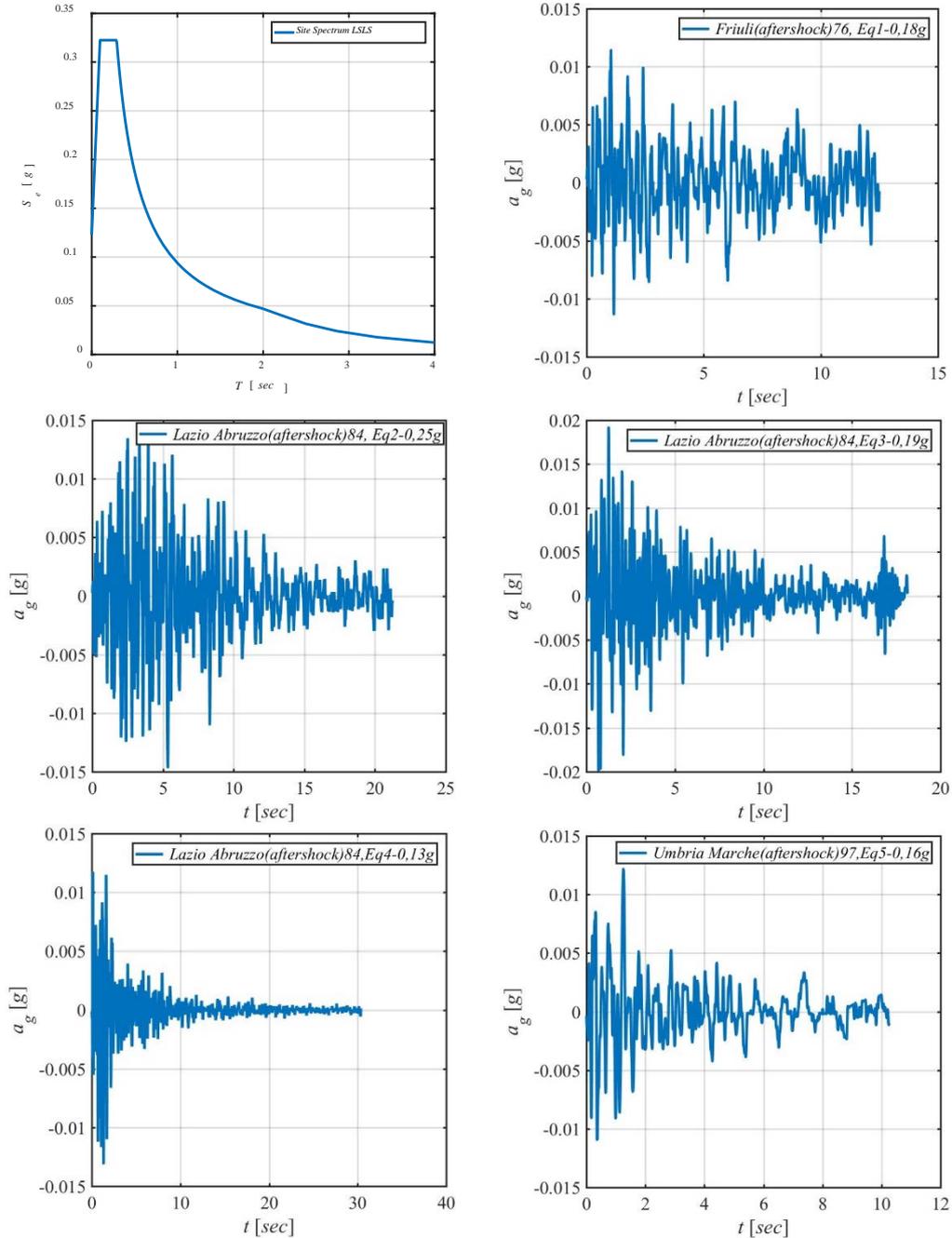
$$\mu = \mu_d - (\mu_d - \mu_s) \cdot \exp(-r \cdot \dot{u}) \quad (5.10)$$

in cui:

r è un parametro, qui assunto uguale a 0,8, che definisce il raggio di curvatura della spezzata di involuppo della curva esponenziale descrivente la dipendenza del coefficiente d'attrito dalla velocità.

5.6 Accelerogrammi naturali spettro compatibili

Secondo quanto stabilito da normativa, le analisi dinamiche non lineari devono essere svolte adottando sette accelerogrammi naturali il cui spettro medio approssimi lo spettro di sito. Lo spettro di sito per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) ed i corrispondenti accelerogrammi naturali per il caso studio trattato sono riportati in Fig. 5.4.



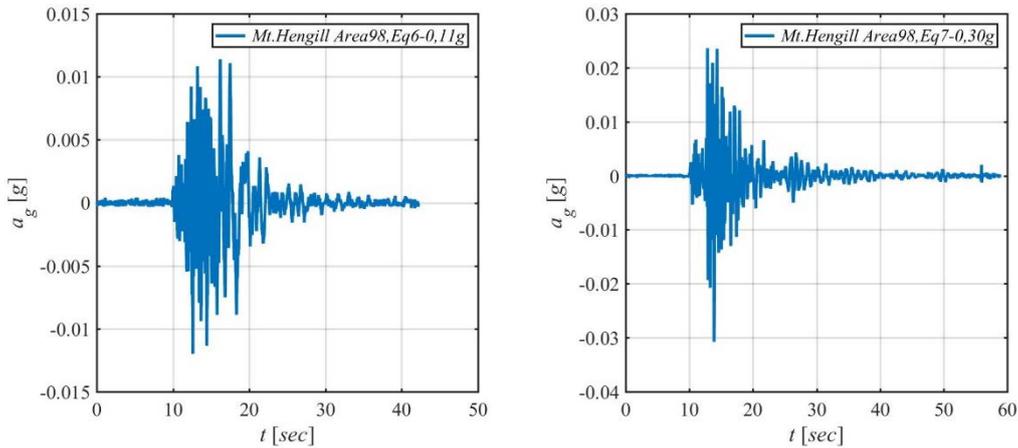


Figura 5.4 Informazioni sulla sismicit  considerata per il caso studio: spettro di sito corrispondente allo *SLV* e i corrispettivi sette accelerogrammi naturali spettro compatibili.

Esistono due approcci per modificare gli accelerogrammi affinch  siano coerenti con lo spettro elastico del sito: 1) scalatura e 2) corrispondenza spettrale. La scalatura comporta il moltiplicare la serie temporale iniziale per un fattore costante affinch  lo spettro della serie temporale scalata sia uguale o superiore allo spettro di sito entro un intervallo di periodi specificato. La corrispondenza spettrale comporta, invece, la modifica del contenuto in frequenza della serie temporale per adattarsi allo spettro di progettazione per tutti i periodi spettrali (Al Atik 2010).

Nel lavoro di tesi, la generazione dei sette accelerogrammi   stata effettuata tramite il software REXEL (Fig. 5.5), che ricerca combinazioni di accelerogrammi compatibili in media con lo spettro *target*, ricorrendo altres  ad una procedura detta “disaggregazione della pericolosit ”. Quest’ultima ricerca, in termini di magnitudo e distanza dalla sorgente, le caratteristiche del terremoto che pi  influenzano la regione dello spettro di maggiore interesse per il comportamento dinamico della struttura che si sta analizzando (Iervolino *et al.* 2008, Iervolino *et al.* 2010).

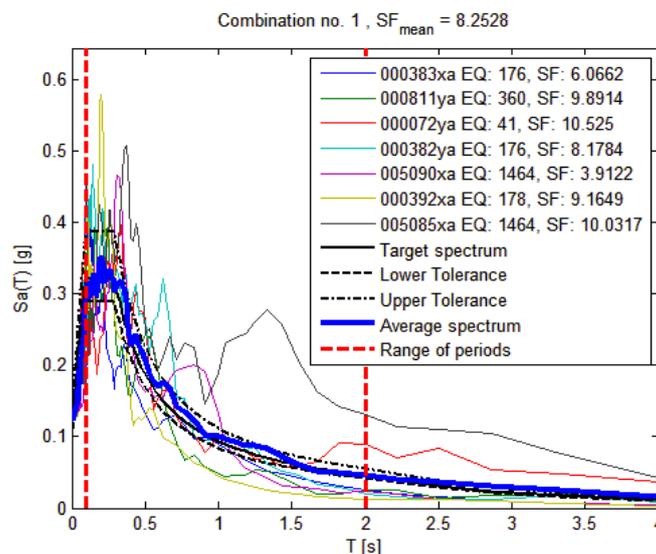


Figura 5.5: Accelerogrammi compatibili con lo spettro elastico *target*, ottenuti tramite il software REXEL.

Lo spettro di risposta elastico è stato valutato adottando i seguenti valori per i parametri di input: a) categoria di sottosuolo A; b) categoria topografica T_1 ; c) vita nominale 50 anni e d) classe d'uso II. Quanto a quest'ultimo parametro, si è assunto che, data la natura archeologica del monumento, è ragionevole prevedere un normale affollamento. Lo spettro di sito è stato valutato per lo stato limite *SLV*, come indicato dal documento MiBACT (MiBACT 2008).

5.7 Studi parametrici volti ad individuare la soluzione ottimale

5.7.1 Dispositivo a pendolo cilindrico

5.7.1.1 Studi parametrici

Nel caso studio qui analizzato, è stato ipotizzato in un primo momento l'utilizzo di un dispositivo a pendolo cilindrico (IC) e le analisi dinamiche non lineari sono state svolte parametricamente, allo scopo di individuare la soluzione progettuale ottimale in termini di valori di input.

Nello specifico, i tre parametri di cui è stata valutata l'influenza sulla soluzione sono i seguenti (Fig. 5.3): il coefficiente di attrito dinamico μ_d ; il raggio di curvatura R_i della superficie scorrevole dell'isolatore e la lunghezza L_i dell'isolatore cilindrico (parallelamente allo sviluppo longitudinale della Galleria).

Il *range* di valori per ciascuno dei parametri di ingresso è riportato in Tabella 5.2 insieme a quelli che caratterizzano la soluzione di riferimento e la soluzione ottimale individuata sulla base delle indicazioni ottenute dagli studi parametrici. Il valore del coefficiente di attrito statico è stato assunto pari a $\mu_s = 1\%$, poiché ciò che influenza sostanzialmente le analisi è il valore dell'attrito dinamico μ_d . La larghezza dell'isolatore è pari 60 *cm*.

Tabella 5.2 – Intervallo di valori dei parametri di input adottati per gli studi parametrici

Parametri di input	μ_d [%]	L_i [cm]	R_i [m]
Soluzione di riferimento	9,0	1,3	3,5
<i>Range</i> di variazione	1,0-18,0	0,6-2,0	2,0-5,0
Soluzione ottimale	18,0	1,0	2,0

Per quanto riguarda i valori di output, i risultati analizzati sono i seguenti:

- il rapporto $\sigma_{1Sd,st}/\sigma_{1Rd,st}$, tra lo sforzo assiale massimo $\sigma_{1Sd,st}$ trasmesso alla sottostante muratura, nella combinazione di carico statica, e la resistenza di progetto della muratura $\sigma_{1Rd,st}$;

- b) il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$, tra lo sforzo trasversale di taglio trasferito alla muratura sottostante, nella combinazione di carico sismica allo *SLV*, e la resistenza a taglio di progetto della muratura $\tau_{2Rd,Eq}$;
- c) il rapporto $u_{2Sd,Eq,max}/u_{2Rd,Eq}$, tra lo spostamento massimo in direzione trasversale $u_{2Sd,Eq,max}$, calcolato nella combinazione di carico sismica allo *SLV*, e il relativo spostamento di capacità del dispositivo $u_{2Rd,Eq}$;
- d) il rapporto $u_{2Sd,Eq,rdl}/u_{2Rd,Eq}$ tra lo spostamento trasversale residuo alla fine del terremoto e lo spostamento di capacità dell'isolatore $u_{2Rd,Eq}$.

I valori della resistenza media a compressione della muratura $\sigma_{1Rd,st}$ e della resistenza media a taglio della muratura sono stati ottenuti scegliendo i valori minimi elencati in tabella C8A.2.1 della Circolare Esplicativa annessa alle NTC08 (Circolare Esplicativa n°217). Più specificatamente, tali valori corrispondono a quelli di una “muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)”, e sono stati divisi per un fattore di sicurezza γ_m , assunto uguale a 3 in condizioni statiche e 1 in condizioni sismiche, e per un fattore di confidenza $CF = 1,35$, corrispondente a un livello di conoscenza limitata.

Gli studi parametrici sono stati effettuati sfruttando le *utilities* disponibili nel software SAP2000®. Questi, in particolare, consente di lanciare in sequenza, mediante un cosiddetto *batch-file*, un numero illimitato di *files* che sono aperti, analizzati e chiusi salvandone in automatico i risultati prima di aprire il successivo nella sequenza. Tali dati possono poi essere recuperati ed analizzati in *post-processing*. Per ciascun *file*, in cui sono stati implementati i valori dei parametri di input caratterizzanti il dato studio, sono stati considerati i sette terremoti di cui al paragrafo 5.6, ovvero: 1) il terremoto Friuli 1976 (Eq1, 0,18g); 2) il terremoto Lazio-Abruzzo 1984 (Eq2, 0,25g), 3) il terremoto Lazio-Abruzzo 1984 (Eq3, 0,19g), 4) il terremoto Lazio-Abruzzo 1984 (Eq4, 0,13g), 5) Umbria-Marche 1997 (Eq5, 0,16g), 6) il terremoto Mt. Hengill Area 1998 (Eq6, 0,12g) e 7) il terremoto Mt. Hengill Area 1998 (Eq7, 0,30g). L'accelerazione massima del suolo varia, pertanto, da 0,11 g a 0,30 g. Le analisi non lineari *time history* sono state eseguite usando un'analisi modale basata sul metodo dei vettori di Ritz dipendente dal carico (*cf.* Cap 6.1). Tale tipo di analisi infatti consente di selezionare moti locali con concentrazione di deformazioni in punti particolari quali quelli che interessano le strutture isolate in cui la maggior parte delle deformazioni è attesa nei dispositivi d'isolamento.

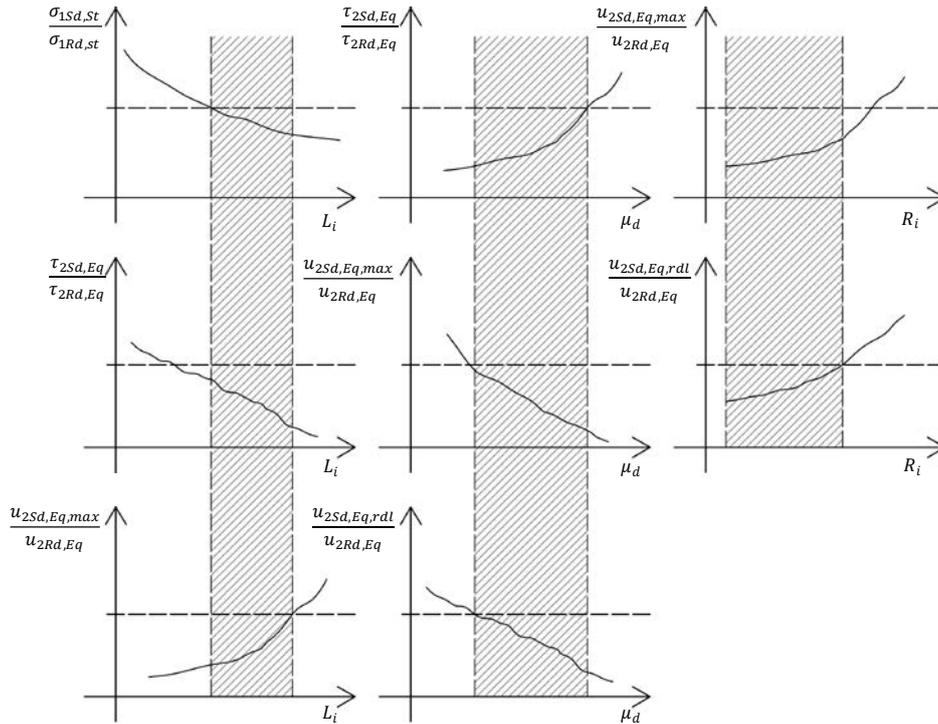


Figura 5.6 Procedura di ottimizzazione basata sui risultati degli studi parametrici: *trend* atteso (qualitativo).

La soluzione ottimale può essere identificata come quella combinazione di valori dei parametri di input, cioè L_i , R_i e μ_d , che consenta di soddisfare contemporaneamente i seguenti quattro vincoli:

$$\sigma_{1Sd,St}/\sigma_{1Rd,St} \leq 100 \% \quad (5.11)$$

$$\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq} \leq 100 \% \quad (5.12)$$

$$u_{2Sd,Eq,max}/u_{2Rd,Eq} \leq 100 \% \quad (5.13)$$

$$u_{2Sd,Eq,rdl}/u_{2Rd,Eq} \leq 100 \% \quad (5.14)$$

Queste disequaglianze aiuteranno a individuare l'intervallo di valori dei parametri di ingresso che corrispondono alle possibili soluzioni ottimali, così come atteso e riportato qualitativamente in Fig. 5.6.

Poiché i vari parametri di input non sono tra loro indipendenti, la scelta della soluzione finale andrà fatta un parametro la volta, in cascata, rifacendo se necessario le analisi aggiornando via via la soluzione di riferimento con il nuovo valore del parametro individuato negli studi parametrici precedenti. Comunque, occorre effettuare una verifica a posteriori della soluzione progettuale individuata.

Per quanto riguarda il caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*, i risultati degli studi parametrici sono rappresentati nelle successive figure (Figg. 5.7 - 5.9). Si noti che le diverse curve tracciate sono relative ai sette terremoti considerati e in ciascun grafico è riportata anche la curva media, a cui si è fatto riferimento per la definizione della soluzione ottimale, così come illustrato in Fig. 5.6.

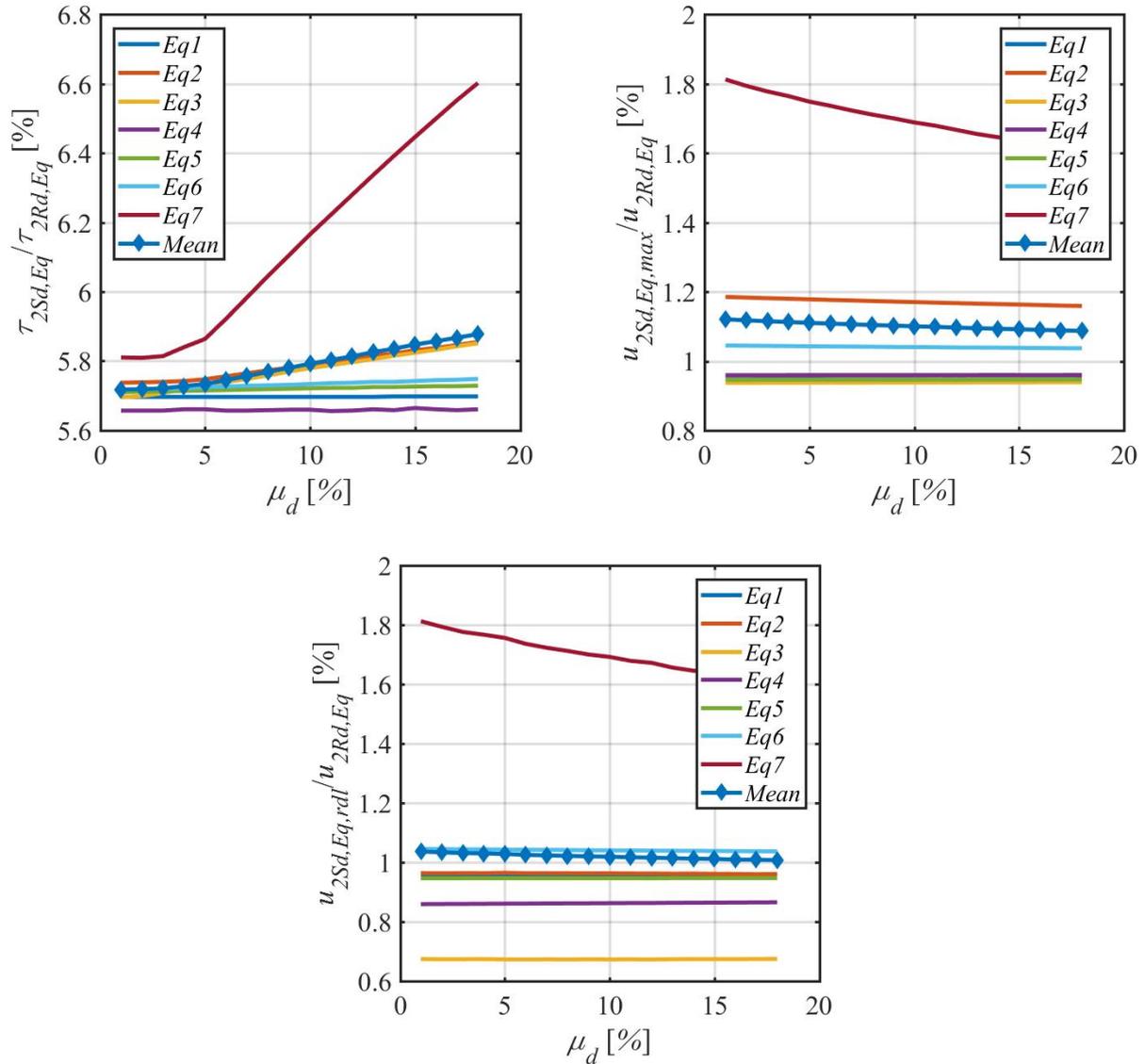


Figura 5.7 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza del coefficiente di attrito sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo dell'IC.

I risultati ottenuti dalle curve sono nella maggior parte dei casi in accordo con quanto previsto.

Per quanto riguarda l'influenza del coefficiente d'attrito μ_d (Fig. 5.7), ω si ω me previsto, al crescere del suo valore aumenta anche la tensione tangenziale esercitata all'estradosso della muratura in condizioni sismiche, poiché aumenta a sua volta la soglia di scorrimento della legge di attrito alla Coulomb. Al contrario, entrambi gli spostamenti in direzione trasversale, massimo $u_{2Sd,Eq,max}$ e residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$, diminuiscono. Va notato che l'attrito influenza anche i modi propri di vibrare della struttura, infatti all'aumentare del coefficiente d'attrito si riduce il valore del periodo di oscillazione corrispondente ai modi propri della struttura (cfr. Ch5, Allegato 5.1-5.3).

Aumentando l'estensione longitudinale L_i dell'appoggio de ll'isolatore (F ig. 5.8), il va lore massimo dello sforzo normale verticale statico $\sigma_{1Sd,St}$ e quello dello sforzo tangenziale indotto

sismicamente $\tau_{2Sd,Eq}$ esercitato sulla sottostante muratura, diminuisce in quanto gli stessi carichi, rispettivamente verticali e orizzontali, si distribuiscono su una superficie più ampia. Al contrario, sia lo spostamento massimo $u_{2Sd,Eq,max}$, che residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$ si mantengono costanti all'aumentare di L_i .

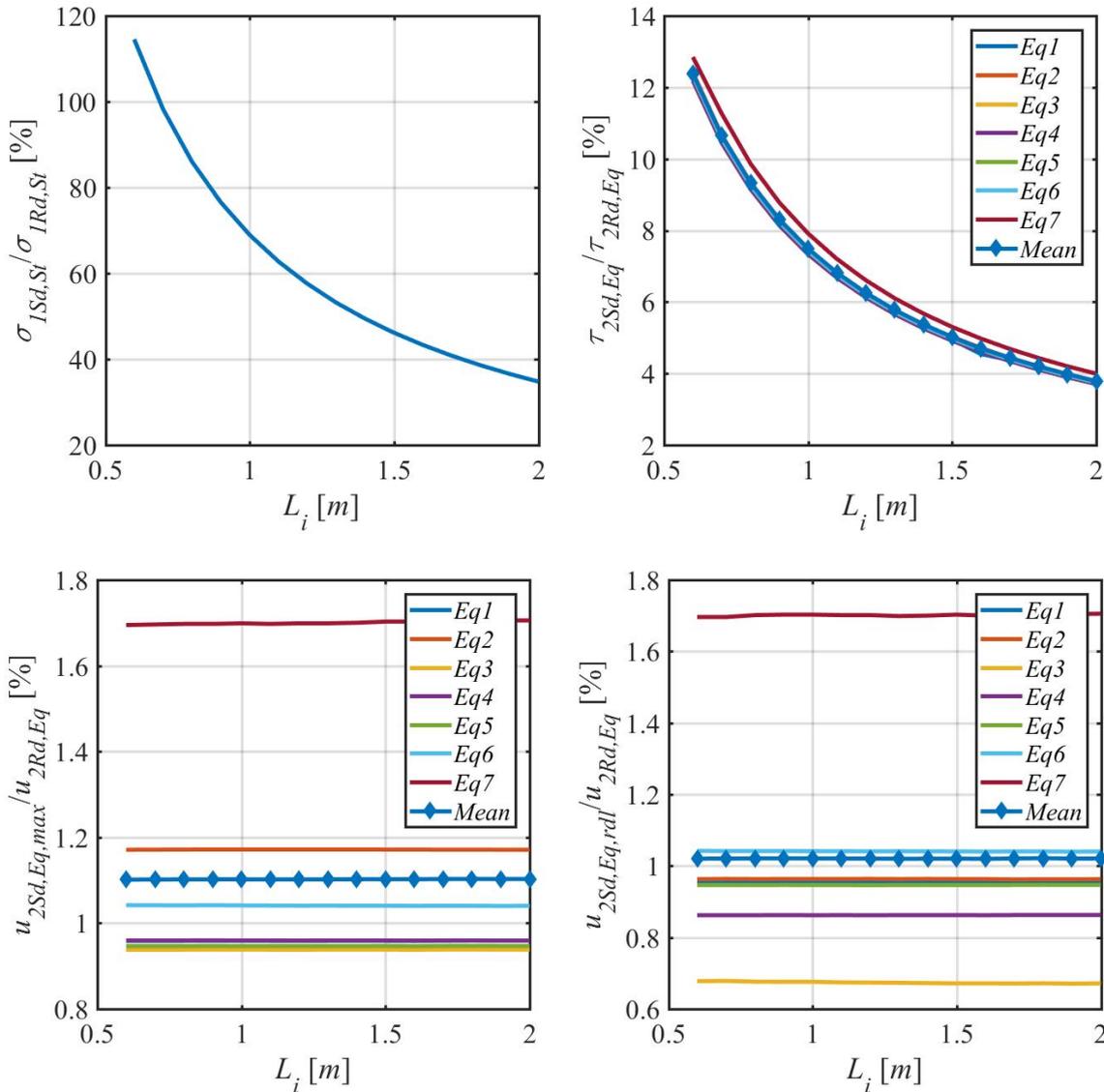


Figura 5.8 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza della lunghezza dell'IC sulla tensione normale, sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo.

Per quanto riguarda l'influenza del raggio di curvatura dell'isolatore (Fig. 5.9), si nota in media una diminuzione dei due rapporti in spostamento all'aumentare di R_i , risultato questo apparentemente in contraddizione con quanto atteso (*cf.* Fig.5.6). Questo potrebbe essere dovuto all'effetto di un altro parametro che vanifica la diminuzione della rigidità post-scorrimento dovuta all'aumentare del raggio. Tuttavia per appurare di quale parametro si tratti, occorrerebbero ulteriori indagini.

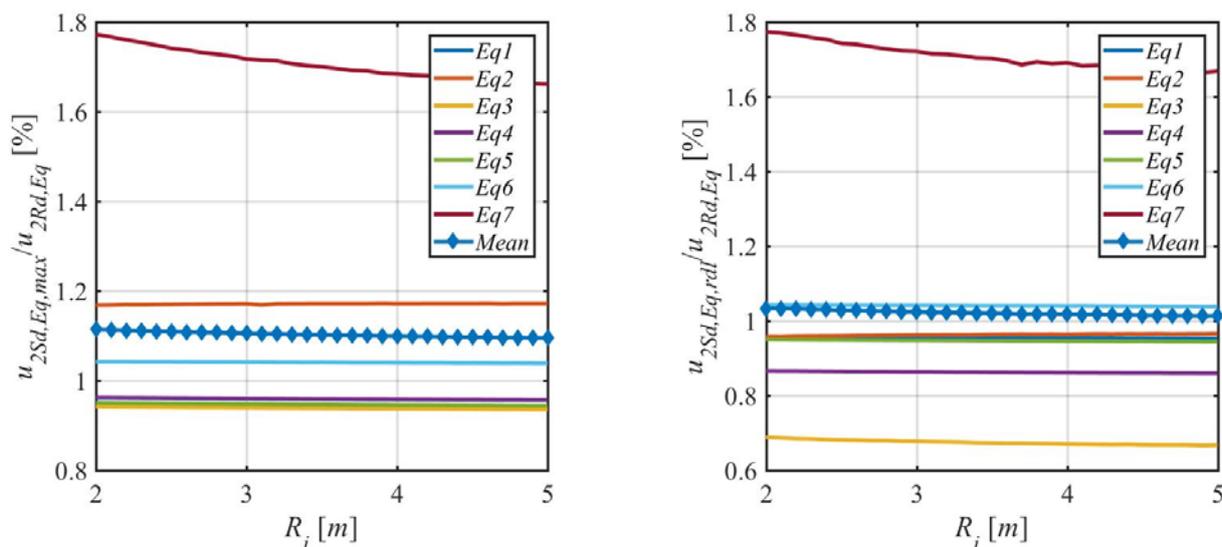


Figura 5.9 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza del raggio di curvatura dell'IC sullo spostamento massimo e residuo.

Va notato che, per il caso studio qui analizzato, il valore dei summenzionati rapporti (Eqs. (5.11) - (5.14)), fatta eccezione per il caso della tensione normale verticale rapportata alla lunghezza dell'appoggio (Fig. 5.8), è nella maggior parte dei casi inferiore al valore del 100 %. Ciò è dovuto a una duplice ragione: 1) la sismicità della zona è relativamente bassa e 2) le masse sono state drasticamente ridotte preservando solo le parti corticali dei blocchi di muratura crollati (*cfr.* paragrafo 5.2). In questi casi, la scelta della soluzione ottimale e quindi del valore di ciascuno dei parametri di input può essere basata su un criterio economico. Si potrebbe, infatti, preferire il valore più grande di μ_d poiché in genere implica l'uso di materiali più comuni – ad esempio il normale PTFE invece del PTFE lubrificato con inserti in vetro. Allo stesso modo, si potrebbe scegliere il valore più grande del raggio di curvatura R_i dell'isolatore, poiché a parità di spessore di quest'ultimo, comporterebbe una minor lavorazione di levigatura della superficie di scorrimento. Il valore di L_i , in questo caso, dovrà essere almeno pari a 70 cm dovendosi rispettare il vincolo di $\sigma_{1Sd,st}/\sigma_{1Rd,st} \leq 100\%$.

Con riferimento all'ipotesi di impiego di appoggio cilindrico, per il caso-studio qui analizzato, la soluzione ottimale sarebbe caratterizzata dunque dai seguenti valori dei parametri di input (Tabella 5.2): $L_i = 70\text{ cm}$; $R_i = 2,0\text{ m}$ e $\mu_d = 18\%$.

5.7.1.2 Verifica a posteriori della soluzione ottimale

Poiché gli studi parametrici sono stati condotti isolando un parametro alla volta e sebbene i risultati riportati nel precedente sotto-paragrafo siano serviti a circoscrivere un *range* di possibili valori per ciascun parametro alla volta, è a rigore necessario condurre un'analisi *ex novo* in quanto tale

combinazione differisce da quella di riferimento. Per tale motivo, i nuovi parametri di input (Tabella 5.2) sono stati combinati in un singolo modello SAP.

I risultati sono riportati nella successiva figura (Fig. 5.10). Si noti che ogni curva è ottenuta diagrammando i risultati corrispondenti a ciascun accelerogramma. Quest'ultimi sono stati ordinati in ordine crescente di PGA.

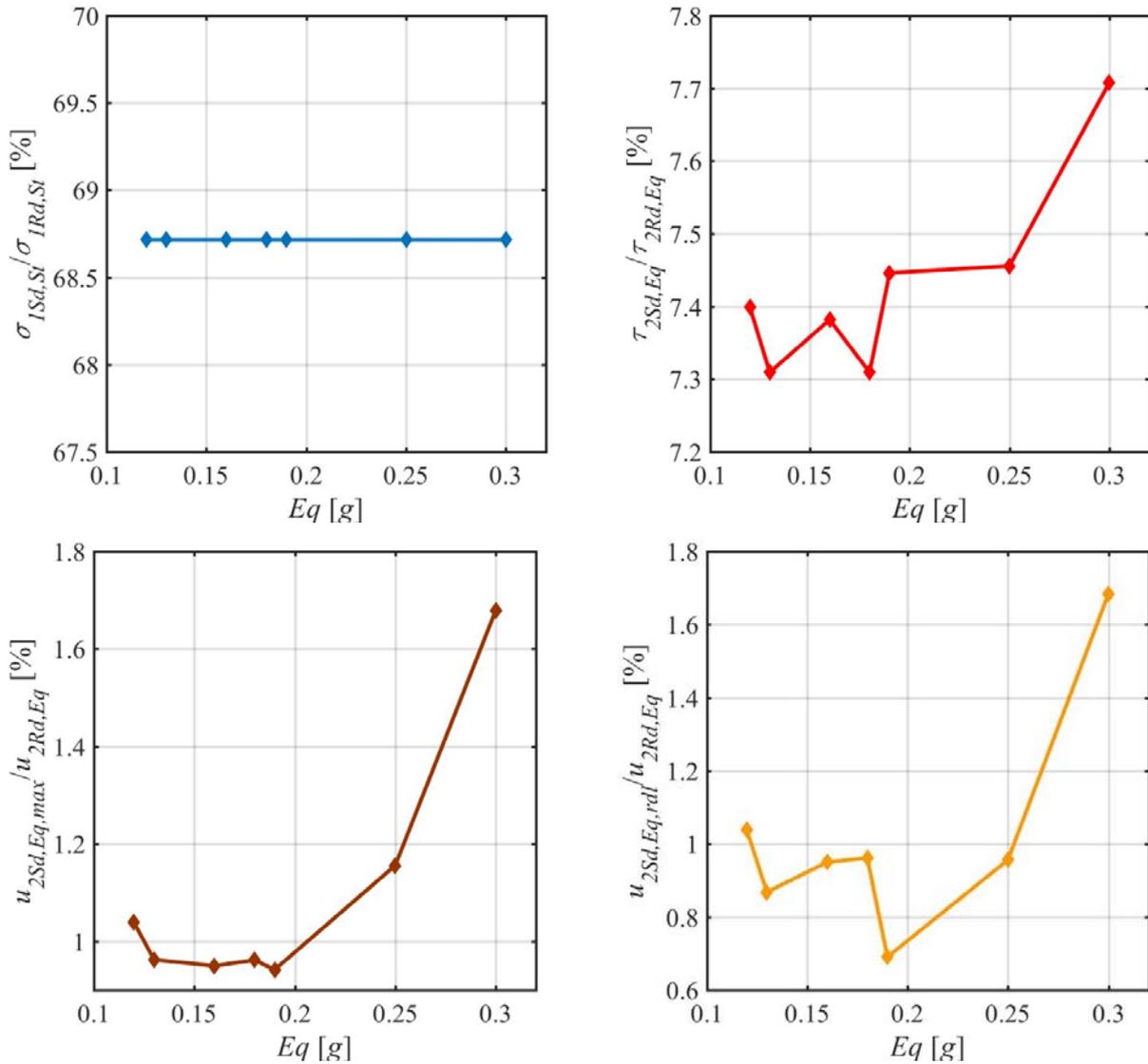


Figura 5.10 Risultati della combinazione dei tre parametri di input ottimali per il caso di IC.

La soluzione così individuata è dunque accettabile in quanto i valori dei rapporti, di cui alle equazioni precedenti (5.11-5.14), sono tutti inferiori al 100%.

5.7.2 Dispositivo attritivo piatto

5.7.2.1 Studi parametrici

Gli studi parametrici presentati nel paragrafo 5.7.1.1 ed in particolare i risultati ottenuti hanno mostrato curve tutte inferiori al valore del 100% a causa della bassa sismicità del sito. Per tale motivo sono state svolte ulteriori analisi, impiegando un appoggio attritivo piatto (IP) il cui uso, come precisato nel *Cap.3*, è particolarmente indicato proprio nel caso di zone a sismicità bassa o nulla.

Per valutare la soluzione ottimale, i parametri di input di cui è stata studiata l'influenza sulla soluzione sono: il coefficiente di attrito dinamico μ_d ; la lunghezza L_i dell'isolatore cilindrico e la larghezza La_i dell'isolatore (Fig. 5.3).

Il *range* di valori per ciascuno dei parametri di ingresso è riportato in Tabella 5.3 insieme a quelli della soluzione di riferimento e della soluzione ottimale.

Tabella 5.3 – Intervallo di valori dei parametri di input adottati per gli studi parametrici

Parametri di input	μ_d [%]	L_i [cm]	La_i [m]
Soluzione di riferimento	9,0	0,3	0,3
<i>Range</i> di variazione	1,0-18,0	0,3-2,0	0,3-0,6
Soluzione ottimale	18,0	0,70	0,3

Anche in questo caso la soluzione ottimale è identificata come combinazione dei valori dei parametri di input, cioè L_i , La_i e μ_d in grado di soddisfare i vincoli riportati nelle espressioni (5.11-5.14).

Gli studi parametrici sono stati svolti considerando tutti i 7 accelerogrammi già precedentemente definiti (Fig. 5.4). La curva media è la curva cui è stato fatto riferimento per l'individuazione della soluzione ottimale relativa ai parametri di input contemplati.

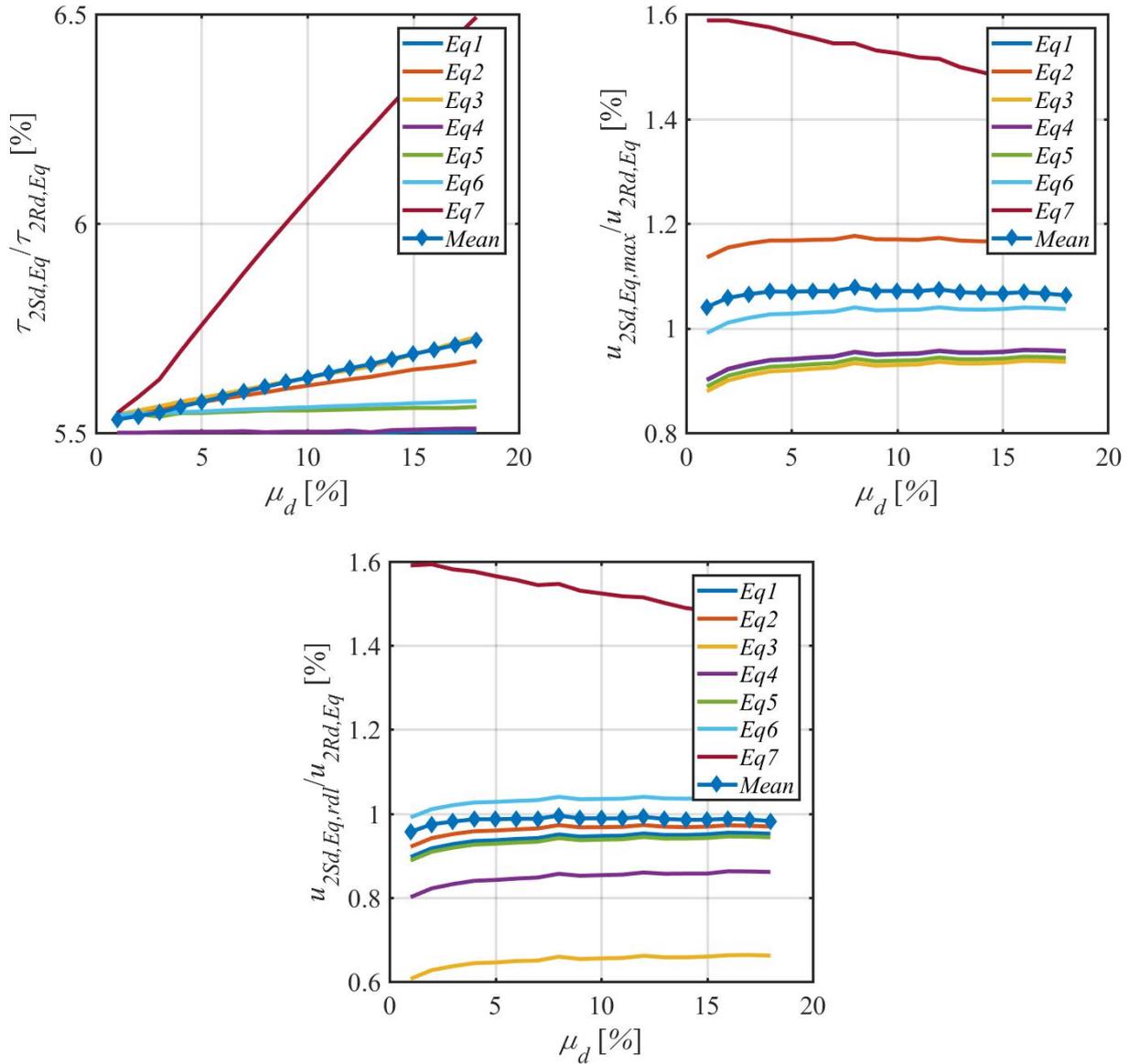


Figura 5.11 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza del coefficiente di attrito sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo, nel caso di IP.

I risultati di questi studi sono rappresentati nelle figure (Figg. 5.11 - 5.13) e anche in questo caso sono in accordo con le curve attese. In particolare, al crescere del valore del coefficiente d'attrito μ_d (Fig. 5.11) aumenta la tensione tangenziale esercitata all'estradosso della muratura in condizioni sismiche. Al contrario, entrambi gli spostamenti in direzione trasversale, massimo $u_{2Sd,Eq,max}$ e residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$, in media diminuiscono. Sebbene gli andamenti riguardanti gli spostamenti in funzione di μ_d mostrino una pendenza funzione della PGA che caratterizza il dato terremoto.

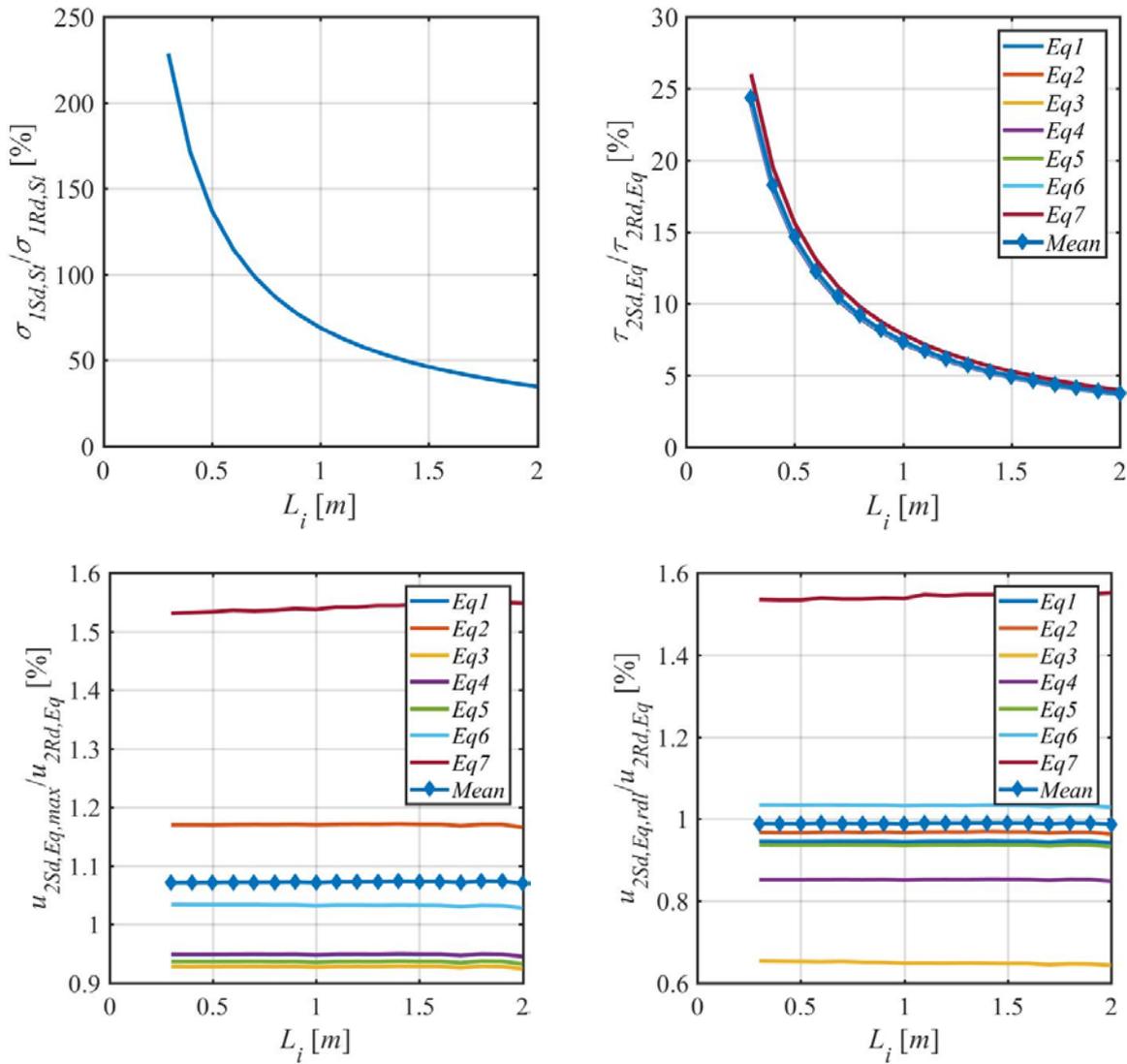


Figura 5.12 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza della lunghezza dell'isolatore piatto sulla tensione normale, sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo.

Aumentando l'estensione longitudinale L_i dell'IP (Fig. 5.12), il valore massimo della tensione normale verticale statica $\sigma_{1Sd,St}$ e quello della tensione tangenziale indotta sismicamente $\tau_{2Sd,Eq}$, esercitata sulla sottostante muratura, diminuisce in quanto gli stessi carichi, rispettivamente verticali e orizzontali, si distribuiscono su una superficie più ampia. In riferimento al valore dello sforzo normale massimo, la soglia del 100% è superata per un valore della lunghezza dell'appoggio pari a circa 60 cm. In riferimento alla curva media della tensione tangenziale, i valori ottenuti sono inferiori alla soglia del 100%, ma nettamente superiori a quelli ottenuti dai corrispettivi studi parametrici svolti con l'IC (Fig. 5.8), essendo la larghezza dell'appoggio piatto della soluzione di riferimento pari alla metà (0,30 cm) di quella del cilindrico. Sia lo spostamento massimo $u_{2Sd,Eq,max}$, che residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$ si mantengono costanti all'aumentare di L_i .

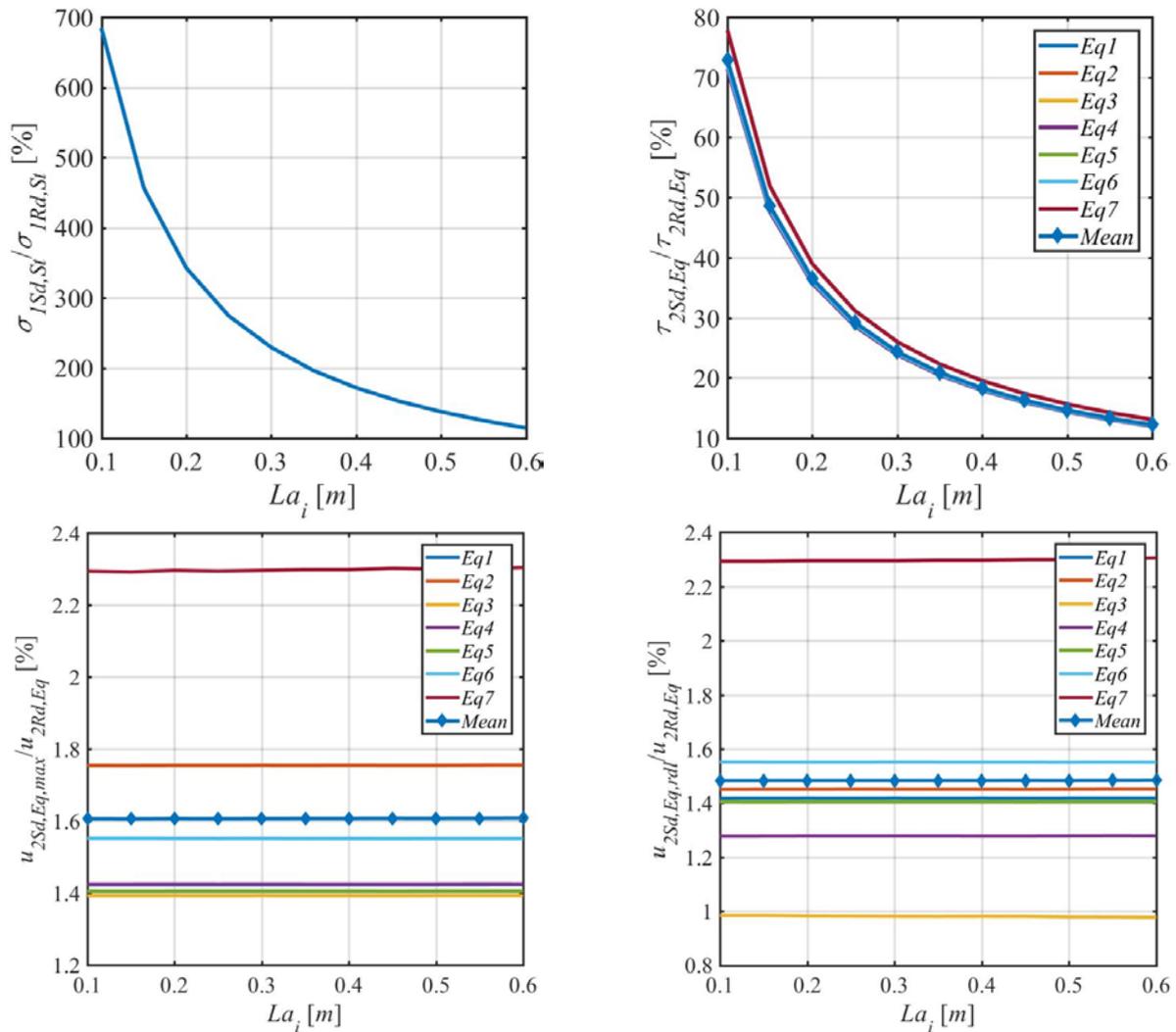


Figura 5.13 Risultati degli studi parametrici riguardanti l'influenza della larghezza dell'IP sulla tensione normale, sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo.

Aumentando l'estensione trasversale La_i dell'isolatore (Fig. 5.13), il valore massimo dello sforzo normale verticale statico $\sigma_{1Sd,St}$ e quello dello sforzo tangenziale indotto sismicamente $\tau_{2Sd,Eq}$, esercitato sulla sottostante muratura, diminuisce in quanto gli stessi carichi, rispettivamente verticali e orizzontali, si distribuiscono su una superficie più ampia. Si noti che il range di La_i ha compreso valori privi di significato fisico al fine di valutarne l'influenza da un punto di vista puramente numerico. Invece, sia lo spostamento massimo $u_{2Sd,Eq,max}$, che residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$ si mantengono costanti all'aumentare di La_i .

Con riferimento all'ipotesi di impiego di appoggio attritivo piatto, per il caso-studio qui analizzato, la soluzione ottimale è caratterizzata dunque dai seguenti valori dei parametri di input (Tabella 5.3): $L_i = 0,70$ m; $La_i = 0,30$ cm e $\mu_d = 18\%$.

Ulteriori studi parametrici verranno condotti, nel capitolo successivo, per dedurre informazioni aggiuntive utili da applicare alle strategie di soluzione qui descritte.

5.7.2.2 Verifica a posteriori della soluzione ottimale

Anche per il modello dell'isolatore piatto, le curve ottenute dalla combinazione dei tre parametri di input ottimali presentano rapporti tutti al di sotto delle soglie di vincolo (Fig. 5.14).

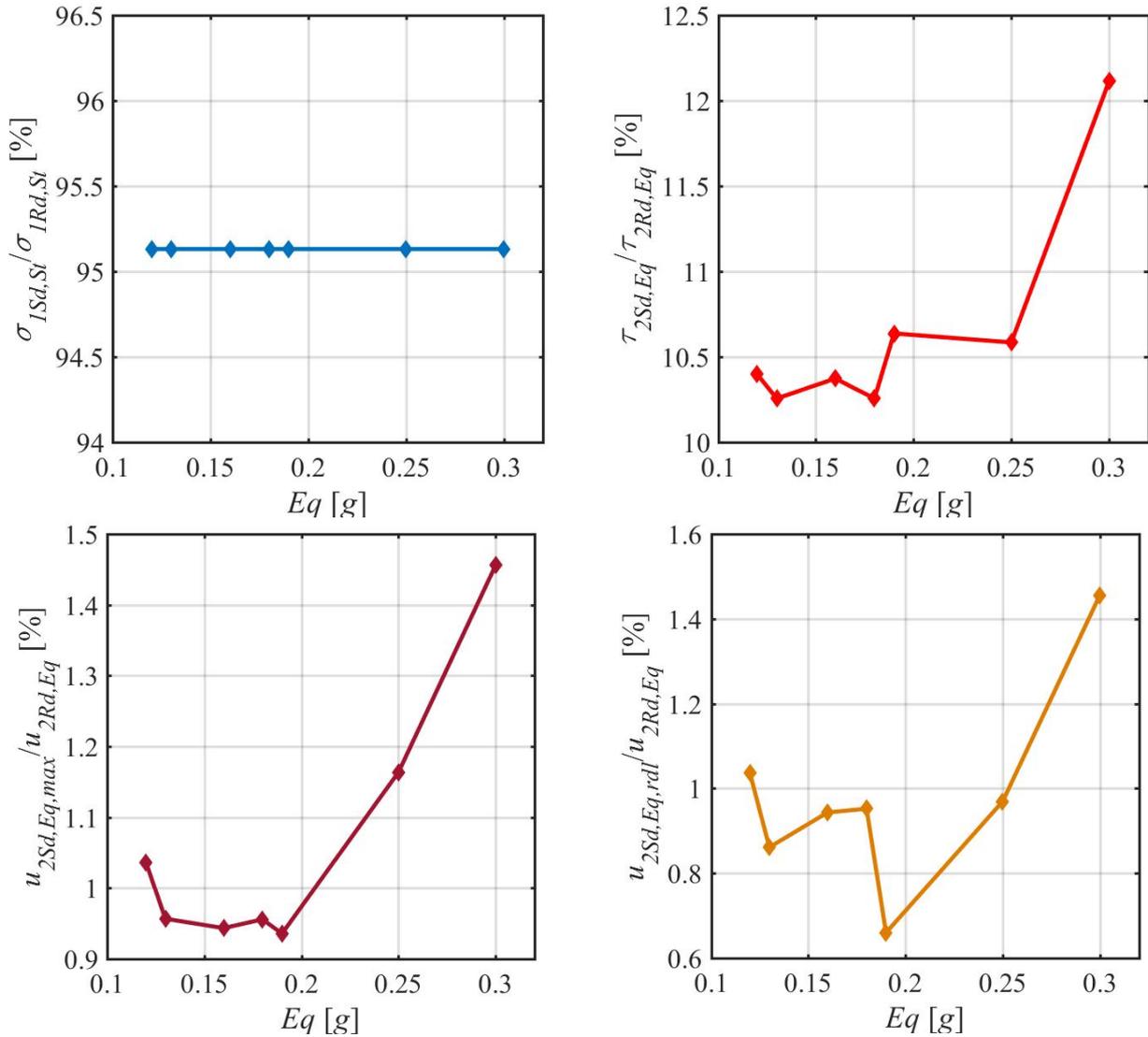


Figura 5.14 Risultati della combinazione dei tre parametri di input ottimali per il caso di IP.

Inoltre, confrontando tali risultati con la soluzione ottimale del modello con appoggio curvilineo (cfr. Fig. 5.10), i rapporti $\sigma_{1Sd,St} / \sigma_{1Rd,St}$ e $\tau_{2Sd,Eq} / \tau_{2Rd,Eq}$ sono maggiori così come atteso suggerendo, per il caso studio qui presentato e più in generale per quelle zone a sismicità bassa o nulla, l'adozione di tale soluzione progettuale, anche da un punto di vista economico.

6. STUDI PARAMETRICI

6.1 Introduzione

Prendendo spunto dalla soluzione progettuale adottata per il caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*, di cui al Cap. 4, ed al fine di dedurre informazioni utili circa l'applicabilità delle strategie progettuali proposte, sono stati condotti degli studi parametrici (*cf.* Cap. 5). Questi ultimi sono stati sviluppati attraverso un modello agli EF realizzato mediante il software commerciale SAP2000®. Le analisi sono dinamiche non lineari con accelerogrammi naturali spettro-compatibili. In particolare sono state condotte Non Linear Modal Time History Analyses (NLMTHA), anche chiamate, nella guida del software, Fast Non linear Analyses (FNA). Infatti la sovrapposizione modale, in alternativa alla analisi Time History con integrazione diretta, fornisce una procedura altamente accurata ed efficiente.

Un'integrazione in forma chiusa delle equazioni modali è impiegata per calcolare la risposta, assumendo una variazione lineare delle funzioni del tempo tra istanti temporali dei dati di input. In tal modo, non si sono mai incontrate instabilità numeriche e l'incremento temporale potrebbe essere qualsiasi valore ritenuto abbastanza raffinato da catturare i massimi valori di risposta (Manuale SAP2000®). Inoltre i modi di vibrare sono ottenuti mediante l'algoritmo dei vettori di Ritz, in quanto consentono di raggiungere risultati più accurati del metodo agli autovettori e l'algoritmo solutore è più veloce. Inoltre, una FNA non presenta sensibilità rispetto al passo di integrazione come invece avviene nel caso di integrazione diretta. Essendo le deformazioni non lineari attese concentrate nei Non Linear Link, sia la sovrastruttura, composta da un traliccio in acciaio, che la sottostruttura muraria, saranno modellati come elastico-lineari.

In questo capitolo sono stati condotti ulteriori studi parametrici per dedurre informazioni aggiuntive, in particolare considerando un modello dell'impalcato accoppiato alle murature sottostanti della galleria.

6.2 Dettagli del modello FEM

Si riportano di seguito alcune informazioni riguardanti il modello FEM sviluppato in ambiente SAP2000® riguardante la soluzione di riferimento di cui alla seguente Tabella 6.1.

In particolare in Figura 6.1 sono rappresentati i primi quattro modi di vibrare.

Si noti che, a differenza del caso di modello disaccoppiato di cui al capitolo precedente, la percentuale di massa eccitata nella direzione X per il primo modo ammonta a circa il 25 % della

massa totale. Per ottenere il 74 % cumulato, bisogna considerare i modi fino al quinto. Per raggiungere complessivamente il 100 % sono stati considerati anche i modi di ordine superiore. Tale differenza è dovuta al fatto che, adesso, la percentuale di massa maggiore è costituita dai muri longitudinali alla galleria, per cui per eccitare il 100 % della massa totale occorre considerare anche i modi superiori che riguardano i muri. Inoltre, si noti che il quarto modo rappresentato, sebbene caratterizzato da spostamenti in opposizione di fase dei muri, corrisponde alla direzione verticale e la massa eccitata nella direzione trasversale X è bassissima, ovvero $5,125 \cdot 10^{-5}$ (cfr. Tabella 6.1). L'85% della massa dell'impalcato è comunque eccitata già dal primo modo in quanto questa è pari all'incirca al 24% della massa totale, comprensiva dell'aliquota ascrivibile ai muri longitudinali.

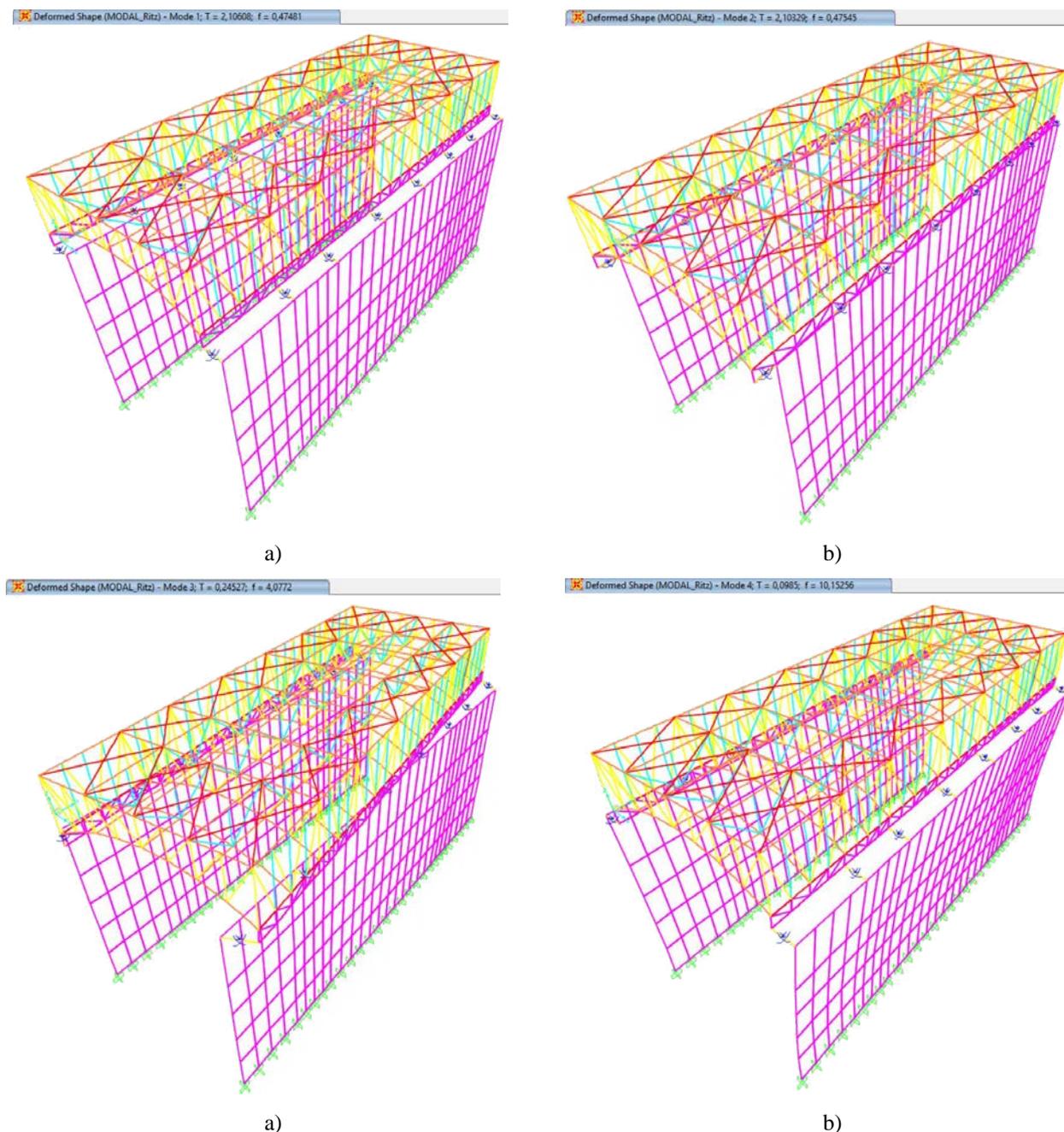


Figura 6.1: Rappresentazione dei primi quattro modi di vibrare per il modello FEM con impalcato e muri accoppiati.

Tabella 6.1 – Dati inerenti i primi quattro modi di vibrare per il modello di riferimento, rappresentati in Fig. 6.1 (periodi e masse partecipanti per singolo modo e somme progressive).

Type	Step	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Mode	1	2,106	0,24846	4,707E-09	4,767E-15	0,24846	4,707E-09	4,767E-15
Mode	2	2,103	4,718E-09	0,24675	2,081E-12	0,24846	0,24675	2,085E-12
Mode	3	0,245	5,937E-11	3,868E-12	2,404E-09	0,24846	0,24675	2,406E-09
Mode	4	0,098	5,125E-05	2,863E-13	0,0004	0,24851	0,24675	0,0004
Mode	5	0,098	0,49451	1,468E-13	2,969E-08	0,74302	0,24675	0,0004

6.3 Studi parametrici volti ad individuare la soluzione ottimale

6.3.1 Dispositivo a pendolo cilindrico

6.3.1.1 Studi parametrici

Gli studi parametrici sono stati effettuati tenendo in conto i *range* di valori riportati in Tabella 6.2.

Nella stessa tabella sono anche riportati i valori dei parametri che caratterizzano la soluzione di riferimento e quella ottimale.

Tabella 6.2 – *Range* di valori assunti per gli studi parametrici con il modello accoppiato.

Parametri di input	μ_d [%]	L_i [cm]	R_i [m]	f_m [N/cm ²]
Soluzione di riferimento	9,0	1,3	3,5	140
<i>Range</i> di variazione	1,0-18,0	0,6-2,0	2,0-5,0	100-400
Soluzione ottimale	18,0	1,0	2	140

Anche per il modello accoppiato le analisi sono state svolte ipotizzando l'impiego sia del dispositivo a pendolo cilindrico che piatto, adottando i sette accelerogrammi già definiti nelle analisi parametriche del modello disaccoppiato (*cfr.* Cap. 5, Fig. 5.4).

Va precisato che per la muratura si sono prese in considerazione le tipologie descritte nella Circolare n°617 dei LL. PP. cui corrispondono valori dei parametri meccanici che tipicamente si riscontrano in murature archeologiche (Tabella 6.3).

I risultati degli studi parametrici per il modello accoppiato con isolatore cilindrico sono rappresentati nelle Figure da 6.2 a 6.5.

Gli andamenti generali sono in accordo con quanto previsto (*cfr.* Fig. 5.6) e in particolare all'aumentare di R_i (Fig. 6.2) la rigidità post-scorrimento k_{ps} diminuisce, di conseguenza sia lo

spostamento massimo che residuo aumentano. Tale effetto è visibile nel caso della linea media, sebbene la pendenza di ciascuna curva sembri variare al variare dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) del terremoto corrispondente. In particolare, all'aumentare della PGA l'angolo che in media la curva forma con l'asse delle ascisse passa da valori negativi a valori positivi e la curva media che ne risulta è globalmente crescente.

Tabella 6.3 – Range di valori dei parametri meccanici assunti per le murature estratto dalla tabella C8A.2.1 della Circolare LL.PP. n°617.

Parametri muratura	f_m	τ_m	E_m	G_m	γ_m
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/m ³]
Muratura di pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari)	100	2,0	690	230	19,0
	180	3,2	1050	350	19,0
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20,0
	300	5,1	1440	480	20,0
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21,0
	380	7,4	1980	600	21,0
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, etc..)	140	2,8	900	300	16,0
	240	4,2	1260	420	16,0
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18,0
	400	9,2	1800	600	18,0

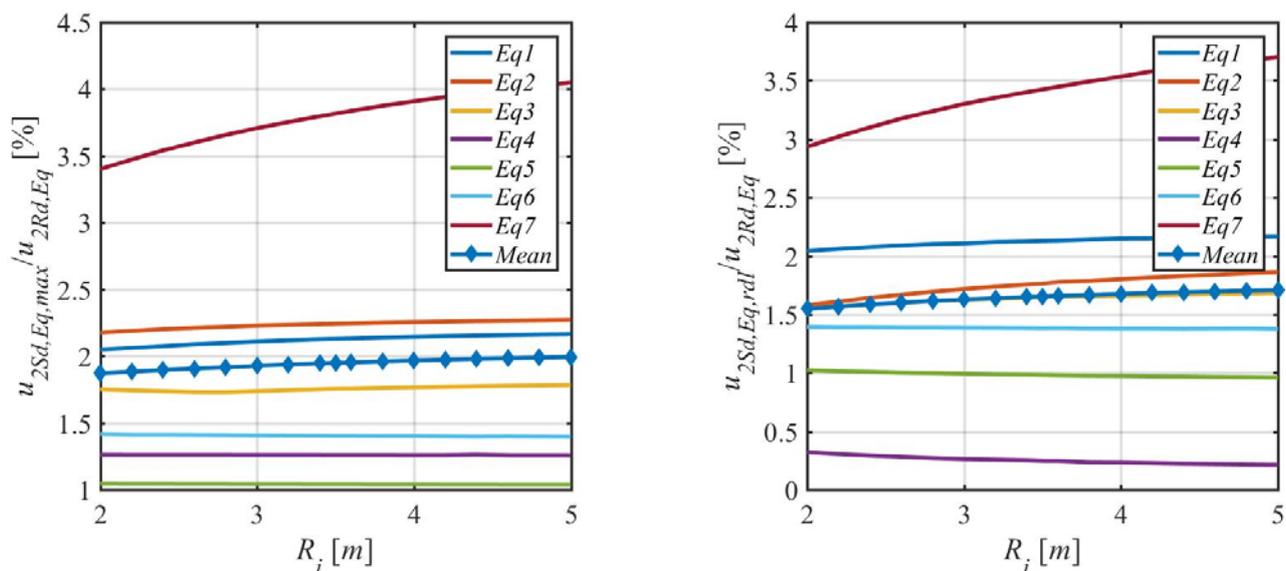


Figura 6.2: Risultati degli studi parametrici riguardanti l'effetto del raggio di curvatura dell'IC.

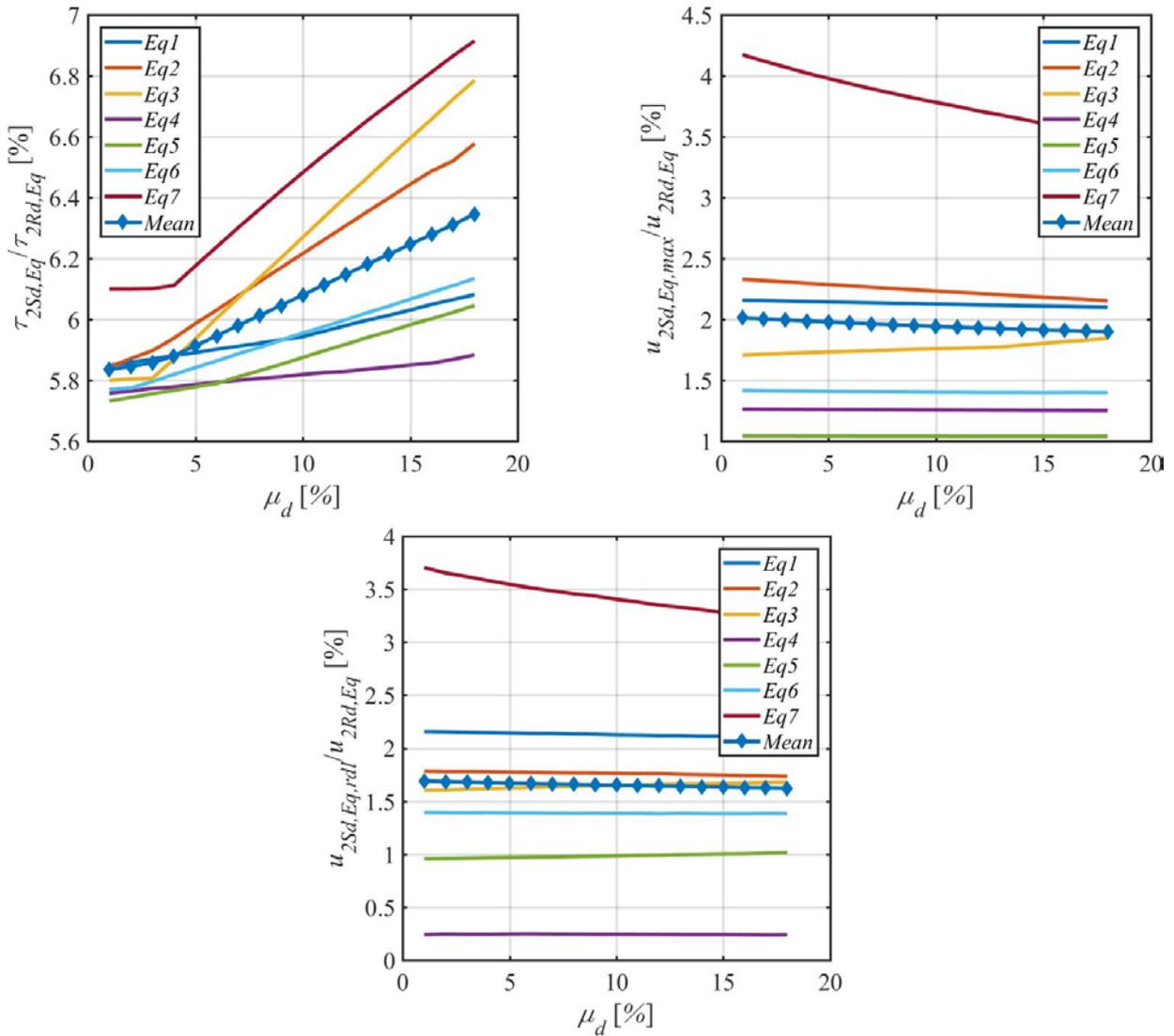


Figura 6.3: Risultati degli studi parametrici inerenti l'effetto del coefficiente di attrito degli isolatori cilindrici.

Per quanto riguarda l'influenza del coefficiente d'attrito μ_d (Fig. 6.3), così come previsto, al crescere del suo valore aumenta anche la tensione tangenziale esercitata all'estradosso della muratura in condizioni sismiche, Al contrario, entrambi gli spostamenti in direzione trasversale, massimo $u_{2Sd,Eq,max}$ e residuo $u_{2Sd,Eq,rdl}$, diminuiscono. Confrontando tali valori con quelli del modello disaccoppiato, a parità di valore di μ_d , il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ aumenta (*cfr.* Fig. 6.3 e Fig. 5.7). Tale aumento è giustificato dal fatto che, a parità di legame costitutivo (Fig. 5.2), gli spostamenti massimi aumentano (*cfr.* Fig. 6.3b e 5.7b) e di conseguenza aumenta anche il corrispondente valore di forza orizzontale trasversale trasmessa alla muratura sottostante. Gli spostamenti residui globalmente sono superiori rispetto al caso di modello disaccoppiato (*cfr.* Fig. 6.3c e 5.7c).

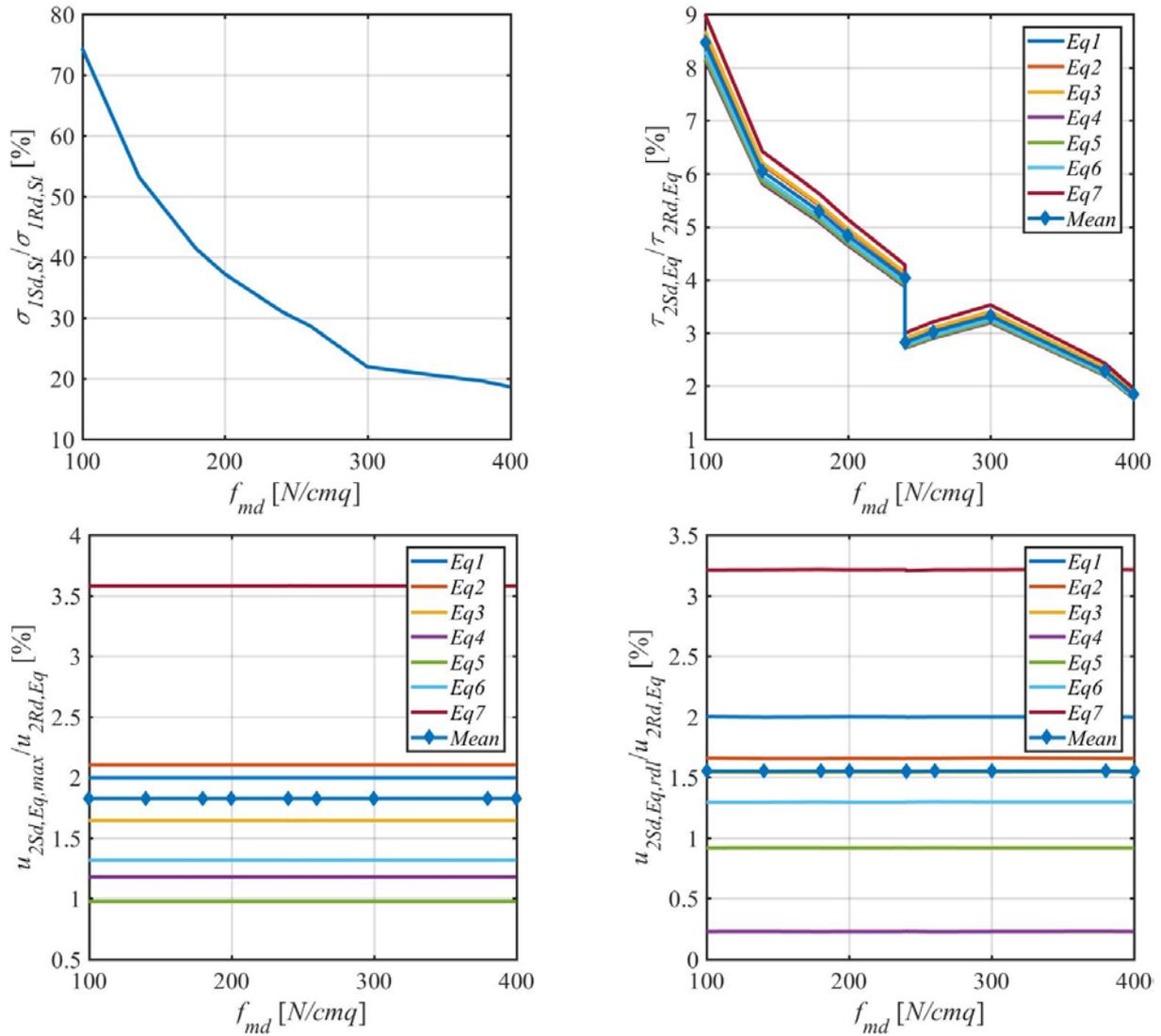


Figura 6.4: Risultati degli studi parametrici inerenti l'effetto della tipologia muraria, riassunta attraverso f_{md} (si veda Tabella 6.2).

Per quanto riguarda l'influenza della tipologia di muratura, al diminuire delle caratteristiche meccaniche, ovvero della resistenza a compressione f_{md} , il rapporto $\sigma_{1Sd,St} / \sigma_{1Rd,St}$ aumenta dal momento che i carichi verticali corrispondenti alla combinazione fondamentale rimangono sempre costanti.

Per la stessa ragione, per la combinazione sismica, al diminuire di f_{md} , il rapporto $\tau_{2Sd,Eq} / \tau_{2Rd,Eq}$ aumenta. Si noti che tutte le curve corrispondenti ai vari terremoti presentano, in corrispondenza del valore $f_{md} = 240 \text{ N/cm}^2$, un salto. Questo è dovuto al fatto che, come si evince dalla Tabella 6.3, le tipologie di muratura con tale valore di f_{md} siano due sebbene gli corrisponda un valore diverso della resistenza unitaria al taglio, ovvero rispettivamente $\tau_m = 4,2$ e $\tau_m = 4,2 \text{ N/cm}^2$.

Il valore di f_{md} presenta una influenza trascurabile sia sul rapporto $u_{2Sd,Eq,max} / u_{2Rd,Eq}$ che $u_{2Sd,Eq,rsl} / u_{2Rd,Eq}$.

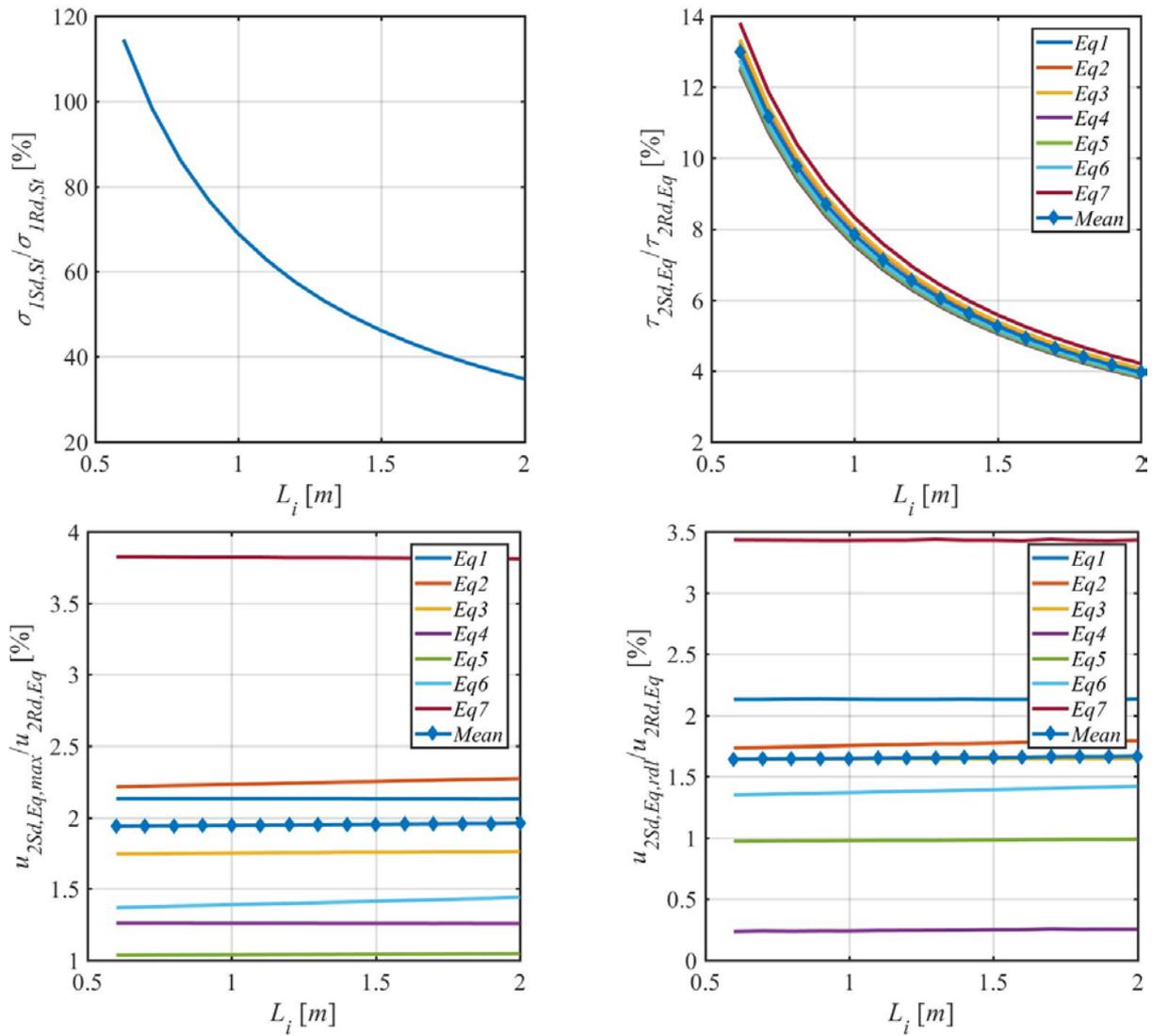


Figura 6.5: Risultati degli studi parametrici inerenti l'effetto della lunghezza dell'IC.

Per quanto riguarda la lunghezza dell'appoggio L_i , il rapporto $\sigma_{1Sd,St}/\sigma_{1Rd,St}$ rimane invariato rispetto al modello disaccoppiato (*cfr* Fig. 5.8). Questo è dovuto al fatto che i carichi verticali all'estradosso dell'appoggio sono rimasti esattamente gli stessi, passando dal modello disaccoppiato a quello accoppiato.

Anche il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ in funzione di L_i presenta l'andamento atteso. Confrontando, invece, tali valori con quelli del modello disaccoppiato, a parità di L_i (*cfr*. Fig. 6.5b e Fig. 5.8b) il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ aumenta leggermente. Questo è dovuto al fatto che gli spostamenti massimi negli appoggi sono aumentati (*cfr*. Fig. 6.5c e Fig. 5.8c) mentre il legame costitutivo è rimasto immutato. Gli spostamenti residui, invece, sono sempre molto bassi.

6.3.1.2 Verifica a posteriori della soluzione ottimale

Nella successiva Figura (Fig. 6.6) sono presentati i risultati della soluzione ottimale riferita al modello accoppiato con dispositivo a pendolo cilindrico. Va specificato che in queste analisi la muratura impiegata è quella della soluzione di riferimento, corrispondente alla tipologia del caso studio qui analizzato.

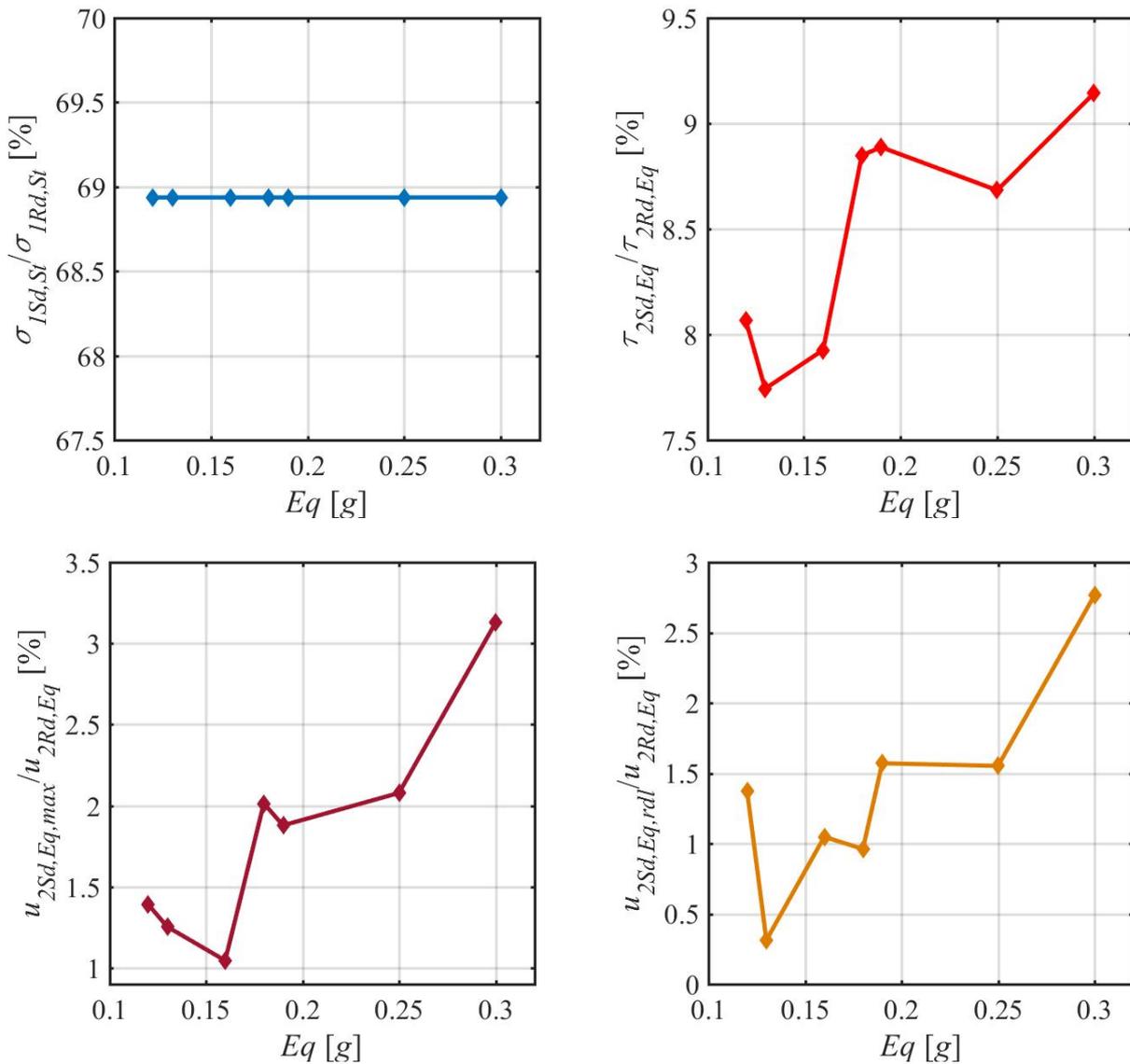


Figura 6.6: Risultati della combinazione dei tre parametri di input ottimali per il caso di IC del modello accoppiato.

Si noti che, confrontando questa soluzione con quelli del modello disaccoppiato (*cfr.* Fig. 5.10), i valori sono globalmente aumentati, seppur in piccola percentuale. In particolare sono maggiori gli spostamenti massimi (Fig. 6.6c) e di conseguenza aumenta anche il corrispondente valore di forza orizzontale trasversale trasmessa alla muratura sottostante e dunque anche il rapporto $\tau_{2Sd,Eq} / \tau_{2Rd,Eq}$. Si noti che tutte le curve sono al di sotto della soglia del 100%, validando pertanto

la soluzione adottata. Emerge altresì che in termini generali, il modello accoppiato è più accurato e quindi più cautelativo.

6.3.2 Dispositivo attritivo piatto

6.3.2.1 Studi parametrici

I risultati degli studi parametrici per il modello accoppiato con isolatore piatto sono rappresentati nelle successive Figure da 6.7 a 6.9.

Gli studi parametrici sono stati effettuati tenendo in conto i *range* di valori riportati in Tabella 6.4.

Nella stessa tabella sono anche riportati i valori dei parametri che caratterizzano la soluzione di riferimento e quella ottimale.

Tabella 6.4– *Range* di valori assunti per gli studi parametrici con il modello accoppiato.

Parametri di input	μ_d [%]	L_i [cm]	La_i [m]	f_m [N/cm ²]
Soluzione di riferimento	9,0	0,3	0,3	140
<i>Range</i> di variazione	1,0-18,0	0,3-2,0	0,3-0,6	140
Soluzione ottimale	18,0	0,7	0,3	140

Per quanto concerne l'influenza del coefficiente di attrito, anche per questo modello, gli andamenti sono in accordo con quanto previsto (*cfr.* Fig. 5.6). Confrontando tali risultati con quelli del modello disaccoppiato, si nota che i valori percentuali del rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$, a parità di valore di μ_d , sono aumentati notevolmente rispetto al modello disaccoppiato (*cfr.* Fig. 6.7 e Fig. 5.11). Anche gli spostamenti massimi sono aumentati e quelli residui sono globalmente superiori rispetto al caso di modello disaccoppiato (Fig. 6.7b, 5.11c). L'aumento dello spostamento relativo tra l'estradosso e l'intradosso dell'isolatore è dovuto al fatto che, durante la *time history*, vi sono alcuni istanti nei quali il muro si sposta nel verso opposto all'impalcato e quindi ne risulta uno spostamento relativo maggiore, rispetto al modello disaccoppiato. Nuovamente a parità di legame costitutivo (Fig. 5.2) la $\tau_{2Sd,Eq}$ aumenta.

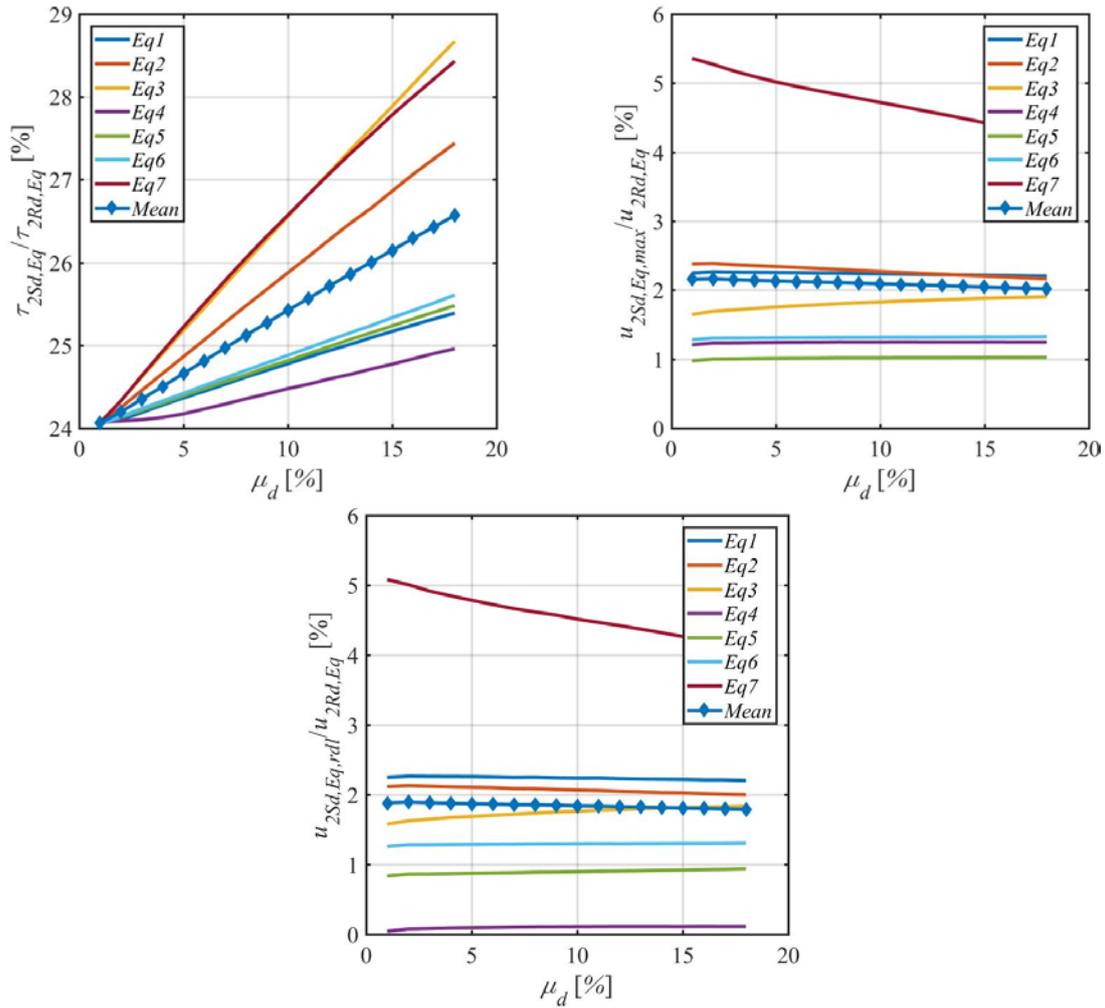


Figura 6.7: Risultati degli studi parametrici inerenti l'effetto del coefficiente di attrito dell'IP.

Per quanto riguarda la dipendenza della lunghezza dell'appoggio L_i , il rapporto $\sigma_{1Sd,St}/\sigma_{1Rd,St}$ rimane invariato rispetto al modello disaccoppiato (cfr Fig. 6.8 e 5.12). Questo è dovuto al fatto che i carichi verticali all'estradosso dell'appoggio sono rimasti esattamente gli stessi, passando dal modello disaccoppiato a quello accoppiato.

Anche il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ in funzione di L_i presenta l'andamento atteso. Confrontando, invece, tali valori con quelli del modello disaccoppiato, a parità di L_i (cfr. Fig. 6.8b e Fig. 5.12b) il rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ aumenta leggermente. Questo è dovuto al fatto che gli spostamenti massimi negli appoggi sono aumentati (cfr. Fig. 6.8c e Fig. 5.12c) mentre il legame costitutivo è rimasto immutato. Gli spostamenti residui invece sono sempre molto bassi, pur essendo aumentati globalmente rispetto al modello disaccoppiato. Conviene far presente, tuttavia, che lo spostamento residuo è sempre stato valutato negli istanti finali delle oscillazioni forzate (dell'accelerogramma), quando l'accelerazione tende a zero, per cui di fatto tale valore potrebbe essere fuorviante e il modello

incapace di coglierlo. Sarebbe invece più opportuno applicare un'accelerazione impulsiva e valutare se durante la successiva fase di oscillazione libera la *time history* tenda effettivamente a zero.

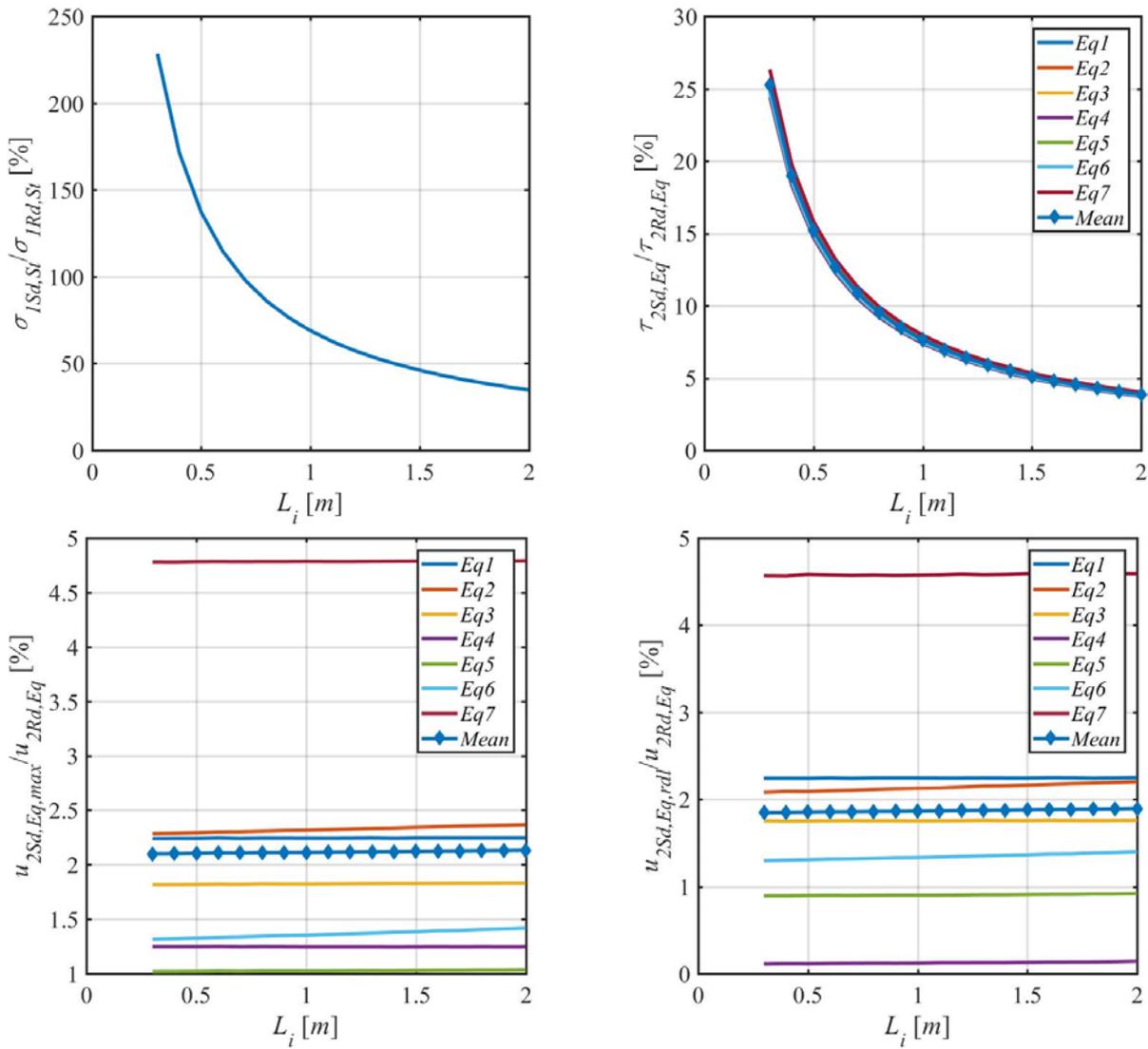


Figura 6.8: Risultati degli studi parametrici inerenti l'effetto della lunghezza dell'IP.

Per quanto riguarda l'influenza della larghezza dell'appoggio La_i , si nota che i valori percentuali del rapporto $\sigma_{1Sd,St}/\sigma_{1Rd,St}$ e del rapporto $\tau_{2Sd,Eq}/\tau_{2Rd,Eq}$ sono rimasti invariati rispetto al modello disaccoppiato (cfr. Fig. 6.9 e Fig. 5.12). Gli spostamenti massimi sono aumentati e quelli residui sono globalmente superiori rispetto al caso di modello disaccoppiato. (cfr. Fig. 6.9 e Fig. 5.12).

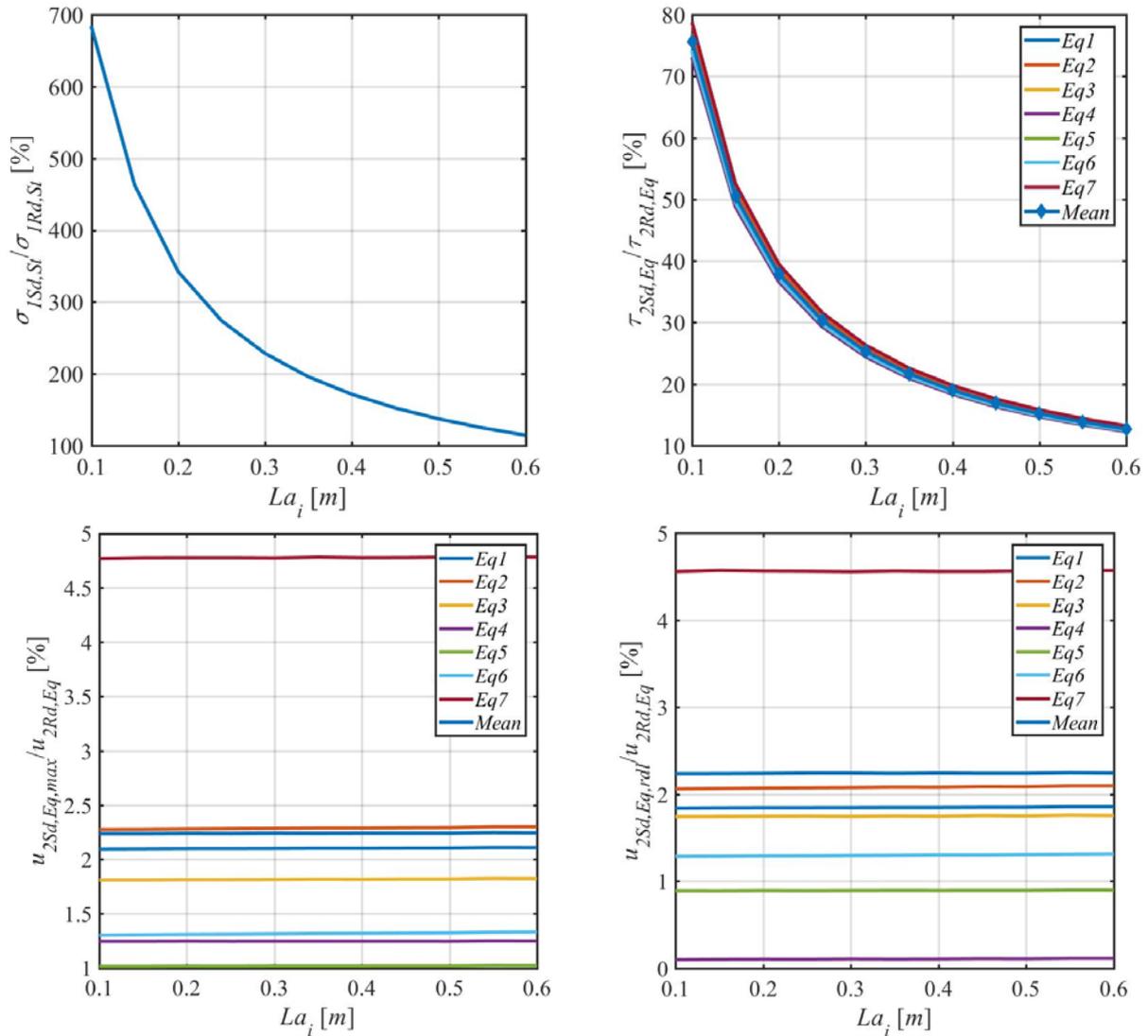


Figura 6.9: Risultati degli studi parametrici riguardanti l’influenza della larghezza dell’IP sulla tensione normale, sulla tensione tangenziale e sullo spostamento massimo e residuo.

6.3.2.2 Verifica a posteriori della soluzione ottimale

In Figura 6.10 sono mostrati, invece, i risultati della soluzione ottimale riferita al modello accoppiato con dispositivo attritivo piatto.

Confrontando questa soluzione con quelli del modello disaccoppiato (*cfr.* Fig. 5.14), si nota che i valori sono globalmente aumentati, seppur in piccola percentuale. In particolare sono maggiori gli spostamenti massimi (Fig. 6.10 c) e di conseguenza aumenta anche il corrispondente valore di forza orizzontale trasversale trasmessa alla muratura sottostante e dunque anche il rapporto $\tau_{2Sd,Eq} / \tau_{2Rd,Eq}$. Si noti che tutte le curve sono al di sotto della soglia del 100%, validando pertanto la soluzione adottata. Anche in questo caso può concludersi che, in termini generali, il modello accoppiato è più accurato e quindi più cautelativo.

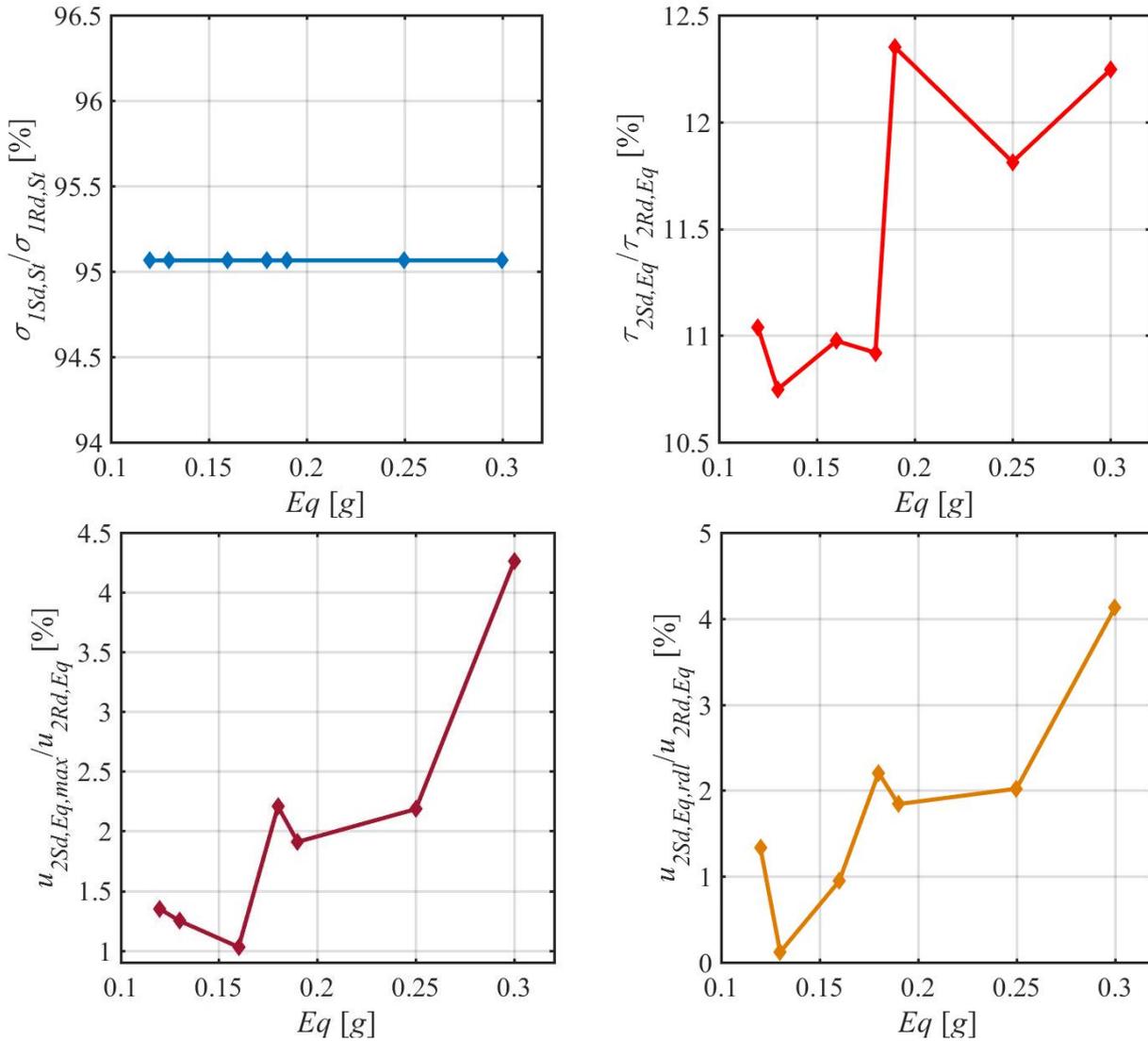


Figura 6.10: Risultati della combinazione dei tre parametri di input ottimali per il caso di IP del modello accoppiato.

Per il caso-studio della *Galleria delle Volte Crollate* sita in Roma, al Palatino, questa appare dunque la soluzione migliore, che contempla l'impiego di isolatori attritivi piatti, di dimensioni 30x70 cm con interfaccia di scorrimento composta da acciaio levigato e teflon, cui corrisponde un coefficiente di attrito pari a $\mu_a = 18\%$.

7. CONCLUSIONI E FUTURI SVILUPPI

Questa tesi ha trattato il tema dell'intervento sulle volte a botte con valore archeologico che hanno subito un crollo parziale o totale.

Si tratta di un tema che trova naturale applicazione al caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*, sita in Roma, al Palatino.

Non sempre le condizioni al contorno sono tali da favorire la ricostruzione delle volte fedelmente alla loro accezione originaria. In tali casi non ha senso dunque ricostruire un elemento strutturale che già presenti delle carenze strutturali che, nei casi estremi, potrebbero richiedere il contestuale inserimento di rinforzi strutturali convenzionali (*cf.* Cap.2). In tali casi, sembra lecito indagare strade alternative, che impieghino tecnologie innovative. A tale riguardo, si è valutata la possibilità di adoperare appoggi attritivi, sia piatti che curvilinei.

In quest'ottica, si è delineata una strategia di intervento che mira al soddisfacimento di un duplice criterio: filologico e strutturale. Secondo il primo, si può riproporre la forma geometrica originaria, mantenendo traccia evidente della memoria storica del monumento, compreso l'istante del crollo. In ottemperanza al secondo, bisogna determinare sia le caratteristiche geometriche che tribologiche degli apparecchi di isolamento, affinché il sistema di appoggio soddisfi lo stato limite ultimo sia statico che sismico.

La sezione trasversale degli appoggi attritivi può essere piana o curvilinea, a seconda che la zona sia rispettivamente a sismicità bassa (o trascurabile) o alta. In quest'ultimo caso infatti, la curvatura, così come avviene per i *friction pendulua*, dovrebbe favorire e garantire il ricentraggio. Lo sviluppo longitudinale di tali apparecchi di appoggio sarà più o meno esteso a seconda della necessità di ridurre le tensioni verticali trasmesse alla muratura sottostante in condizioni statiche. Nel caso di appoggi a sezione trasversale curvilinea ed a sviluppo longitudinale esteso, ne risulta un *friction pendulum* cilindrico. Tale elemento costituisce una novità, sia in termini generali, che a maggior ragione nel caso di applicazione in contesti archeologici.

Il progetto ottimale di tali appoggi attritivi può essere svolto mediante studi parametrici. In particolare, mediante analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi naturali spettro compatibili. Tali analisi possono essere condotte in prima approssimazione considerando l'impalcato di nuova costruzione disaccoppiato dai muri di sostegno sottostanti. Per una soluzione più fedele alla realtà possono altresì impiegarsi modelli in cui il movimento dell'impalcato e delle murature risultino accoppiati. I modelli utilizzati sono modelli agli elementi finiti elastici a non linearità concentrate. Tali non linearità in questo contesto sono state modellate mediante i modelli Non Linear Link disponibili in ambiente SAP2000®. Quest'ultimi sono stati utilizzati per modellare i legami

costitutivi, forza-spostamento, degli appoggi attritivi, sia piatti che curvilinei. Essendo le deformazioni non lineari attese concentrate nei Non Linear Link, sia la sovrastruttura, composta da un traliccio in acciaio, che la sottostruttura muraria, sono stati modellati come elastico-lineari.

Gli studi parametrici sono serviti per individuare un intervallo di possibili valori dei parametri di input caratterizzanti il progetto dei dispositivi d'appoggio attritivi. Il criterio da soddisfare è di tipo economico mentre sono stati definiti quattro vincoli, uno inerente le condizioni statiche e gli altri tre inerenti le condizioni sismiche. Poiché i parametri di input analizzati non sono tutti indipendenti, la soluzione del valore ottimale per gli stessi va eseguita in cascata circoscrivendo progressivamente la soluzione finale come combinazione di valori per i vari parametri di input. E' comunque utile effettuare una verifica a posteriori della soluzione individuata. Gli sviluppi futuri a tal riguardo, prevedono la messa a punto di una metodologia di ottimizzazione matematicamente compatta ed elegante che possa essere utilmente impiegata da chi volesse riproporre le strategie delineate nell'ambito di questa tesi e di ampliare gli studi parametrici che contemplino scenari differenti (geometrie differenti della muratura, volte in muratura o impiego di altri materiali, comportamento non-lineare della muratura ecc.).

Per quanto riguarda la soluzione progettuale individuata per il caso studio della *Galleria delle Volte Crollate*, è emerso quanto segue. Avendo ridotto drasticamente e precauzionalmente la massa della struttura originaria di circa due terzi, preservandone soltanto le parti corticali e data la bassa sismicità della zona di ubicazione della struttura archeologica in oggetto, i vincoli di natura sismica sono abbondantemente soddisfatti. Al contrario, il vincolo dominante è sempre quello statico che, sebbene le masse siano state drasticamente ridotte, risulta verificato al limite (domanda pari al 90% circa della capacità), date sia 1) le scadenti caratteristiche meccaniche della muratura che 2) i valori cautelativi dei coefficienti di sicurezza a causa del limitato livello di conoscenza ipotizzato. Tuttavia è stato necessario aver ridotto le masse perché altrimenti le verifiche statiche non sarebbero state soddisfatte. Le soluzioni progettuali individuate, sia con isolatori piatti che cilindrici, già valide per la sismicità caratterizzante il sito di ubicazione del monumento, sarebbero state a maggior ragione valide se la sismicità fosse stata più alta. Da ultimo, per il caso studio in oggetto, possono impiegarsi appoggi attritivi piatti di dimensioni in pianta 30×70 cm con interfaccia acciaio levigato-teflon cui corrisponde un coefficiente di attrito dinamico pari a $\mu_d = 18\%$.

8.BIBLIOGRAFIA

- Al Atik, L., Abrahamso, N., (2010).** “An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching”, *Earthquake Spectra*, Vol. 26, 3, 601–617, 2010.
- Andreoni, D., (1997).** “La sicurezza nelle costruzioni edili: installazioni, macchinari, attrezzature, materiali, lavori edili, organizzazione”, Ente Nazionale per la Prevenzione Infortuni, 1997.
- Bernuzzi C., (2011).** “Progetto e verifica delle strutture in acciaio secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni e l’Eurocodice 3 (UNI EN 1993)”, Trento 2011.
- Brandi, C., (1977).** “Teoria del Restauro”, Einaudi, Torino, 1977.
- Carandini, A., Bruno, D., (2010).** “La casa di Augusto, dai Lupercalia al Natale”, Laterza, Bari 2010.
- Carbonara, G., (2011).** “Architettura d’oggi e Restauro – Un confronto antico-nuovo”, Utet Scienze e tecniche, 2011.
- Carettoni, G., (1963).** “La dimora palatina di Augusto”, *Capitolium*, XXXVIII, 1963, 496-499.
- Carettoni, G., (1966-67).** “I problemi della zona augustea del Palatino alla luce dei recenti scavi”, *RendPontAc*, serie III, XXI, 1966-67, 55-57.
- Carettoni, G., (1978).** “Le costruzioni di Augusto e il Tempio di Apollo sul Palatino”, *Archeologia Laziale I - Quaderni del centro di studi per l’archeologia*, 72-74.
- Carettoni, G., (1983a).** “La decorazione pittorica della casa di Augusto”, *RM*, XC, 1983, pp. 373-419.
- Carettoni, G., (1983b).** “Le *anterides* di Vitruvio. Un esempio di applicazione pratica”, *Città e architettura nella Roma imperiale, AnalRom*, Suppl., X, 1983, pp. 15-20.
- Carta del Restauro 1972**
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617.** “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.
- Como, M., (2010).** “Statica delle costruzioni storiche in muratura. Archi, volte, cupole, architetture monumentali, edifici sotto carichi verticali e sotto sisma, Roma 2010.
- Computers and Structures Inc., (2016).** “SAP2000 Analysis Reference Manual”, Version 18.2.0, Berkeley, California, 2016.
- Corbier, M., (1992).** “De la maison d’Hortensius à la Curie sur le Palatin”, *MEFRA* 104, 1992, 871-916.
- Coulomb, C., A., de, (1776).** “Essai sur une application de maximis et minimis à quelques de statique, relatives à l’Architecture”. *Mémoires del Mathématique et de Physique presents à l’Académie Royale des Sciences*, année 1773, 343-382.
- Croci, G., (2005).** “Conservazione e restauro strutturale dei beni architettonici”, Roma 2005.

- D.M.LL.PP., (1986).** “Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche”, Decree of the Italian Ministry of Public Works, G.U. 12-5-1986, n. 108.
- D.P.C.M. (2011).** “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”, S.O. n°54 alla G.U. 4 febbraio 2008, n°29.
- De La Hire, P., (1730).** “Traité de mécanique, où l’on explique tout ce qui est nécessaire dans la pratique des Arts”. Mémoires de l’Académie Royale des Sciences, vol. 9, 1-333.
- De La Hire, P., (1731).** “Sur la construction des voûtes dans les édifices”. Histoire de l’Académie Royale des Science, année 1712, 74-77.
- Di Miceli, E., Monti, G., Bianco, V., Filetici, M.G., (2015).** “Ad hoc analytical equations and probabilistic treatment of uncertainties for the seismic assessment and ameliorant of a XVI Century retaining wall in central Rome”, 4th international Workshop, *DISS_15, Dynamic Soil Structures Interaction*, Rome, 12-13 November.
- Di Miceli, E., Monti, G., Bianco, V., Filetici, M.G., (2016).** “Assessment and Improvement of the Seismic Safety of the *Bastione Farnesiano*, in the Central Archeological Area of Rome: a calculation method between need to preserve and uncertainties”, *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration*, 857-877.
- Di Miceli, E., Bianco, V., Monti, G., Filetici, M.G., (2016).** “Retrofit of a Collapsed Masonry Gallery with historical value: Preliminary Study of Alternative Solutions and Retrofitting Strategies”, 5th International Conference IRF2016, Integrity - Reliability – Failure, Porto, 24-28 July.
- Di Miceli, E., Bianco, V., Monti, G., Filetici, M.G., (2017).** “A Reconstruction Hypothesis of Collapsed Archaeological Masonry Barrel Vaults employing Frictional Bearings, with application to the case study of the *Galleria delle Volte Crollate* in Rome”, *COMPdyn 2017 - 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes Island, 15-17 June 2017.
- Di Miceli, E., Bianco, V., Monti, G., Filetici, M.G., (2017).** “From Disintegration to Structural Re-composition of Collapsed Archaeological Masonry Barrel Vaults employing Frictional Bearings, with application to the case study of the *Galleria delle Volte Crollate* in Rome”, submitted for *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration*, Taylor & Francis.
- Dolce, M., Cardone, D., Croatto, F. (2005)** “Frictional Behavior of Steel-PTFE Interfaces for Seismic Isolation”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3, 75-99, 2005.
- Dolce, M., Cardone, D., Palermo, G. (2007).** “Seismic isolation of bridges using isolation systems based on flat bearings”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 491-509, 2007.
- Elia, G.M., (2010).** “Metodi e tecniche del restauro architettonico”, Roma 2010.
- Fenz, D.M., Constantinou, M.C. (2006).** “Behaviour of the double concave Friction Pendulum bearing”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1403-1424, 2006.

- Fenz, D.M., Constantinou, M.C. (2008).** “Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Experimental verification”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 185-205, 2008.
- FIP industrial**, Curved Surface Isolators, S04. Selvazzano, Italy: FIP Industriale.
- Flugge, W., (1973).** “Stresses in shells”, Berlino 1973.
- Giuffrè, A., (1983-84).** “Appunti per il corso di statica. La stabilità delle strutture: i muri di sostegno, gli archi, le volte”, 229-272, Roma 1983-1984.
- Heyman, J., (1966).** “The stone skeleton”. *International Journal of Solids and Structures*, 2, 249-279.
- Heyman, J., (1982).** “The masonry arch”, Ellis Horwood, Chichester 1982.
- Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., (2010).** “REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 339-362, 2010.
- Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E., (2008).** “REXEL 2.2 beta: uno strumento per la selezione di accelerogrammi naturali per le NTC e l’Eurocodice 8”. *18° Congresso CTE – Collegio dei Tecnici della Industrializzazione Edilizia*, Roma 6-8 November 2008.
- Iacopi, I., Tedone, G., (2006).** “Bibliotheca e Porticus ad Apollinis”, *Mitteilungen des Deutschen Archäologischen Instituts, Romische Abteilung*, 112, 351-378.
- Ioannidou, M., (2004).** “General principles of organization of the work-sites for the restoration of the monuments. Hoisting technology in the Acropolis restoration works”, in Filetici, M.G., Giovanetti, F., Mallouchou-Tufano, F., Pallottino, E. (a cura di), “Restoration of the Athenian Acropolis 1975-2003”, Quaderni ARCo, Roma 2004.
- Lignola, G.P., Di Sarno, L., Di Ludovico, M., Prota, A. (2016).** “The protection of artistic assets through the base – isolation of historical buildings: A novel uplifting technology”. *Materials and Structures*, 49, 4247-4263, 2016.
- LINEE GUIDA (2010).** “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 2008)” - Circolare n. 26/2010.
- Lourenço, P.B., (2002).** “Computations on historic masonry structures”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 301-319, 2002.
- Lugli, G., (1946).** “Roma antica: il centro monumentale”, Roma 1946.
- Lugli, G., (1957).** “La tecnica edilizia romana: con particolare riguardo a Roma e Lazio”, Vol. I, Roma 1957.
- Jackson, M. D., Logan, J. M., Marra, F., Scheetz, B. E., Deocampo, D. M., Cawood, C. G., (2010).** “Composizione e caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi della Grande Aula”, L. Ungaro, M.P. Del Moro, M. Vitti (a cura di), *I Mercati di Traiano restituiti. Studi e restauri 2005-2007*, 145-154, Roma 2010.

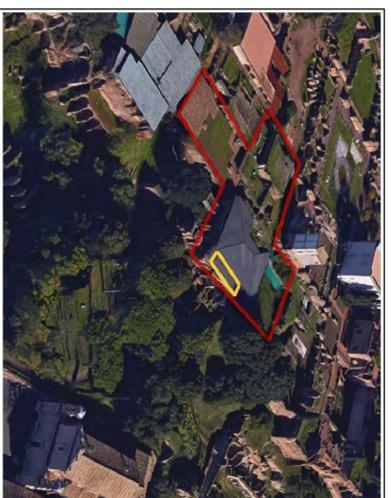
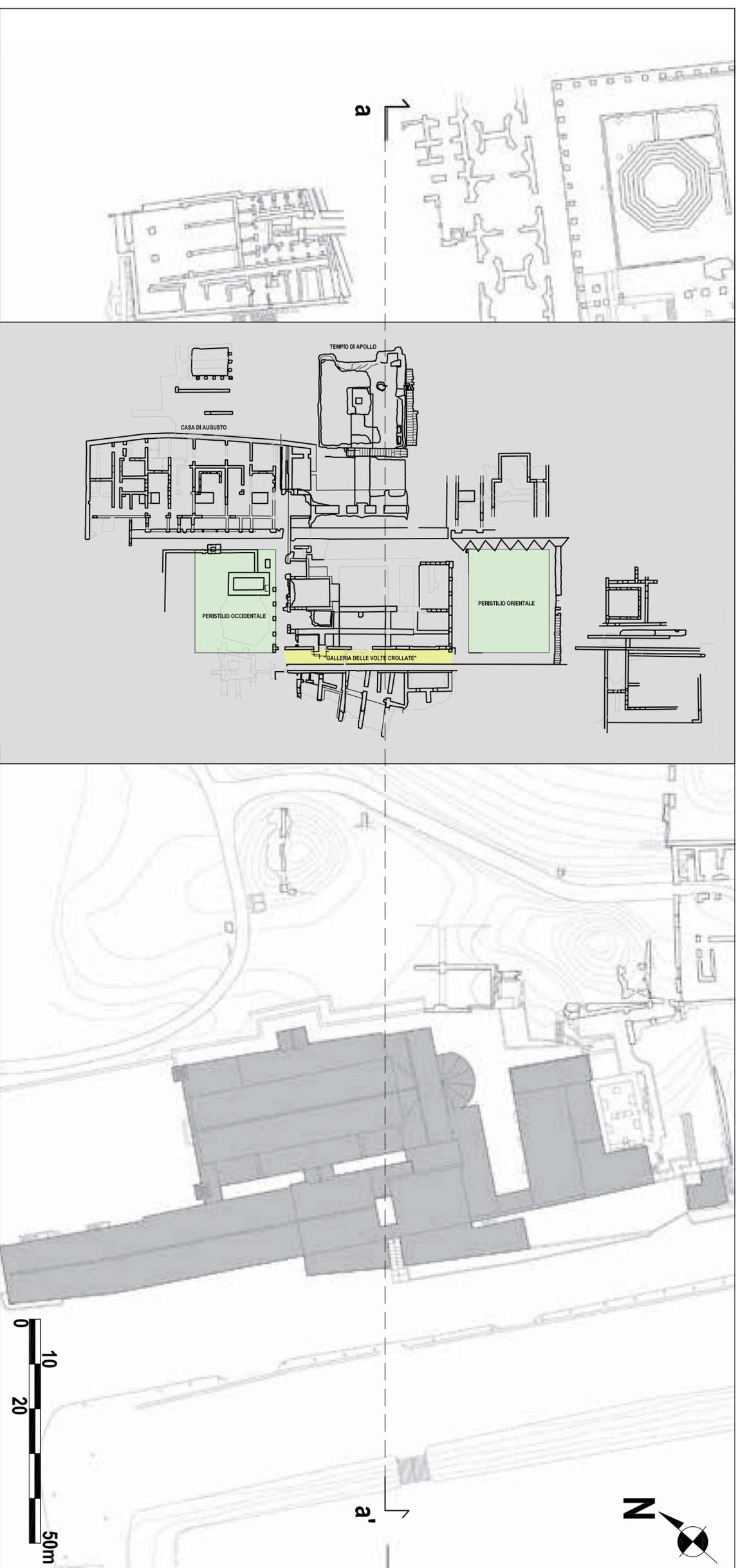
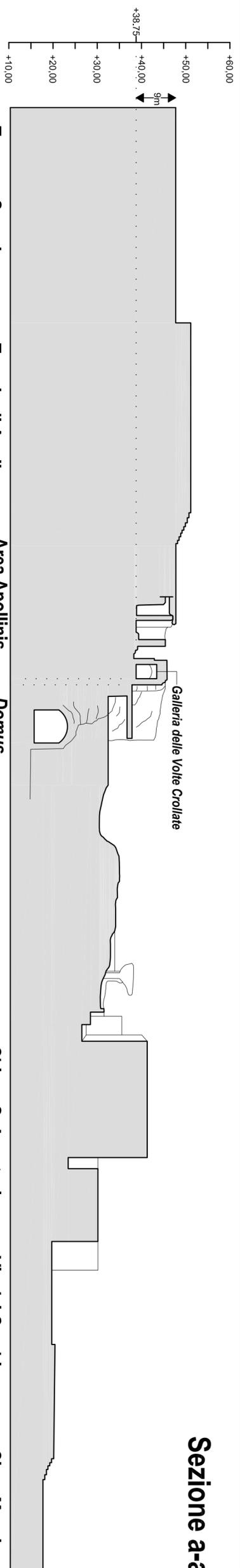
- Martelli, A., Clemente, P., Saitta, F., Forni, M. (2012).** “Recent worldwide application of seismic isolation and energy dissipation to steel and other materials structures and conditions for their correct use”. *Behavior of steel structures in seismic areas: (STESSA 2012)*, eds. F. Mazzolani, and R. Herrera. London, UK, Taylor & Francis Group, London, UK, January 2012.
- Melkumyan, M., Mihul, V., Gevorgyan, E., (2011).** “Retrofitting by base isolation of existing buildings in Armenia and in Romania and comparative analysis of innovative vs. conventional retrofitting”. *3rd International Conf. on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu Island, Greece.
- Melkumyan, M. (2014).** “Seismic isolation retrofitting experience in Armenia and new structural concept for an existing 8-story reinforce concrete hospital building to be retrofitted by base-isolation”. *Study of Civil Engineering and Archives (SCEA)*, 3: 78-92, 2014.
- Méry, E., (1840).** “Sur l’équilibre des voûtes en berceau”. *Annales des ponts et Chaussées*. XIX.
- Mezzi, M., Comodini, F., Rossi, L. (2014).** “A base isolation option for the full seismic protection of an existing masonry building”. In *Proceedings of the Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Computing*, eds. B.H.V. Topping and Y. Tsompanakis, *Civil-Comp Ltd.*, Chania, Crete, Greece, September 6-9, 2014.
- Monti, G., Vailati, M., Gaetani, A., Paolone, A., (2013).** “Modelli analitici di capacità per archi di muratura rinforzati soggetti ad azioni sismiche”, *Ingegneria sismica in Italia - ANIDIS 2013 – XV Convegno*, 30 giugno – 4 luglio 2013, Padova, Italy.
- MiBACT (2003).** “Domus Tiberiana – Relazione tecnica relativa alla stabilità del versante sul Foro”, CISTeC, Roma 2003.
- MiBACT (2008).** “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 January 2008)”, Roma, 2008.
- Mokha, A., Constantinou, M., Reinhorn, A. (1990).** “Teflon Bearings in Base Isolation I: Testing”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116(2), 438-454, 1990.
- NTC 2008 – DM 14 gennaio 2008.** “Nuove norme tecniche per le costruzioni”. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, 4 febbraio 2008, n. 29.
- Pensabene, P., Gallochio, E., (2011).** “Elementi architettonici della casa di Augusto sul Palatino”, *Architettura Classica*, vol. LXII, n.s. 1, L’Erma di Bretschneider, Roma 2011, 475-487.
- Pensabene, P., Gallochio, E., (2013).** “Alcuni Interrogativi Sul Complesso Augusteo Palatino”, *Architettura Classica*, vol. LXIV, n.s. II, 3, L’Erma di Bretschneider, Roma 2013, 557-582.
- Petrangeli, M.P., (1993).** “Progettazione e costruzione di ponti”, Masson SPA, Milano 1993.
- Petrovič, S., Kilar, V. (2017).** “Seismic retrofitting of Historic Masonry Structures with the Use of Base Isolation – Modelling and Analysis Aspects”. *International Journal of Architectural Heritage* – 11(2), 229-246, 2017.
- Poole, R.A., Clendon, J.E. (1992).** “New Zealand parliament buildings seismic protection by base isolation”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 25(3), 147-60, 1992.

- Popov, V. (2010).** “Contact Mechanics and friction – physical principles and applications”. Springer, Berlin, 2010.
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., Pelà, L., (2010).** “Structural analysis of masonry historical constructions: Classical and advanced approaches”, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), 299–325, 2010.
- Salimei, M., Bruschi, C., (1975).** “Stabilita degli archi e delle volte cilindriche in muratura e dei loro piedritti”, Roma 1975.
- Seki, M., Miyazaki, M., Tsuneki, Y., Kataoka, K. (2000).** “A masonry school building retrofitted by base-isolation technology”. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Upper Hutt, N.Z., New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2000.
- Shabana, A. A. (2011).** “Computational Dynamics”, John Wiley&Sons, Inc., 2001.
- Tomasoni, E., (2015).** “Analisi, verifiche e consolidamento di archi e volte”, Palermo 2015.
- Tomei, M.A., (2014).** “Augusto sul Palatino. Gli scavi di Gianfilippo Carettoni (1955-1984). Appunti inediti”, Milano 2014.
- Tomei, M.A., Filetici, M.G. (2011).** “Domus Tiberiana. Scavi e Restauri 1990-2011”, Electa, 2011.
- Ugolini, A. (2010).** “Ricomporre la rovina”, Alinea Editrice, 2010.
- UNI EN 1998-1, Eurocode 8.** “Design of structures for earthquake resistance” - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN European Committee for Standardization.
- Ventriglia, U., (2002).** “Geologia del Territorio del Comune di Roma”, Roma 2002.

APPENDICI

Ch4: Appendice al Cap.4

Sezione a-a'

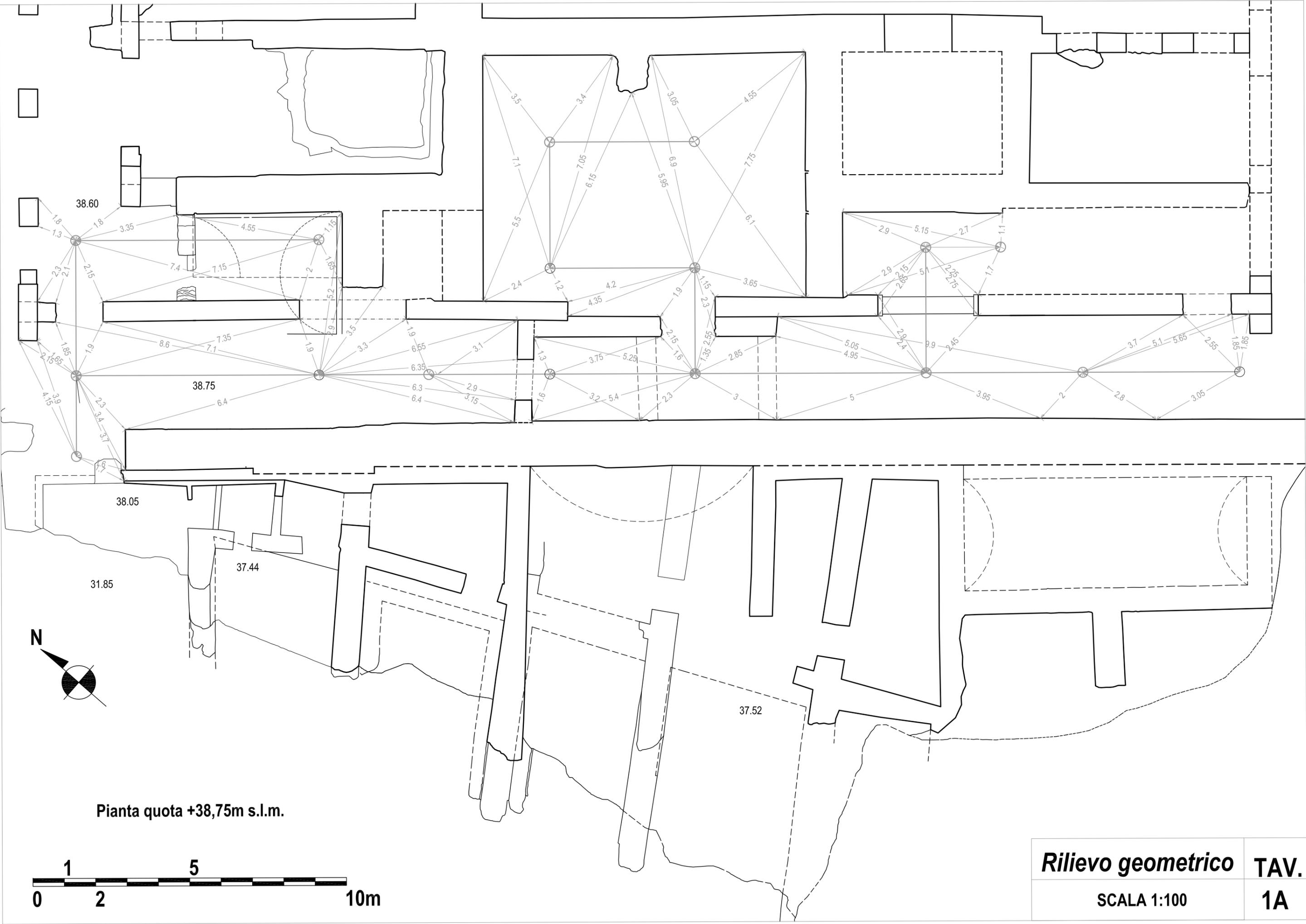


Inquadramento

TAV.

SCALA 1:1000

0



38.60

38.75

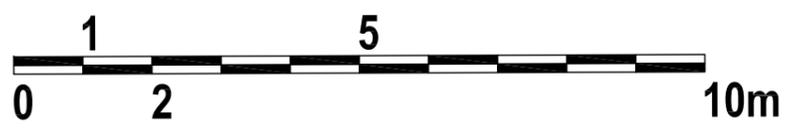
38.05

31.85

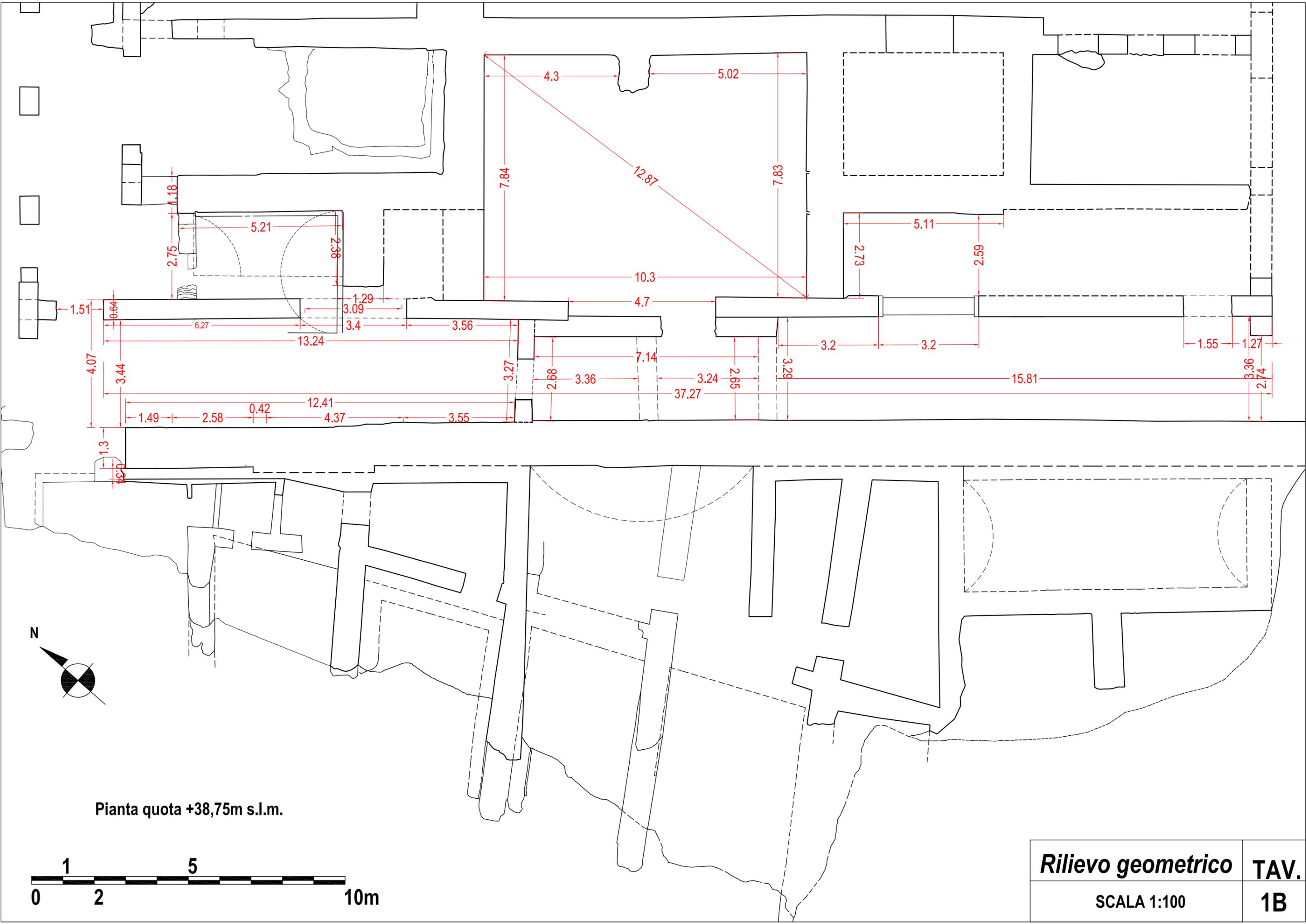
37.44

37.52

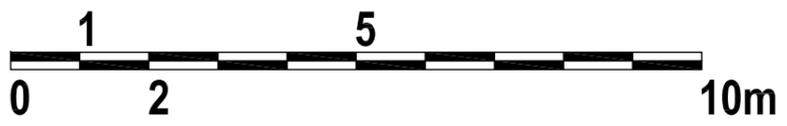
Pianta quota +38,75m s.l.m.



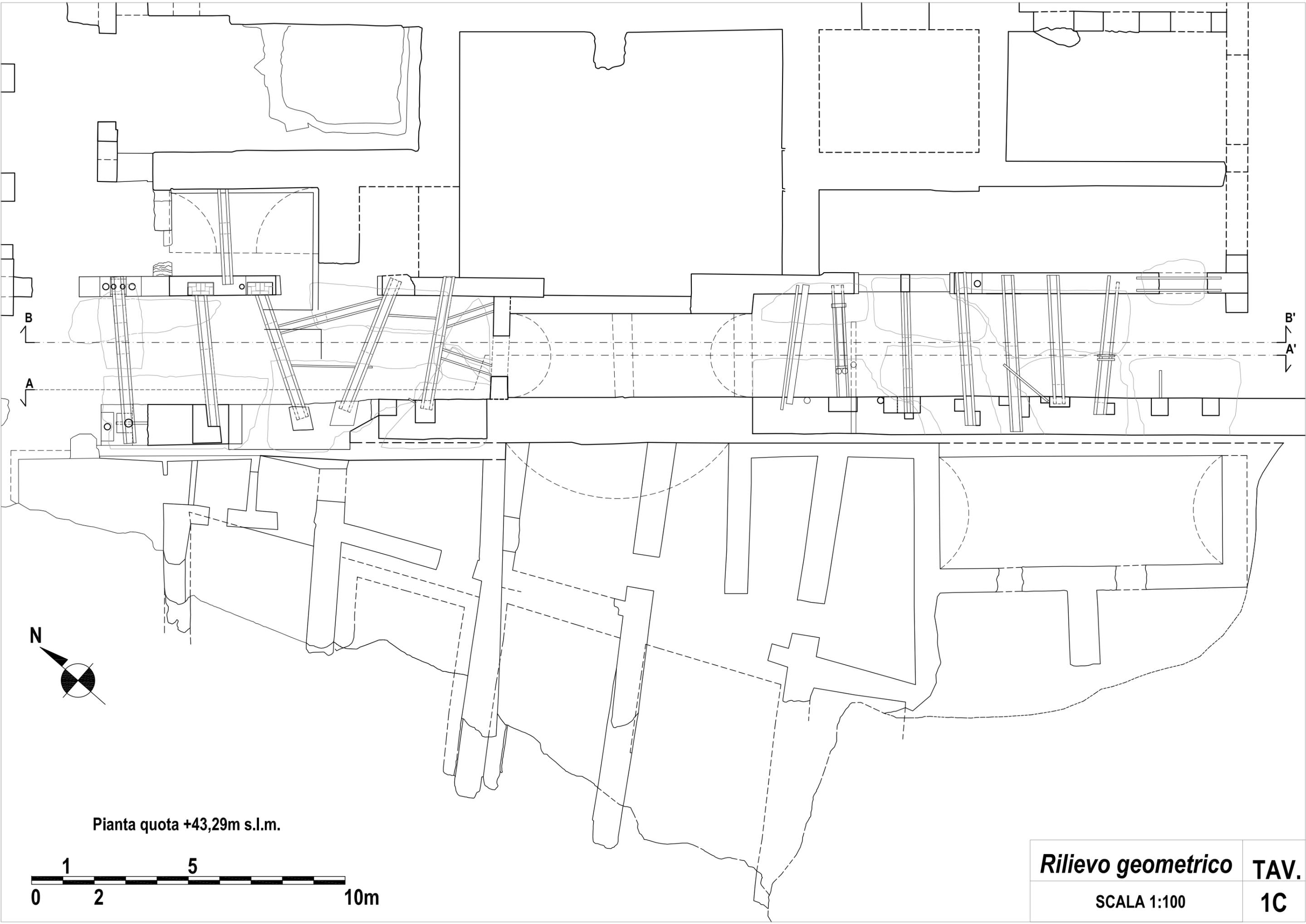
Rilievo geometrico	TAV.
SCALA 1:100	1A



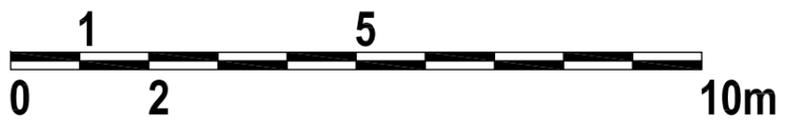
Pianta quota +38,75m s.l.m.



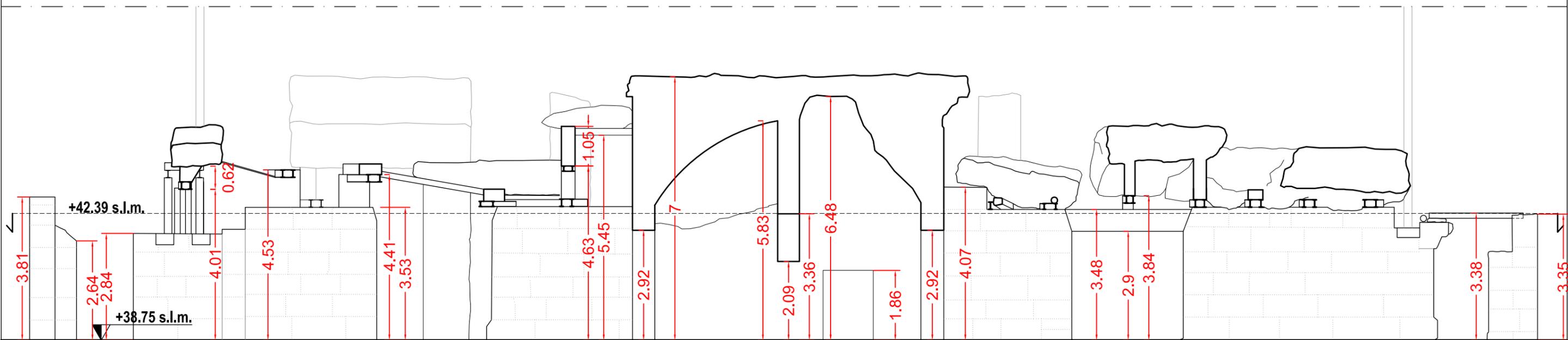
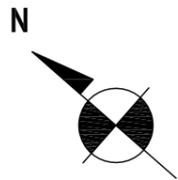
<i>Rilievo geometrico</i>	TAV.
SCALA 1:100	1B



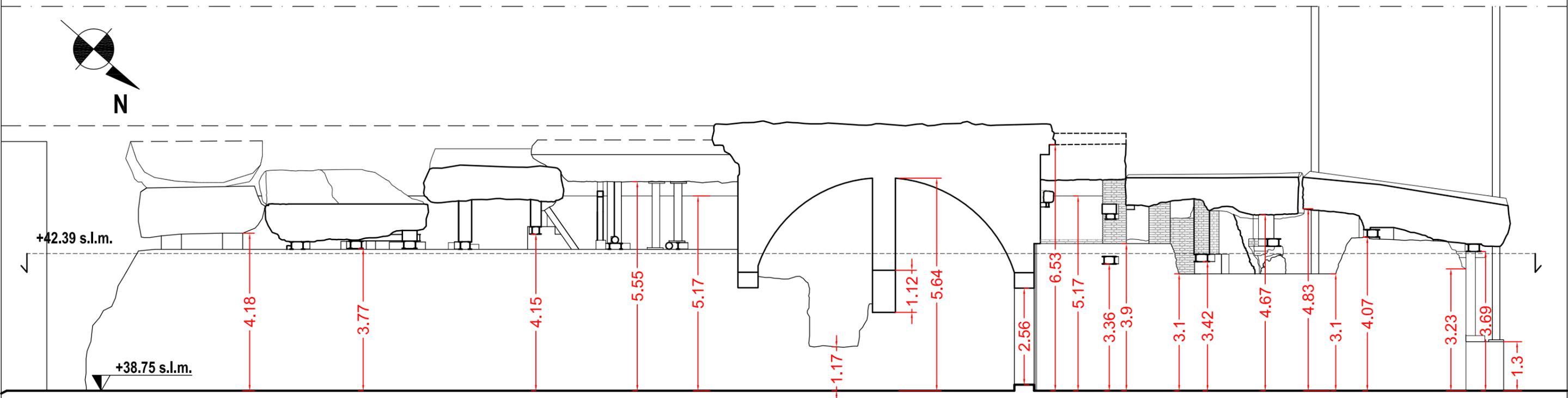
Pianta quota +43,29m s.l.m.



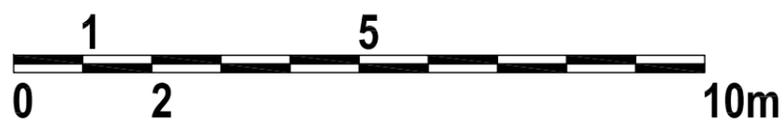
<i>Rilievo geometrico</i>	TAV.
SCALA 1:100	1C



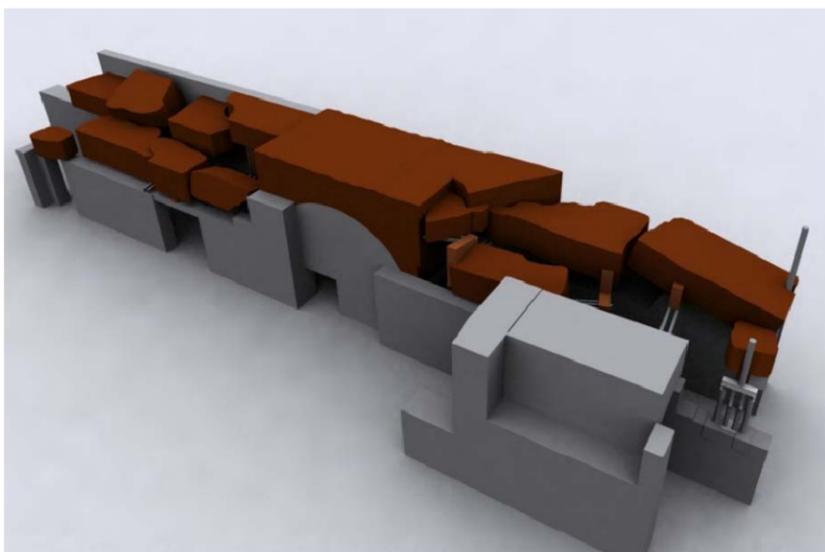
Sezione B-B'



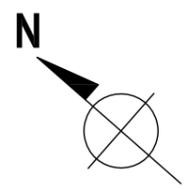
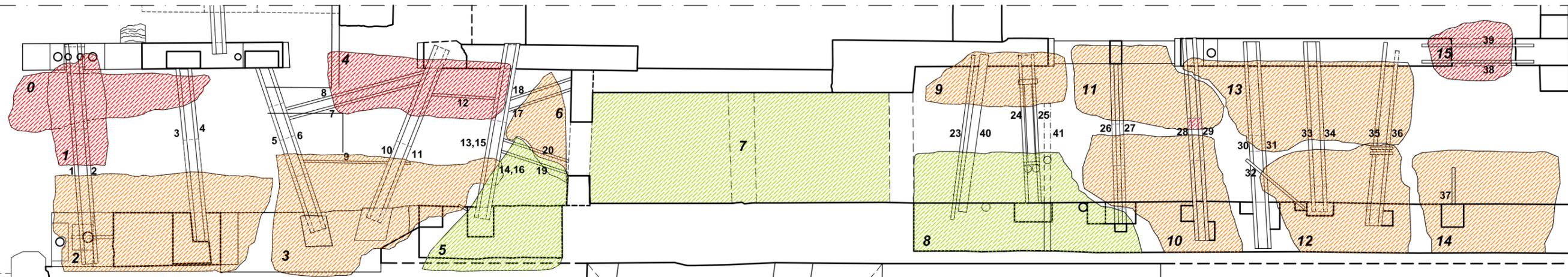
Sezione A-A'



Rilievo geometrico	TAV.
SCALA 1:100	2

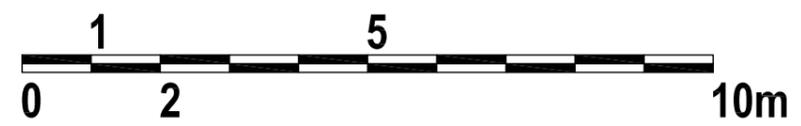


Porzione	Volume [m ³]	g [kg/m ³]	Peso [kg]	Peso [t]
1	2,34	1800	4.212	4,21
2	14,66	1800	26.388	26,388
3	16,66	1800	28.188	28,188
4	7,03	1800	12.654	12,654
5	10,43	1800	18.774	18,774
6	2	1800	3.600	3,6
8	13,64	1800	24.552	24,552
9	5,17	1800	9.306	9,306
10	9,14	1800	16.452	16,452
11	7,46	1800	13.428	13,428
12	9,41	1800	16.938	16,938
13	11,75	1800	21.150	21,150
14	9,43	1800	16.974	16,974
15	2,47	1800	4.446	4,446



Pianta con numerazione delle travi e delle masse

- PARTI ARMONICHE
- PARTI PARZIALMENTE ARMONICHE
- PARTI NON ARMONICHE



Analisi geometrica	TAV.
SCALA 1:100	3



TUFO DELL'ANIENE



Tufo lidoide, di colore rossiccio, proveniente dalle cave della valle dell'Aniene (tra Roma e Tivoli). Proprietà fisiche: durezza e grande resistenza.

OPUS TESTACEUM



Muratura costituita da **mattoni in laterizio** allestiti con malta o con laterizi di forma triangolare con la punta inserita nel *caementicium*.

TRAVERTINO



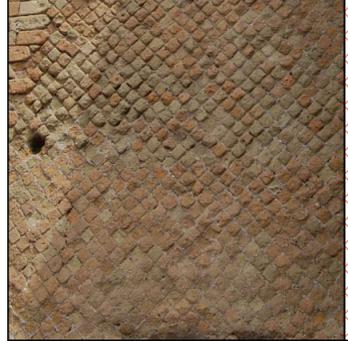
Pietra calcarea sedimentaria, proviene dalle cave presso Tivoli; fu utilizzata assiduamente a partire dalla fine del II secolo a.C.

OPUS CAEMENTICIMUM



Muratura costituita in **cementizio**, ossia malta (pozzolanica) mescolata a pietre (scaglie di tufo).

OPUS RETICULATUM

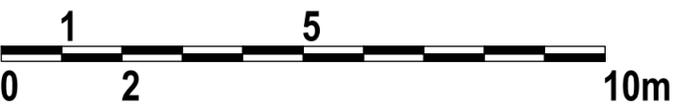
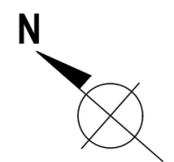


Paramento costituito da "tuffelli" (a forma di piccole piramidi tronche a base quadrata, con la punta inserita nel cementizio) disposti in diagonale a formare un reticolo.

OPUS LATERICIUM (restauro)



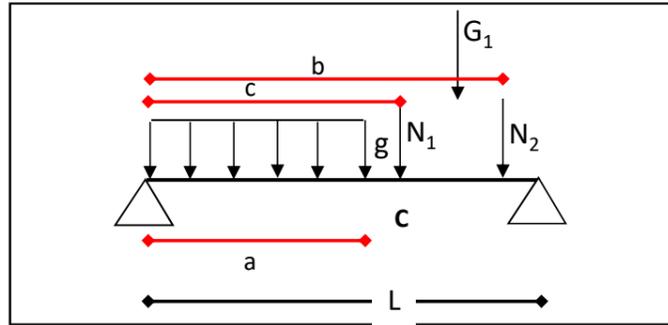
Tecnica muraria adoperata negli interventi di restauro avvenuti in questa zona nella metà del '900.



Allegato 4.3: Verifica delle travi in acciaio esistenti

Si allegano, a titolo esemplificativo, i calcoli svolti relativi alle sole travi di acciaio n. 1-2 dell'intervento di restauro novecentesco della *Galleria* (cfr.Cap4).

TRAVE 1,2



input

Lunghezza trave (L) [m]:	5,32
braccio (c) [m]:	3,26
braccio (b) [m]:	4,13
braccio (a) [m]:	2,32

Geom. muretto laterizi W_{m1}	
b _{m1} [m]	0,44
h _{m1} [m]	0,5
s _{m1} [m]	0,44
γ _m [kN/m ³]	18
Volume [m ³]	0,10
peso metà muretto W _m [kN]:	0,87
peso metà muretto W _m [kN/m]:	1,98
peso metà muretto W _m [kg]:	87,12

Geom. muretto laterizi W_{m2}	
b _{m2} [m]	0,7
h _{m2} [m]	0,9
s _{m2} [m]	0,44
γ _m [kN/m ³]	18
Volume [m ³]	0,28
peso metà muretto W _{m2} [kN]:	2,49
peso metà muretto W _{m2} [kN/m]:	3,56
peso metà muretto W _{m2} [kg]:	249,48

Geom. blocco conglomerato g	
h [m]	1,3
b [m]	2,32
s [m]	2,66
Volume [m ³]	8,02
γ _{cg} [kN/m ³]	18
peso metà blocco g [kN]:	72,20
peso metà blocco g [kN/m]:	31,12
peso metà blocco g [kg]:	7220,30

Geom. blocco conglomerato G₁	
b [m]	2,4
h [m]	0,75
s [m]	1,3
Volume [m ³]	2,34
γ _{cg} [kN/m ³]	18
peso metà blocco G ₁ [kN]:	21,06
peso metà blocco G ₁ [kg]:	2106,00
peso metà blocco G _{1/2} [kN]:	10,53

N ₁ =G _{1/2} +W _{m1} [kN]	11,40
N ₁ =G _{1/2} +W _{m1} [kN/m]	25,91

N ₂ =G _{1/2} +W _{m2} [kN]	13,02
N ₂ =G _{1/2} +W _{m2} [kN/m]	18,61

Geom. Trave G₂	
tipo trave: INP200	
b [mm]	90
t _f [mm]	11,3
t _w [mm]	7,5
r ₁ [mm]	7,5
A [mm ²]	3340
A [m ²]	0,00334
γ _{steel} [kN/m ³]	78,5
peso proprio trave G ₂ [kN/m]:	0,262
peso proprio trave G ₂ [kN]:	1,395

Carico G _{tot} =g+N ₁ +N ₂ +G ₂ [kN/m]:	75,90
Carico G _{tot} =g+N ₁ +N ₂ +G ₂ [kg]:	9802,39

output

Momento sollecitante : M _{ED} =M _{max} [kN*m]	99,15
Taglio sollecitante : V _{ED} =V _{max} [kN]	96,59

Verifica classe di appartenenza	
f _{yk} [N/mm ²]	200
f _{ym} [N/mm ²]	148,15
FC	1,35
ε	1,08
c [mm]	159,1
t [mm]	7,5
c/t	21,21

classe 1

momento e taglio resistente	
Modulo trave W _{pl} - classe 1 - 2 [cm ³]:	250
Modulo trave W _{pl} - classe 1 - 2 [mm ³]:	250000
γ _{MO}	1,05
A _v (area resistente a taglio) [mm ²]	1560,25

Momento resistente : M _{c,Rd} [kN*m]	35,27
Taglio resistente : V _{c,Rd} [kN]	127,10

Verif. a flessione monoass. (retta)	
capacità/domanda	
0,356	non verificato

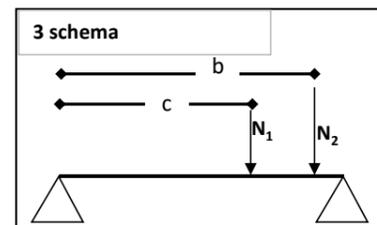
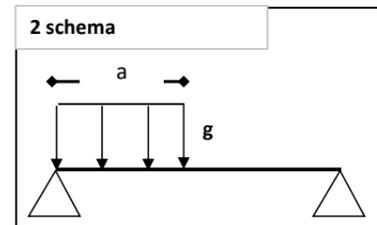
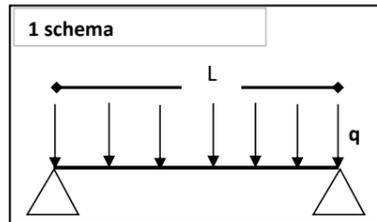
Verifica a taglio	
1,316	verificato

TRAVI 1,2

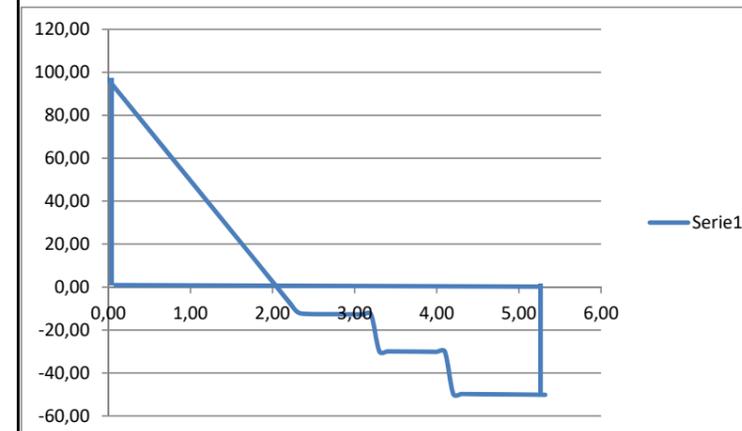
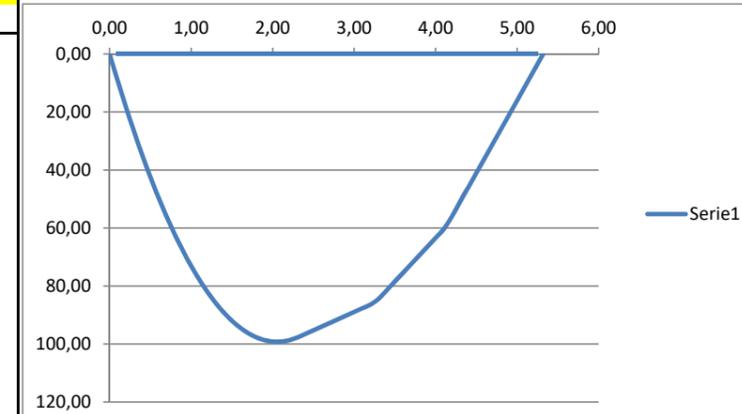
(schema 1+2+3)

NB. Lo "schema 1" è relativo al peso proprio della trave

P _p	q	g	N ₁	N ₂	a	b	c	L	V _{A1}	V _{B1}	V _{A2}	V _{B2}	V _{A3}	V _{B3}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0,3406	0,34	46,68	17,10	19,54	2,32	4,13	3,26	5,32	0,91	0,91	84,69	23,62	10,99	25,65



x [m]	primo schema		secondo schema						terzo schema								M _{(1+2+3)TOT} [kN*m]	V _{(1+2+3)TOT} [kN]
	M _{1TOT(x)} [kN*m]	V _{1TOT(x)} [kN]	M _{2(x)} [kN*m]	M _{2(x)} [kN*m]	M _{2TOT(x)} [kN*m]	V _{2(x)} [kN*m]	V _{2(x)} [kN*m]	V _{2TOT(x)} [kN*m]	M _{3(x)} [kN*m]	M _{3(x)} [kN*m]	M _{3(x)} [kN*m]	M _{3TOT(x)} [kN*m]	V _{3(x)} [kN]	V _{3(x)} [kN]	V _{3(x)} [kN]	V _{3TOT(x)} [kN]		
0,00	0,00	-0,91	0,00	125,63	0,00	-84,69	23,62	-84,69	0,00	55,75	136,44	0,00	-10,99	6,11	25,65	-10,99	0,00	96,59
0,10	0,09	-0,87	8,24	123,27	8,24	-80,02	23,62	-80,02	1,10	55,14	133,88	1,10	-10,99	6,11	25,65	-10,99	9,42	91,89
0,20	0,17	-0,84	16,00	120,91	16,00	-75,35	23,62	-75,35	2,20	54,53	131,31	2,20	-10,99	6,11	25,65	-10,99	18,38	87,18
0,30	0,26	-0,80	23,31	118,55	23,31	-70,68	23,62	-70,68	3,30	53,92	128,75	3,30	-10,99	6,11	25,65	-10,99	26,86	82,48
0,40	0,34	-0,77	30,14	116,19	30,14	-66,02	23,62	-66,02	4,40	53,31	126,18	4,40	-10,99	6,11	25,65	-10,99	34,87	77,78
0,50	0,41	-0,74	36,51	113,83	36,51	-61,35	23,62	-61,35	5,50	52,70	123,62	5,50	-10,99	6,11	25,65	-10,99	42,42	73,08
0,60	0,48	-0,70	42,41	111,46	42,41	-56,68	23,62	-56,68	6,60	52,09	121,05	6,60	-10,99	6,11	25,65	-10,99	49,49	68,37
0,70	0,55	-0,67	47,85	109,10	47,85	-52,01	23,62	-52,01	7,69	51,48	118,49	7,69	-10,99	6,11	25,65	-10,99	56,09	63,67
0,80	0,62	-0,63	52,81	106,74	52,81	-47,34	23,62	-47,34	8,79	50,86	115,92	8,79	-10,99	6,11	25,65	-10,99	62,22	58,97
0,90	0,68	-0,60	57,31	104,38	57,31	-42,67	23,62	-42,67	9,89	50,25	113,36	9,89	-10,99	6,11	25,65	-10,99	67,88	54,27
1,00	0,74	-0,57	61,35	102,02	61,35	-38,01	23,62	-38,01	10,99	49,64	110,79	10,99	-10,99	6,11	25,65	-10,99	73,08	49,56
1,10	0,79	-0,53	64,91	99,66	64,91	-33,34	23,62	-33,34	12,09	49,03	108,23	12,09	-10,99	6,11	25,65	-10,99	77,80	44,86
1,20	0,84	-0,50	68,02	97,29	68,02	-28,67	23,62	-28,67	13,19	48,42	105,66	13,19	-10,99	6,11	25,65	-10,99	82,05	40,16
1,30	0,89	-0,46	70,65	94,93	70,65	-24,00	23,62	-24,00	14,29	47,81	103,10	14,29	-10,99	6,11	25,65	-10,99	85,83	35,46
1,40	0,93	-0,43	72,82	92,57	72,82	-19,33	23,62	-19,33	15,39	47,20	100,54	15,39	-10,99	6,11	25,65	-10,99	89,14	30,75
1,50	0,98	-0,40	74,52	90,21	74,52	-14,66	23,62	-14,66	16,49	46,59	97,97	16,49	-10,99	6,11	25,65	-10,99	91,98	26,05
1,60	1,01	-0,36	75,75	87,85	75,75	-10,00	23,62	-10,00	17,59	45,98	95,41	17,59	-10,99	6,11	25,65	-10,99	94,35	21,35
1,70	1,05	-0,33	76,51	85,49	76,51	-5,33	23,62	-5,33	18,69	45,37	92,84	18,69	-10,99	6,11	25,65	-10,99	96,25	16,65
1,80	1,08	-0,29	76,81	83,13	76,81	-0,66	23,62	-0,66	19,79	44,75	90,28	19,79	-10,99	6,11	25,65	-10,99	97,68	11,95
1,90	1,11	-0,26	76,65	80,76	76,65	4,01	23,62	4,01	20,89	44,14	87,71	20,89	-10,99	6,11	25,65	-10,99	98,64	7,24
2,00	1,13	-0,22	76,01	78,40	76,01	8,68	23,62	8,68	21,98	43,53	85,15	21,98	-10,99	6,11	25,65	-10,99	99,13	2,54
2,10	1,15	-0,19	74,91	76,04	74,91	13,35	23,62	13,35	23,08	42,92	82,58	23,08	-10,99	6,11	25,65	-10,99	99,15	-2,16
2,20	1,17	-0,16	73,34	73,68	73,34	18,01	23,62	18,01	24,18	42,31	80,02	24,18	-10,99	6,11	25,65	-10,99	98,70	-6,86
2,30	1,18	-0,12	71,31	71,32	71,31	22,68	23,62	22,68	25,28	41,70	77,45	25,28	-10,99	6,11	25,65	-10,99	97,77	-11,57
2,40	1,19	-0,09	68,81	68,96	68,96	27,35	23,62	23,62	26,38	41,09	74,89	26,38	-10,99	6,11	25,65	-10,99	96,53	-12,53
2,50	1,20	-0,05	65,84	66,60	66,60	32,02	23,62	23,62	27,48	40,48	72,32	27,48	-10,99	6,11	25,65	-10,99	95,28	-12,57
2,60	1,20	-0,02	62,40	64,23	64,23	36,69	23,62	23,62	28,58	39,87	69,76	28,58	-10,99	6,11	25,65	-10,99	94,02	-12,60
2,70	1,20	0,01	58,50	61,87	61,87	41,35	23,62	23,62	29,68	39,26	67,19	29,68	-10,99	6,11	25,65	-10,99	92,76	-12,64
2,80	1,20	0,05	54,13	59,51	59,51	46,02	23,62	23,62	30,78	38,65	64,63	30,78	-10,99	6,11	25,65	-10,99	91,49	-12,67
2,90	1,20	0,08	49,30	57,15	57,15	50,69	23,62	23,62	31,88	38,03	62,07	31,88	-10,99	6,11	25,65	-10,99	90,22	-12,70
3,00	1,19	0,12	43,99	54,79	54,79	55,36	23,62	23,62	32,98	37,42	59,50	32,98	-10,99	6,11	25,65	-10,99	88,95	-12,74
3,10	1,17	0,15	38,22	52,43	52,43	60,03	23,62	23,62	34,08	36,81	56,94	34,08	-10,99	6,11	25,65	-10,99	87,67	-12,77
3,20	1,16	0,18	31,99	50,06	50,06	64,70	23,62	23,62	35,18	36,20	54,37	35,18	-10,99	6,11	25,65	-10,99	86,40	-12,81
3,30	1,14	0,22	25,29	47,70	47,70	69,36	23,62	23,62	36,27	35,59	51,81	35,59	-10,99	6,11	25,65	6,11	84,43	-29,94
3,40	1,11	0,25	18,12	45,34	45,34	74,03	23,62	23,62	37,37	34,98	49,24	34,98	-10,99	6,11	25,65	6,11	81,43	-29,98
3,50	1,08	0,29	10,48	42,98	42,98	78,70	23,62	23,62	38,47	34,37	46,68	34,37	-10,99	6,11	25,65	6,11	78,43	-30,01
3,60	1,05	0,32	2,38	40,62	40,62	83,37	23,62	23,62	39,57	33,76	44,11	33,76	-10,99	6,11	25,65	6,11	75,43	-30,04
3,70	1,02	0,35	-6,19	38,26	38,26	88,04	23,62	23,62	40,67	33,15	41,55	33,15	-10,99	6,11	25,65	6,11	72,42	-30,08
3,80	0,98	0,39	-15,23	35,90	35,90	92,71	23,62	23,62	41,77	32,54	38,98	32,54	-10,99	6,11	25,65	6,11	69,41	-30,11
3,90	0,94	0,42	-24,74	33,53	33,53	97,37	23,62	23,62	42,87	31,92	36,42	31,92	-10,99	6,11	25,65	6,11	66,40	-30,15
4,00	0,90	0,46	-34,71	31,17	31,17	102,04	23,62	23,62	43,97	31,31	33,85	31,31	-10,99	6,11	25,65	6,11	63,39	-30,18
4,10	0,85	0,49	-45,14	28,81	28,81	106,71	23,62	23,62	45,07	30,70	31,29	30,70	-10,99	6,11	25,65	6,11	60,37	-30,22
4,20	0,80	0,52	-56,05	26,45	26,45	111,38	23,62	23,62	46,17	30,09	28,72	28,72	-10,99	6,11	25,65	25,65	55,97	-49,79
4,30	0,75	0,56	-67,42	24,09	24,09	116,05	23,62	23,62	47,27	29,48	26,16	26,16	-10,99	6,11	25,65	25,65	50,99	-49,82
4,40	0,69	0,59	-79,26	21,73	21,73	120,72	23,62	23,62	48,37	28,87	23,59	23,59	-10,99	6,11	25,65	25,65	46,01	-49,85
4,50	0,63	0,63	-91,56	19,36	19,36	125,38	23,62	23,62	49,47	28,26	21,03	21,03	-10,99	6,11	25,65	25,65	41,02	-49,89
4,60	0,56	0,66	-104,34	17,00	17,00	130,05	23,62	23,62	50,56	27,65	18,47	18,47	-10,99	6,11	25,65	25,65	36,03	-49,92
4,70	0,50	0,69	-117,57	14,64	14,64	134,72	23,62	23,62	51,66	27,04	15,90	15,90	-10,99	6,11	25,65	25,65	31,04	-49,96
4,80	0,43	0,73	-131,28	12,28	12,28	139,39	23,62	23,62	52,76	26,43	13,34	13,34	-10,99	6,11	25,65	25,65	26,04	-49,99
4,90	0,35	0,76	-145,45	9,92	9,92	144,06	23,62	23,62	53,86	25,82	10,77	10,77	-10,99	6,11	25,65	25,65	21,04	-50,02
5,00	0,27	0,80	-160,09	7,56	7,56	148,73	23,62	23,62	54,96	25,20	8,21	8,21	-10,99	6,11	25,65	25,65	16,04	-50,06
5,10	0,19	0,83	-175,20	5,20	5,20	153,39	23,62	23,62	56,06	24,59	5,64	5,64	-10,99	6,11	25,65	25,65	11,03	-50,09
5,20	0,11	0,87	-190,77	2,83	2,83	158,06	23,62	23,62	57,16	23,98	3,08	3,08	-10,99	6,11	25,65	25,65	6,02	-50,13
5,30	0,02	0,90	-206,81	0,47	0,47	162,73	23,62	23,62	58,26	23,37	0,51	0,51	-10,99	6,11	25,65	25,65	1,00	-50,16
5,32	0,00	0,91	-210,07	0,00	0,00	163,66	23,62	23,62	58,48	23,25	0,00	0,00	-10,99	6,11	25,65	25,65	0,00	-50,17



M _{max}	T _{max}
[kN*m]	[kN]
99,15	96,59

Allegato 4.6: Verifica statica della volta della *Galleria* nelle condizioni antecedenti il crollo

Si allegano i fogli di calcolo MATLAB[®] utilizzati per la verifica statica della volta della *Galleria* (*cfr.*Cap.4).

VERIFICA STATICA

```
clear
close all

Valori_Gamma = [15, 17, 18, 20, 21, 22, 23, 24, 25];

bbeta = 29.70;    % [°]
nnc    = 11;     % [] numero di conci in cui ho discretizzato
l'arco
SSp    = 0.5;    % [m] spessore arco
ff     = 0.59;   % [m] freccia
LLuce  = 4.45;   % [m] luce
% ppi = 3.14159265358979323846 ; % pi greco
SSp_rint_chiave = 0.60 ; % [m] spessore rinterro in chiave
% gamma_volta = 18.0; % [kN/m3]
ggamma_riemp = 25.0; % [kN/m3]
ggamma_G1 = 1.0;
ggamma_G2 = 1.0;
% Dx = 0.1; % [m] discretizzazione delle X per disegno
% ppi_mezzi = 90; % [°]
ssigma_c = 1.4; % [N/mm2] resistenza a compressione della
muratura - capacità
ttauc_c = 0.035; % [N/mm2] resistenza a taglio della murat -
capacità
Ma_ri_rap = zeros(length(Valori_Gamma), 2*nnc+1); %
Matrice_risultati_rapporto sigma capacità/sigma domanda
Ma_ri_rap_T = zeros(length(Valori_Gamma), 2*nnc+1); %
Matrice_risultati_rapporto tau capacità / tau domanda
for i = 1:length (Valori_Gamma)
    gamma_corrente = Valori_Gamma(i);

    [X, tore, rT_N ] = MMery(bbeta, nnc, SSp, ff, LLuce,
SSp_rint_chiave, gamma_corrente, ggamma_riemp, ggamma_G1,
ggamma_G2, ssigma_c, ttauc_c );
    Ma_ri_rap (i,:) = tore;
    Ma_ri_rap_T (i,:) = rT_N;

end

figure (1);
for y =1:length(Valori_Gamma)
    plot(X, Ma_ri_rap (y,:));
    hold on
```

```

end
hold on
legend('Rapporto sigma capacità/domanda')
xlabel ('\itx } [ {\itm} ]')
ylabel ('\it } [ {\it } ]')
axis auto
grid on

figure (2);
for w =1:1:length(Valori_Gamma)
    plot(X, Ma_ri_rap_T (w,:));
    hold on
end
hold on
legend('Rapporto tau capacità/domanda')
xlabel ('\itx } [ {\itm} ]')
ylabel ('\it } [ {\it } ]')
axis auto
grid on

```

```

function [X_cp, sigma_d, T_at] = MMery(beta, nc, Sp, f, Luce,
Sp_rint_chiave, gamma_volta, gamma_riemp, gamma_G1, gamma_G2,
sigma_c, tau_c);

%          rapp    ver_T
% beta = 29.70;    % [°]
% nc = 100;        % [] numero di conci in cui ho discretizzato
l'arco
% Sp = 0.5; % [m]
% f = 0.59;      % [m]
% Luce = 4.45;   % [m]
pi = 3.14159265358979323846 ; % pi greco
% Sp_rint_chiave = 1.60 ; % [m] spessore rinterro in chiave
% gamma_volta = 18.0; % [kN/m3]
% gamma_riemp = 18.0; % [kN/m3]
% gamma_G1 = 1.3;
% gamma_G2 = 1.5;
Dx = 0.1; % [m] discretizzazione delle X per disegno
% sigma_c = 18; % [N/mm2] resistenza a compressione della
muratura - capacità
% tau_c = 0.035 % [N/mm2] resistenza a taglio della muratura -
capacità

% Valori calcolati
R_intr = ((Luce/2)^2+ f^2)/(2*f); % [m] Raggio intradosso
R_extr = R_intr + Sp;          % [m] Raggio estradosso
H_m = R_intr + Sp * 0.5; % [m] altezza linea media arco lungo
la verticale in chiave
H_r = R_extr + Sp_rint_chiave; % [m] altezza dell'estradosso
del riempimento lungo la verticale in chiave
A_cc = pi * (R_extr^2 - R_intr^2); % [mq] area corona circolare
di 360 gradi

% Num_concio = zeros(1,nc); % vettore con numero ordinale
concio
% Num_concio(1) = 1;
% for i = 2:1:length(Num_concio)
%     Num_concio(i) = Num_concio(i-1)+1;
% end
Beta_primo = beta / nc;          % [°] angolo apertura singolo
concio
Beta_primo_half = Beta_primo * 0.5; % [°] metà angolo apertura

```

```

Alpha_progr = zeros(1,nc); % inizializzo vettore contenente
valore progressivo angolo del raggio passante per metà
concio...
Alpha_progr(1) = Beta_primo_half; % [°]
for i = 2:1:length(Alpha_progr)
    Alpha_progr(i) = Alpha_progr(i-1)+ Beta_primo; % [°]
end
X_GC = zeros(1, nc); % [m] vettore contenente coord x del
baricentro concio. coordinata nel sistema di riferimento con
centro nel centro circonferenza
for j=1:1:length (X_GC)
    X_GC(j)= H_m * sin (Alpha_progr(j)/ 180 * pi); % [m]
end

Y_GC = zeros(1, nc); % [m] vettore contenente coord y del
baricentro concio
for j=1:1:length (Y_GC)
    Y_GC(j)= H_m * cos (Alpha_progr(j)/ 180 * pi); % [m]
end
A_c = zeros(1, nc); % vettore contenente area del concio j-
esimo
for k = 1:1:length (A_c)
    A_c(k)= (A_cc * Beta_primo)/360; % [mq]
end
Pic = zeros(1, nc );% vettore contenente peso del j-esimo
concio
for v = 1:1:length (Pic)
    Pic(v) = A_c(v) * gamma_volta * gamma_G1 * 1.0; % [kN]
end
Pic_x = zeros(1, nc );% [kN*m] vettore contenente peso del j-
esimo concio per la coord baricentr x
for z = 1:1:length (Pic_x)
    Pic_x (z)= Pic(z) * X_GC(z);
end

%% Variabili derivate inerenti il riempimento

X_GR= zeros(1, nc); % [m] vettore contenente coord x del
baricentro riempimento
for q = 1:1:length (X_GR)
    X_GR(q) = R_extr * sin (Alpha_progr(q) / 180 * pi);
end

```

```

Y_GR= zeros(1, nc); % [m] vettore contenente coord y del
baricentro riempimento
for n = 1:1:length (Y_GR)
    Y_GR(n) = (H_r + R_extr * cos (Alpha_progr(n)/ 180 * pi))
/ 2 ;
end

Sigma_progr = zeros(1, nc); % inizializzo vettore contenente
valore progressivo angolo che il raggio per metà concio, forma
con l'asse Y (centro circonferenza)
Sigma_progr(1) = Beta_primo; % [°]
for w = 2:1:length(Sigma_progr)
    Sigma_progr(w) = Sigma_progr(w-1)+ Beta_primo ; % [°]
end

b_R = zeros(1, nc); % [m] vettore contenente la dimensione
della base del concio-riempimento
for m = 1:1:length (b_R)
    if m == 1
        b_R(m) = R_extr * sin (Sigma_progr (m) /180 * pi);
    else
        b_R(m) = R_extr * (sin(Sigma_progr (m) /180 * pi) - sin
(Sigma_progr (m - 1) /180 * pi));
    end
end

h_R= zeros(1, nc); % [m] vettore contenente la dimensione
dell'altezza del concio-riempimento
for t = 1:1:length (h_R)
    h_R (t) = H_r - (R_extr * cos (Alpha_progr(t) / 180 * pi));
end

A_R = zeros(1, nc); % [mq] vettore contenente il valore
dell'area del r-esimo concio-riempimento
for r = 1:1:length (A_R)
    A_R(r) = b_R (r) * h_R (r);
end

P_R = zeros(1, nc );% [kN] vettore contenente peso del j-esimo
concio-riempimento
for e = 1:1:length (P_R)
    P_R(e) = A_R(e) * gamma_riemp * gamma_G2 * 1.0; % [kN]
end

```

```

P_R_x = zeros(1, nc );% [kN*m] vettore contenente peso del j-
esimo concio-riempim*la cord baricentr x
for a = 1:1:length (P_R_x)
    P_R_x (a)= P_R(a)*X_GR(a);
end

X_G_risult = (sum(Pic_x)+sum(P_R_x))/(sum(Pic) + sum (P_R));
%[m]

Ris= (sum (Pic) + sum (P_R)); % [kN] risultante di tutti i pesi
dei conci più tutti i pesi del riempimento

D = (R_intr + 2/3 * Sp) - (R_intr + Sp/3)* cos (beta /180 *
pi); % [m] cateto del triangolo EDS

E = ((R_intr + Sp/3)* sin (beta /180 * pi)) - X_G_risult; % [m]
cateto del triangolo EDS

Q = (Ris * E)/ D; % [kN] spinta in chiave dell'arco applicata
al terzo medio superiore

S = sqrt ((Q^2) + (Ris^2));% [kN/m] spinta all'imposta
dell'arco applicata al terzo medio inferiore

X_cp = sort([0, X_GC, X_GR]); % [m] valori di ascissa per
diagrammare la curva delle pressioni
Y_cp = zeros (1, length(X_cp)); % [m] valori di ordinata per
costruire curva pressioni

Pesi = zeros(1,length(X_cp)); % [kN]
for hh =1:1:length(X_cp)
    found = 0; % inizializza la variabile logica con "no"
    (zero)
    for ff = 1:1:length(X_GC)
        if X_GC(ff)== X_cp(hh)
            if found ==0
                Pesi(hh) = Pic(ff);
                found =1;
            end
        end
    end
end
for gg = 1:1:length(X_GR)
    if X_GR(gg) == X_cp(hh)
        if found ==0
            Pesi(hh) = P_R(gg);

```

```

                found == 1;
            end
        end
    end
end

Tau = zeros(1, length (X_cp)); % [rad] angolo della risultante
delle forze rispetto alla verticale, sulla generica verticale
Tau (1) = pi * 0.5; % [rad]
for tt = 2:1:length(Tau)
    somma = sum(Pesi(1,1:tt)); % [kN] somma progressiva dei
pesi incontrati fino alla ascissa corrente compresa
    Tau (tt) = atan (Q/somma); % [rad]
end

for jj=1:1:length(Y_cp) % posizione della curva delle pressioni
per ogni verticale contenente un peso
    if jj==1
        Y_cp(jj) = R_extr - Sp/3; % [m]
    elseif jj==2
        Y_cp(jj) = Y_cp(jj-1);
    else
        Y_cp(jj) = Y_cp(jj-1) - (X_cp(jj)-X_cp(jj-1)) *
cos(Tau(jj-1)) / sin(Tau(jj-1));
    end
end

end

Np_intr = round(Luce*0.5/Dx) + 1; % numero dei valori in cui ho
suddiviso il raggio o metà corda
X_intr = zeros(1,Np_intr);
for yy=2:1:length (X_intr)
    X_intr(yy)= X_intr(yy-1) +Dx;
end
Y_intr = zeros(1,Np_intr);
for vv= 1:1:length (X_intr)
    Y_intr (vv) = sqrt ((R_intr^2) - (X_intr(vv)^2));
end

R_tm_inf = R_intr + Sp/3; %raggio della circonferenza del terzo
medio inferiore
f_tm_inf = f + Sp/3; %freccia della circonferenza del
terzo medio inferiore

```

```
Luce_tm_inf = 2* sqrt ((R_tm_inf - f_tm_inf/2) * 2* f_tm_inf);  
% corda della circonferenza del terzo medio inferiore
```

```
Np_inf = round(Luce_tm_inf*0.5/Dx) + 1; % numero dei valori in  
cui ho suddiviso il raggio o metà corda
```

```
X_inf = zeros(1,Np_inf);  
for yq = 2:1:length (X_inf)  
    X_inf(yq)= X_inf(yq-1) + Dx;
```

```
end
```

```
Y_inf = zeros(1,Np_inf);  
for vq = 1:1:length (X_inf)  
    Y_inf (vq) = sqrt ((R_tm_inf^2) - (X_inf(vq)^2));
```

```
end
```

```
R_tm_sup = R_intr + 2/3 * Sp; %raggio della circonferenza del  
terzo medio superiore
```

```
f_tm_sup = f + 2/3 * Sp; %freccia della circonferenza del  
terzo medio superiore
```

```
Luce_tm_sup = 2* sqrt ((R_tm_sup - f_tm_sup/2) * 2* f_tm_sup);  
% corda della circonferenza del terzo medio superiore
```

```
Np_sup = round(Luce_tm_sup*0.5/Dx) + 1; % numero dei valori in  
cui ho suddiviso il raggio o metà corda
```

```
X_sup = zeros(1,Np_sup);  
for ya = 2:1:length (X_sup)  
    X_sup(ya)= X_sup(ya-1) + Dx;
```

```
end
```

```
Y_sup = zeros(1,Np_sup);  
for va = 1:1:length (X_sup)  
    Y_sup(va) = sqrt ((R_tm_sup^2) - (X_sup(va)^2));
```

```
end
```

```
f_extr = f + Sp; %freccia della circonferenza di  
estradosso
```

```
Luce_extr = 2* sqrt ((R_extr - f_extr/2) * 2* f_extr); % corda  
della circonferenza di estradosso
```

```
Np_extr = round(Luce_extr * 0.5/Dx) + 1; % numero dei valori in  
cui ho suddiviso il raggio o metà corda
```

```
X_extr = zeros(1,Np_extr);  
for za = 2:1:length (X_extr)  
    X_extr(za)= X_extr(za-1) + Dx;
```

```
end
```

```
Y_extr = zeros(1,Np_extr);  
for vz = 1:1:length (X_extr)
```

```

    Y_extr(vz) = sqrt ((R_extr^2) - (X_extr(vz)^2));
end

%verifica delle sezioni

OP = zeros(1,length (X_cp)); % [m] segmento passante per il
centro geometrico circonferenza ed il punto (P) di intersezione
della
% retta verticale dei pesi (concio o riempimento) con la forza
risultante
% (Q+ pesi) fino al passo precedente (tau precedente)
for vj = 1:1:length(OP)
    OP(vj) = sqrt (X_cp(vj)^2 + Y_cp(vj)^2);
end

ecc = zeros (1,length (X_cp)); % [m] eccentricità
for bj = 1:1:length(ecc)
    ecc(bj) = abs ( H_m - OP(bj) );
end

angle_fi = zeros(1, length (X_cp)); % [rad] angolo di
inclinazione del segmento OP rispetto alla verticale del peso

for xt=2:1:length(angle_fi)
    angle_fi(xt) = atan (X_cp(xt)/Y_cp(xt)); % [rad] angolo di
inclinazione del segmento OP
end

F_ris = zeros(1, length (X_cp)); % vettore contenente i valori
delle forze risultanti dalla combinazione dei pesi verticali e
della forza Q
F_norm = zeros(1, length (X_cp));% vettore contenente i valori
delle componenti normali alla sezione considerata
F_ris(1) = Q; % [kN]
F_norm(1) = Q;% [kN]
for sj = 2:1:length(F_ris)
    pesi_progressivo = sum( Pesi(1:sj-1)); % [kN]
    F_ris(sj) = sqrt (Q^2 + pesi_progressivo^2);
    F_norm(sj) = F_ris(sj) * cos ( 0.5 * pi - angle_fi (sj) -
Tau(sj-1));
end

W= (1*Sp^2)/6; % [m2] modulo di resistenza

```

```

sigma_d = zeros(1, length (X_cp)); % [N/mm2] vettore dei valori
della sigma di domanda
for zc = 1:1:length(sigma_d)
    sigma_d (zc) = (F_norm(zc) / (1*Sp) + (F_norm(zc) * ecc
(zc))/ W)*10^(-3); % multiplico per 10^-3 per convertirli da
kN/m2 in N/mm2
end

rapp = zeros(1, length (X_cp));
for el = 1:1:length(rapp)
    rapp (el) = sigma_c / sigma_d (el);
end
% verifica T<=f*N
T_at = zeros(1, length (X_cp))
for qc = 2:1:length (T_at)
    T_at (qc) = (F_ris (qc) * sin ( abs (0.5 * pi - angle_fi
(qc) - Tau(qc-1)))) / Sp * 10^(-3); % [N/mm2]
end

ver_T = zeros(1, length (X_cp))          % verifica tau_capacità /
tau_domanda
for qa = 2:1:length (ver_T)
ver_T(qa)= T_at (qa) / tau_c;
end

```

Allegato 4.7: Valutazioni economiche delle soluzioni alternative di retrofitting

Relativamente alle soluzioni alternative presentate nel paragrafo 4.7 del Capitolo 4, è stata effettuata un'analisi dei costi, indicando per ogni fase costruttiva di ciascuna soluzione: a) la relativa unità di misura (u.m.), b) il prezzo unitario (p.u.), e c) la quantità di ciascun componente specifico, in relazione a un metro lineare di sviluppo longitudinale di *Galleria* (37,27m di lunghezza per 4,45m di larghezza). Tutte quelle opere che sono comuni a ciascuna delle proposte progettuali sono state elencate nelle tabelle, ma non quantificate in termini di spesa, proprio per effettuare un'analisi economica comparativa che miri ad evidenziare solo le opere peculiari di ciascuna soluzione. I prezzi sono stati desunti dai tariffari “Tariffa dei Prezzi 2012 - Regione Lazio” (TPRL 2012) e “Listini noleggio Pernicini 2010” (LNP 2010).

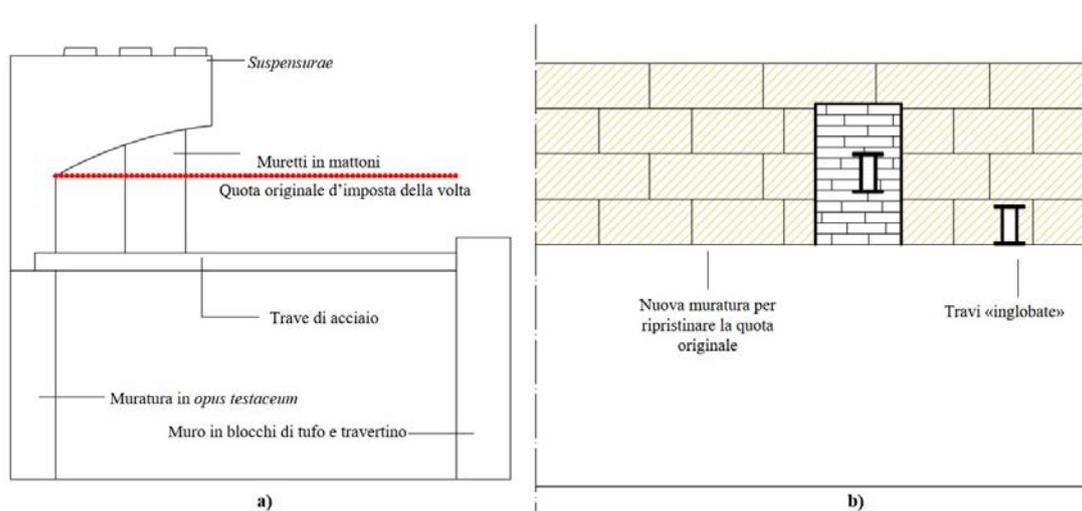


Figura 4.7.1 Stato attuale della *Galleria* (a); integrazione della muratura perimetrale e taglio delle travi in acciaio a filo con la parete in modo che le porzioni rimangono incorporate nella nuova muratura (b).

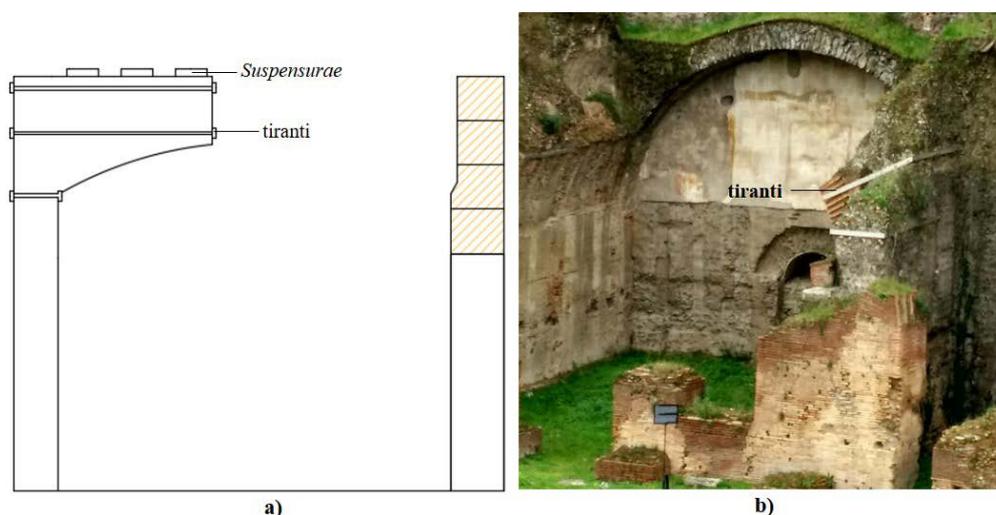


Figura 4.7.2 Posa in opera di tiranti (a) dopo la demolizione dei muretti di muratura e la rimozione delle travi; tiranti simili ritrovati in un monumento all'interno dell'Area Archeologica Centrale di Roma (b).

1) Ricostruzione in muratura della volta con sollevamento localizzato e riposizionamento dei blocchi in muratura con carroponete.	u. m.	p.u.	quantità	prezzo [€/ml]
1.1) Il precedente intervento in travi di acciaio, puntelli lignei e muretti in mattoni è inizialmente lasciato in opera.				
1.2) Integrazione dei muri perimetrali della <i>Galleria</i> (sia quello sul lato sud in <i>opus testaceum</i> che a nord in blocchi di tufo e travertino), sino alla massima altezza di estradosso della volta: tale altezza è dedotta da due punti in cui la copertura è ancora alla quota d'imposta d'origine (Fig. 33a, b). Qualora sia necessario, i muri saranno sagomati in modo tale da creare l'imposta della nuova volta. Sul lato nord – ovest, in corrispondenza della muratura in blocchi di tufo e travertino - là dove sono presenti le aperture longitudinali di accesso agli ambienti adiacenti, andranno ricostruite le piattebande, di cui si conserva ancora la quota d'imposta delle stesse.				
1.3) Sarà necessario verificare preliminarmente, che - in assenza di puntoni lignei, muretti laterizi o altri blocchi su cui contrasta attualmente la parte della volta ancora in <i>situ</i> - essa sia in grado di reggere sia sé stessa che le travi di acciaio dell'impalcato posizionate successivamente, altrimenti sarà necessario intervenire localmente con tiranti e/o iniezioni (Fig. 34 a, b).	ml	22,26	10	32,80
1.4) I blocchi di volta crollati che non sono più ricollocabili (<i>parti non armoniche</i>) sono sollevati con la gru e portati in un'area esterna di stoccaggio.	mese	1.470,00	12	473,30
1.5) Messa in opera delle travi longitudinali (ipotizzando un HEA1000 = 272kg/m) e di quelle trasversali (HEA500 = 155kg/m) dell'impalcato in acciaio (inclusi i controventi) attraverso la gru.	kg kg	3,35 3,35	544 155	1.822,40 2.310,66
1.6) Costruzione del carroponete a due ordini, le cui dimensioni saranno calibrate in funzione della dimensione massima e minima dei blocchi da ricollocare (Fig. 35a). Si precisa che il costo include anche l'organo elettrico.	mese	14.000,0	12	4.507,64
1.7) Sollevamento localizzato e riposizionamento del primo blocco di volta tramite argano elettrico; costruzione di una prima porzione di centina adiacente all'elemento di volta. Queste operazioni saranno realizzate suddividendo la lunghezza della <i>Galleria</i> in "sotto-zone". Una volta completata la prima "sotto-zona" si procederà alla movimentazione del carroponete, reiterando le operazioni sopradette alla nuova porzione di <i>Galleria</i> .	mq	48,35	4,45	215,15
1.8) Rimozione degli elementi appartenenti al precedente intervento (XX secolo). Le travi in acciaio vengono tagliate a filo della muratura e una parte di queste risulterà				

“inglobata” nella muratura integrata, rimanendo traccia visibile di questo intervento (memoria storica del precedente intervento) (Fig.33b). I muretti in mattoni saranno demoliti e tutto il materiale di scarto sarà trasferito in discarica.				
1.9) Ricostruzione delle porzioni “strutturali” di volta mancanti.	mq	230,00	2,225	511,75
1.10) Eventuale riempimento in materiale alleggerito (solo se svolge una funzione statica) all’estradosso della nuova parte ricostruita.				
1.11) Rimozione della centina.				
1.12) Costruzione di un solaio praticabile con lamiera grecata e soletta in c.a. Si precisa che l’altezza delle travi è tale da lasciare uno spazio che preserva le sottostanti <i>suspensurae</i> (Fig. 35b).	mq mq	49,69 35,00	4,45 4,45	221,12 155,75
			[€ml]	10.250,57
			[€]	382.038,7

2. Ricostruzione in muratura della volta con sollevamento e movimentazione dei blocchi in muratura con gru (senza costruzione del carroponete).	u. m.	p.u.	quantità	prezzo [€ml]
2.1) Numerazione e rilievo puntuale dell’attuale posizione dei blocchi di volta.				
2.2) Consolidamento dei blocchi di volta con eventuali iniezioni di leganti, al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche e assicurarsi che - durante le fasi di sollevamento - non si verifichino rotture improvvise degli stessi.				
2.3) Movimentazione dei blocchi mediante gru posizionata esternamente all’area di intervento e stoccaggio degli stessi in una zona limitrofa alla <i>Galleria</i> .	mese	1.470,00	12	473,30
2.1) Integrazione dei muri perimetrali della <i>Galleria</i> (sia quello sul lato sud in <i>opus testaceum</i> che a nord in blocchi di tufo e travertino), sino alla massima altezza di estradosso della volta: tale altezza è dedotta da due punti in cui la copertura è ancora alla quota d’imposta d’origine (Fig. 33a, b). Qualora sia necessario, i muri saranno sagomati in modo tale da creare l’imposta della nuova volta. Sul lato nord – ovest, in corrispondenza della muratura in blocchi di tufo e travertino - là dove sono presenti le aperture longitudinali di accesso agli ambienti adiacenti, andranno ricostruite le piattebande, di cui si conserva ancora la quota d’imposta delle stesse.				

2.2) Rimozione degli elementi appartenenti al precedente intervento (XX secolo). Le travi in acciaio vengono tagliate a filo della muratura e una parte di queste risulterà “inglobata” nella muratura integrata, rimanendo traccia visibile di questo intervento (memoria storica del precedente intervento) (Fig.33b). I muretti in mattoni saranno demoliti e tutto il materiale di scarto sarà trasferito in discarica.				
2.3) Costruzione di una centina lungo l'intero sviluppo della <i>Galleria</i> .	mq	48,35	4,45	215,15
2.4) Sollevamento e corretto riposizionamento dei blocchi di volta tramite gru.				
2.5) Ricostruzione delle parti “strutturali” di volta mancanti. Successiva rimozione della centina.	mq	230,00	4,45	1.023,50
2.6) Riempimento in materiale alleggerito all'estradosso delle nuove parti ricostruite;	mc	132,00	2,79	368,28
getto di calcestruzzo (4cm) con rete elettrosaldada (maglia 10x10 cm) e realizzazione di una pavimentazione che lasci in alto o basso rilievo la parte adiacente con le <i>suspensurae</i> (Fig. 36).	mq	25,00	2,225	55,62
	mq	35,00	2,225	77,87
			[€ml]	2.213,72
			[€]	82.505,3

3) Riposizionamento dei blocchi volta crollati, integrazione delle parti mancanti con nuove murature e costruzione di un impalcato da ponte in acciaio (non isolato) all'estradosso della volta a botte al quale appendere le strutture sottostanti.	u. m.	p.u.	quantità	prezzo [€ml]
3.1) Integrazione dei muri perimetrali della <i>Galleria</i> (sia quello sul lato sud in <i>opus testaceum</i> che a nord in blocchi di tufo e travertino), sino alla massima altezza di estradosso della volta: tale altezza è dedotta da due punti in cui la copertura è ancora alla quota d'imposta d'origine (Fig. 33a, b). Qualora sia necessario, i muri saranno sagomati in modo tale da creare l'imposta della nuova volta. Sul lato nord – ovest, in corrispondenza della muratura in blocchi di tufo e travertino - là dove sono presenti le aperture longitudinali di accesso agli ambienti adiacenti, andranno ricostruite le piattebande, di cui si conserva ancora la quota d'imposta delle stesse.				
3.2) Consolidamento dei blocchi di volta con eventuali iniezioni di leganti, al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche e assicurarsi che - durante le fasi di sollevamento - non si verifichino rotture improvvise degli stessi.				
3.3) Messa in opera delle travi longitudinali (ipotizzando un HEA1000 = 272kg/m) e di quelle trasversali	kg	3,35	544	1.822,40
	kg	3,35	155	2.310,66

(HEA500 = 155kg/m) dell'impalcato in acciaio (inclusi i controventi) attraverso la gru.				
3.4) Assemblaggio del carroponte e suo posizionamento tramite gru (Fig.37a).	mese	14.000,0	12	4.507,64
	mese	1.470,0	12	473,30
3.5) Esecuzione delle seguenti operazioni procedendo per "moduli":				
3.5.1) sollevamento e posizionamento del primo blocco del modulo corrente;				
3.5.2) il blocco è fissato attraverso tiranti alle travi trasversali dell'impalcato in acciaio (Fig. 37a);	ml	31,00	5,05	156,00
3.5.3) il carroponte è spostato in corrispondenza dell'eventuale secondo blocco del medesimo modulo;				
3.5.4) sollevamento e posizionamento del secondo blocco (se presente) del modulo corrente;				
3.5.5) le travi in acciaio del precedente intervento sono rimosse e i relativi muretti in mattoni demoliti;				
3.5.6) costruzione della centina ;	mq	48,35	4,45	212,15
3.5.7) predisposizione dei tiranti che dovranno sostenere le parti da ricostruire;				
3.5.8) ricostruzione della porzione "strutturale" di volta mancante;	mq	230,00	2,225	511,75
3.5.9) smontaggio della centina;				
3.5.10) posa in opera dei tiranti per le parti ricostruite;	ml	31,00	3	93,00
3.5.11) si procede allo stesso modo con il successivo "modulo".				
3.6) Il carroponte viene smontato dopo che ogni porzione di volta è stata correttamente ricollocata.				
3.7) Costruzione di un solaio praticabile con lamiera grecata e soletta in c.a. Si precisa che l'altezza delle travi è tale da lasciare uno spazio che preserva le sottostanti <i>suspensurae</i> (Fig. 37b).	mq	49,69	4,45	221,12
	mq	35,00	4,45	155,75
			[€ml]	10.463,77
			[€]	389.984,7

<i>4) Costruzione di un impalcato da ponte a traliccio in acciaio, per mezzo di moduli prefabbricati, la cui sezione trasversale è tale da ricreare lo stesso profilo di intradosso originale della volta. Successiva lavorazione dei blocchi di volta con taglio delle parti corticali, sia all'intradosso (curvilinei) e all'intradosso (piatti) in porzioni da fissare rispettivamente all'intradosso e all'estradosso dell'impalcato. Le porzioni possono essere di dimensioni tali da essere manovrati manualmente (cioè senza gru).</i>	u. m.	p.u.	quantità	prezzo [€ml]
4.1) Numerazione e rilievo puntuale dell'attuale posizione dei blocchi di volta.				
4.2) Integrazione dei muri perimetrali della Galleria (sia quello sul lato sud in <i>opus testaceum</i> che a nord in blocchi di tufo e travertino), fino all'originaria quota d'imposta della volta:				

tale altezza è dedotta da due punti in cui la copertura è ancora alla quota d'imposta d'origine (Fig. 33a, b). Qualora sia necessario, i muri saranno sagomati in modo tale da creare l'imposta della nuova volta. Sul lato nord – ovest, in corrispondenza della muratura in blocchi di tufo e travertino - là dove sono presenti le aperture longitudinali di accesso agli ambienti adiacenti, andranno ricostruite le piattebande, di cui si conserva ancora la quota d'imposta delle stesse.				
4.3 Consolidamento dei blocchi di volta con eventuali iniezioni di leganti, al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche e assicurarsi che - durante le fasi di sollevamento - non si verifichino rotture improvvise degli stessi.				
4.4 Movimentazione dei blocchi mediante gru posizionata esternamente all'area di intervento e stoccaggio degli stessi in una zona limitrofa alla <i>Galleria</i> .	mese	1.470,0	12	473,30
4.5 Taglio con frullino delle parti corticali dei blocchi di volta: 1) all'intradosso (porzioni curvilinee) e 2) all'estradosso (porzioni piane comprensive delle <i>suspensurae</i>) (Fig. 39).	giorno	30,00	240	193,18
4.6 Trasporto in cantiere di tutti i moduli dell'impalcato da ponte.	a viaggio	150,00	8	32,19
4.7 Posizionamento con gru e assemblaggio in <i>situ</i> dei moduli reticolari in acciaio (si è assunto indicativamente una profondità dei moduli pari a 1m). Modulo reticolare (U140 = 16kg/m; L20x20 = 1,14kg/m; U100 = 10,60kg/m) (Fig. 39).	kg	3,35	659,20	2.208,32
	kg	3,35	30,16	101,03
	kg	3,35	473,73	1.586,99
4.8 Rimozione degli elementi appartenenti al precedente intervento (XX secolo). Le travi in acciaio vengono tagliate a filo della muratura e una parte di queste risulterà "inglobata" nella muratura integrata, rimanendo traccia visibile di questo intervento (memoria storica del precedente intervento) (Fig.33b). I muretti in mattoni saranno demoliti e tutto il materiale di scarto sarà trasferito in discarica.				
4.9 Posizionamento in <i>situ</i> e fissaggio degli elementi corticali all'impalcato da ponte. Tali operazioni possono essere eseguite a "mani nude" per le porzioni intradosali che saranno di dimensioni contenute; all'estradosso le porzioni saranno collocate tramite gru e posizionate in modo da risultare in altorilievo rispetto al piano di calpestio adiacente.				
4.10 Costruzione di un solaio praticabile con lamiera grecata e soletta in c.a. La nuova pavimentazione sarà in basso rilievo rispetto alla quota originale di estradosso della volta.	mq	49,69	4,45	221,12
	mq	35,00	4,45	155,75
			[€ml]	4.971,88
			[€]	185.301,9

Allegato 4.8: Progetto della copertura reticolare in acciaio

4.8.1 Progetto del solaio praticabile in “acciaio-calcestruzzo”

Vengono qui riportati i calcoli, relativi al primo tratto della Galleria, del solaio praticabile realizzato all’estradosso dell’impalcato di copertura del camminamento augusteo. È stato progettato un solaio misto “acciaio – calcestruzzo” realizzato con lamiera grecata schematizzata come trave continua a sette campate e appoggiata alle sottostanti travi in acciaio HEA100. Quest’ultima, inoltre, è stata disposta parallelamente allo sviluppo longitudinale della Galleria.

La lamiera grecata che in fase di progetto è stata adottata è del tipo commerciale HI BOND A55/P770.

Caratteristiche geometriche del solaio

La descrizione geometrica del solaio è la seguente (Fig. 1, Fig. 2):

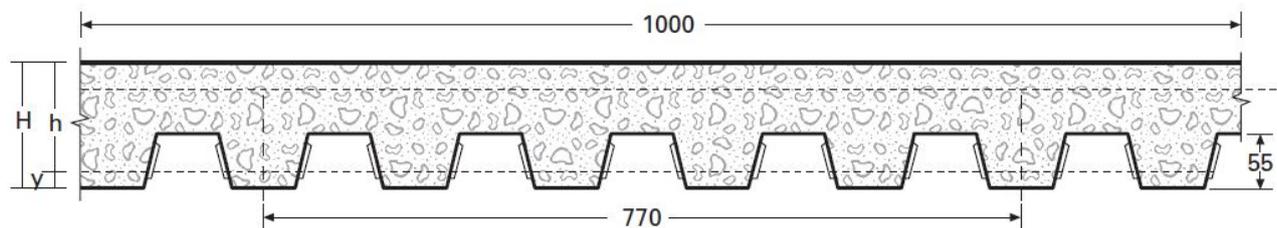


Fig.1 Sezione del solaio e sue dimensioni geometriche.

$h_s = xxx$ è lo spessore complessivo della soletta (calcestruzzo più lamiera grecata)

$h_p = xxx$ è l'altezza della lamiera grecata

$h_c = xxx$ è lo spessore della soletta di calcestruzzo

$b_{nn} = xxx$ è l'interasse medio tra due nervature (tra le gole della lamiera)

$b_1 = xxx$ è la larghezza di una gola

$b_2 = xxx$ è la larghezza di una gola ($b_2 > b_1$)

$t_a = xxx$ è lo spessore dell'anima della lamiera grecata

$A = xxx$ è l'area della sezione della lamiera grecata

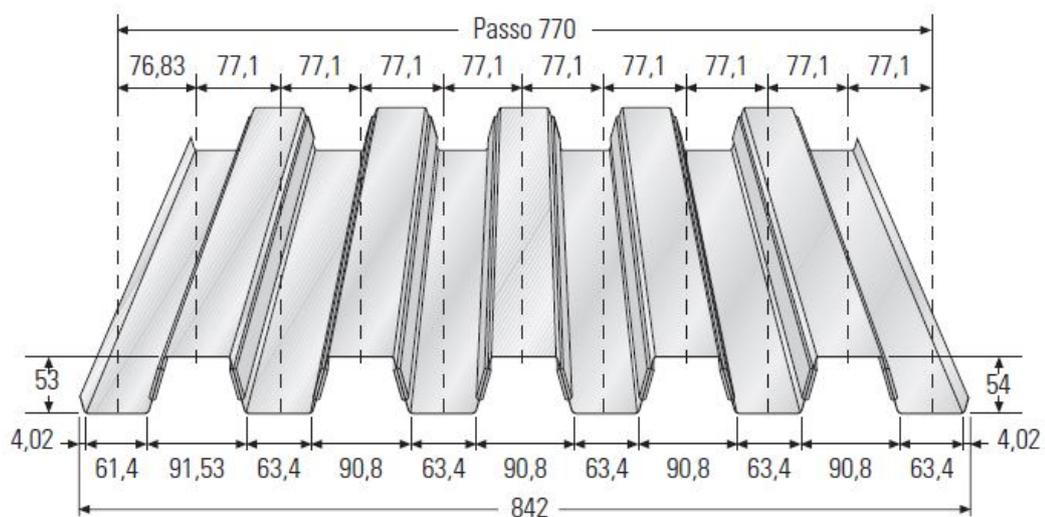


Fig.2 Geometria della lamiera grecata impiegata.

Caratteristiche dei materiali utilizzati

Calcestruzzo

In fase progettuale, sia adotta per il getto della soletta un calcestruzzo con classe di resistenza pari a C25/30, con resistenza caratteristica cubica a compressione pari a $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ e resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Il relativo coefficiente di sicurezza da adottare nelle verifiche allo stato limite è $\gamma_c = 1,5$.

Si assume un modulo di Young pari a $E_{cm} = 31475,80 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio lamiera grecata

Si prevede l'impiego di una lamiera grecata in acciaio inossidabile S280GD definito dalla norma UNI EN 10326 ed equivalente, per le prestazioni meccaniche, al tipo Fe360 prescritto dalle norme UNI - CNR 10022, il cui valore della tensione caratteristica allo snervamento si assume pari a $f_{yk} = 280 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio dei connettori

Si prevede l'utilizzo di connettori a piolo muniti di testa in acciaio zincato con una tensione caratteristica a rottura pari a $f_{uk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ed una tensione caratteristica allo snervamento pari a $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$.

Per tutti gli elementi strutturali in acciaio è prevista un'adeguata protezione contro la corrosione, che consiste in una zincatura a caldo secondo UNI EN ISO 1461.

Analisi dei carichi

I carichi sono suddivisi in carichi permanenti G_k e in carichi variabili Q_k :

Azioni permanenti G_k

Peso della soletta di calcestruzzo	2.4 KN /m ²
Getto di completamento in cls	1.8 KN /m ²
Pavimento	0.4 KN /m ²
Strato bituminoso	0.4 KN /m ²
Impianti	0.1 KN /m ²
Peso proprio lamiera	0.13 KN /m ²
Carico complessivo permanente	5.23 KN /m²

Azioni variabili Q_k

Si adotta un sovraccarico accidentale pari a

$$Q_k = 2 \text{ KN /m}^2$$

corrispondente alla categoria C sottocategoria C2 (Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi).

Caratteristiche statiche della lamiera

La generica nervatura di larghezza pari a 154,2 mm può essere assimilata ad una sezione scatolare con spessore delle anime verticali pari a $t_{av} = 1,00 / \sin 75^\circ = 0,97 \text{ mm}$.

Si ha dunque che l'area equivalente A_{eq} scatolare di una nervatura è pari a:

$$A_{eq} = 2 \cdot (t_a \cdot b_1 + h_p \cdot t_{a,v}) = 231,12 \text{ mm}^2.$$

Il momento d'inerzia I_1 di una nervatura è così calcolato:

$$I_1 = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} t_{a,v} \cdot h_p^3 \cdot A \cdot d^2 \right) = 143700 \text{ mm}^4$$

e il modulo di resistenza W_1 è pari a :

$$W_1 = \frac{I_1}{h_p/2} = 5322 \text{ mm}^3.$$

Per metro di lamiera, si hanno le seguenti proprietà della sezione lorda di lamiera grecata:

$$A_a = \frac{A_{eq}}{b_{nn}} = 1498,23 \text{ mm}^2$$

$$I = \frac{I_1}{b_{nn}} = 931906,61 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{W_1}{b_{nn}} = 34515 \text{ mm}^3.$$

Verifiche della lamiera grecata

La verifica della lamiera grecata è stata svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo e del capitolo 4 delle NTC2008.

La sezione mista è stata esaminata nei due momenti di realizzazione della soletta:

- nella fase iniziale di getto (fase 1), in cui la parte resistente è costituita dalla sola lamiera grecata;
- nella fase finale di “soletta mista” (fase 2), in cui la lamiera grecata è collaborante con la soletta di c.a. e sopporta oltre ai carichi permanenti “portati” anche il sovraccarico di progetto.

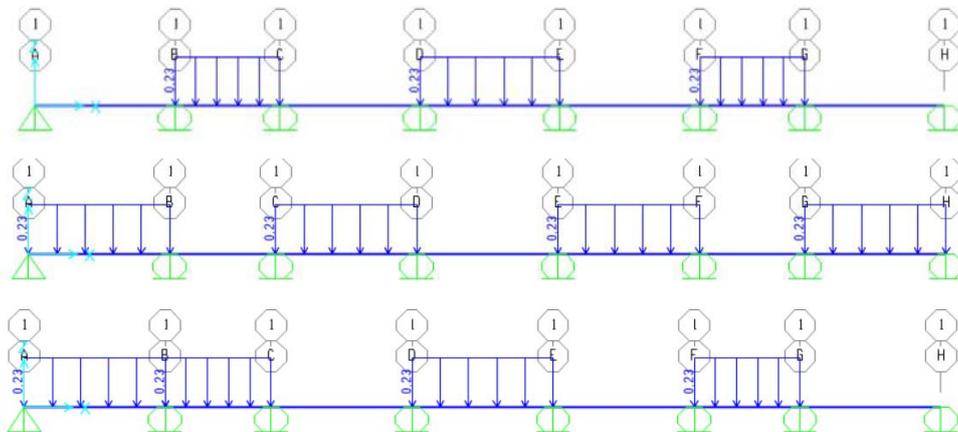
Verifiche in fase di costruzione (fase 1): getto del cls

Verifica allo stato limite ultimo

Verifica a flessione

In questa fase la lamiera costituisce il cassero ed è soggetta al peso proprio, al peso del getto ed al peso dei mezzi d’opera, quest’ultimo pari a 1.5 KN/m^2 .

Lo schema di trave appoggiata-appoggiata su 7 campate è stata modellata nel programma SAP2000, definendo tutte le possibili combinazioni di carico (Fig. 3).



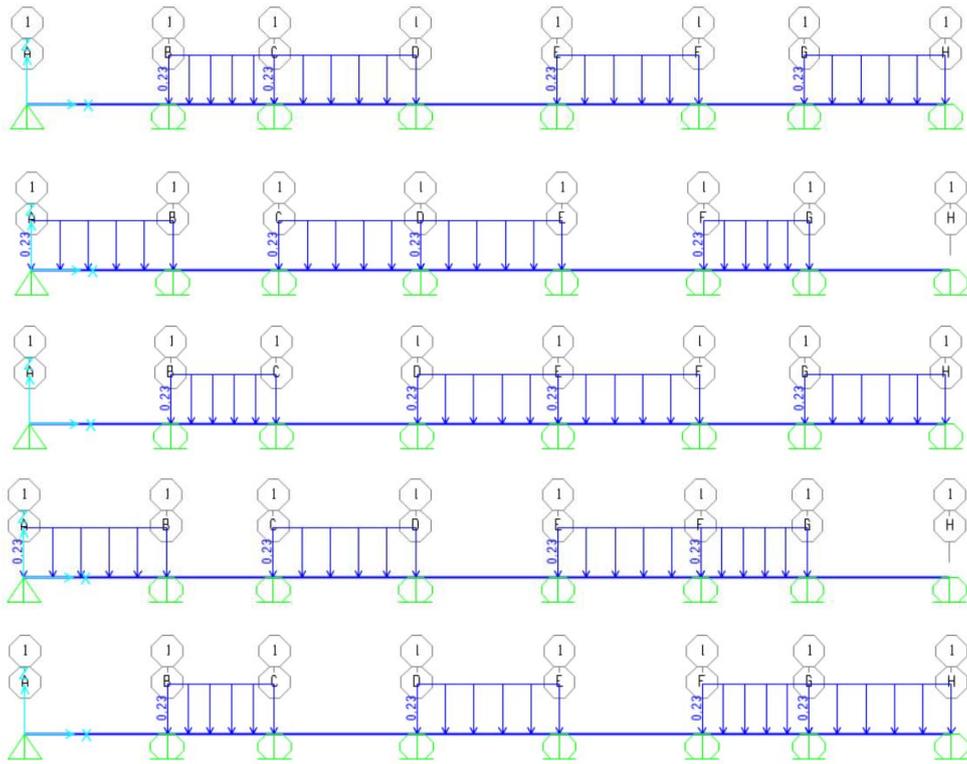


Fig. 3 – Possibili combinazioni del carico accidentale in fase 1

Sono stati, quindi, dedotti i valori massimi delle sollecitazioni in termini di momento flettente e taglio qui di seguito riportati :

$$M_{max,f1} = M_{sd,f1} = 0,36 \text{ kNm} = \mathbf{2,335 \text{ kNm/m}}$$

$$V_{max,f1} = V_{sd,f1} = 1,1 \text{ kN} = \mathbf{7,13 \text{ kN/m}}$$

La sezione in esame è in classe 4, poiché il coefficiente di riferimento $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = \sqrt{235/280} = 0,92$ ed essendo il rapporto altezza – spessore $\frac{h_p}{t_{av}} = 55,90 > 69\varepsilon$.

Distribuzione delle tensioni (compressione positiva)	Larghezza efficace b_{eff}
	$\psi = +1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$

Fig. 5 Estratto da UNI EN1993-1-5, prospetto 5.3.2 elementi compressi interni.

Le verifiche allo SLU saranno, pertanto, condotte con riferimento alla sola sezione efficace (NTC2008 e UNI EN1993-1-5).

Per quanto riguarda la flangia compressa si ha che il rapporto di estremità della sezione $\Psi = +1$ e il fattore di imbozzamento $K_\sigma = 4$ (Fig. 5).

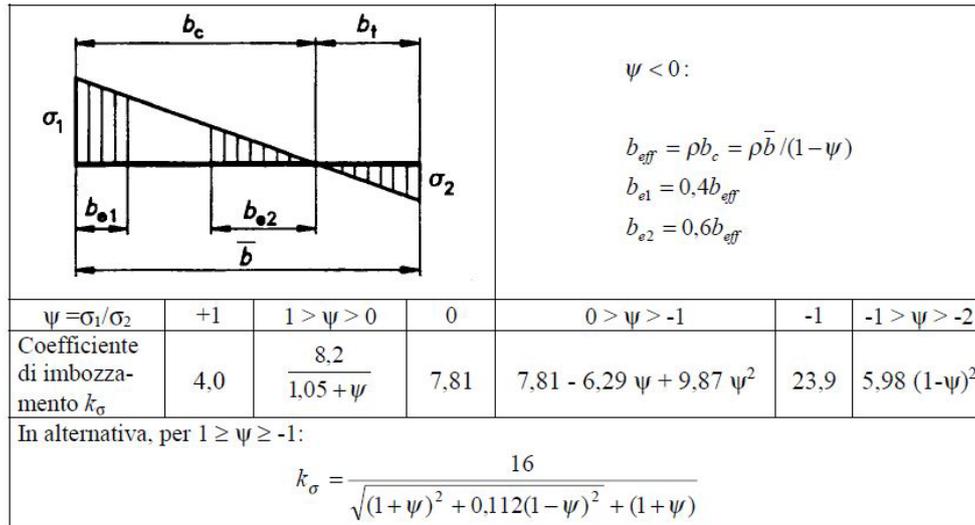


Fig. 6 Estratto da UNI EN1993-1-5, prospetto 5.3.2 elementi compressi interni.

La tensione di instabilità critica è stata così calcolata: $\sigma_{cr} = K_\sigma \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 189,08 \text{ Mpa}$.

La snellezza adimensionale critica è: $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1,22$.

Il fattore di riduzione della sezione efficace è: $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0,22}}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,67$.

La larghezza efficace della sezione è pertanto: $b_{eff} = \rho \cdot b_1 = 42,68 \text{ mm}$, da cui
 $b_{e1} = b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff} = 21,34 \text{ mm}$.

Per le **anime presso-inflesse** si ha (Fig. 6):

$$\Psi = -1$$

$$K_\sigma = 23,90$$

$$\sigma_{cr} = 1452,95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,44$$

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = 54 \text{ mm}$$

Le caratteristiche geometriche della sezione unitaria efficace sono le seguenti:

- Area di una nervatura

$$A_{1,eff} = t \cdot (b_{eff} + b_1) + 2 \cdot (t_{a,v} \cdot h_p) = 210,40 \text{ mm}^2;$$

- Ordinata del baricentro

$$y_{G,sup} = \frac{\left(\frac{t}{2} \cdot (b_{eff} \cdot t) + 2 \cdot (t_{a,v} \cdot h_p) \cdot h_p \cdot 0,5 + (b_1 \cdot t) \cdot (h_p - 0,5 \cdot t)\right)}{A_{eff}} = 29,61 \text{ mm}$$

- Momento d'inerzia

$$I_{1,eff} = 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t_{a,v} \cdot h_p^3 \right) + (b_1 \cdot t) \cdot \left(\frac{h_p}{2} - \frac{t}{2} \right)^2 + (t \cdot b_{eff}) \cdot \left(\frac{h_p}{2} - \frac{t}{2} \right)^2 = 99844,54 \text{ mm}^4$$

- Modulo di resistenza inferiore

$$W_{1,eff}^{inf} = \frac{I_{1,eff}}{y_{G,sup}} = 4093,61 \text{ mm}^3$$

- Modulo di resistenza superiore

$$W_{1,eff}^{sup} = \frac{I_{1,eff}}{h_p - y_{G,sup}} = 3372,02 \text{ mm}^3, \text{ il quale per un metro di lunghezza è}$$

$$W_{eff} = W_{1,eff}^{sup} = 21867,86 \text{ mm}^3/\text{m}.$$

Il momento resistente assumerà pertanto il seguente valore:

$$M_{Rd,f1} = W_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5,57 \text{ KNm}/\text{m}.$$

La verifica a flessione è soddisfatta, poiché $M_{Rd,f1} > M_{Sd,f1} \rightarrow 5,57 > 2,335 \text{ KNm}/\text{m}$.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è condotta tenendo presente che il taglio è portato dalle anime. In un metro di larghezza si hanno 15,7 anime. Queste ultime sono inclinate, per cui il taglio andrebbe scomposto nelle loro direzioni. Tuttavia, in modo equivalente, si è considerata la proiezione verticale delle stesse, ottenendo un valore dell'area di taglio così calcolata:

$$A_v = 1000/b_1 \cdot (t_{a,v} \cdot h_p) = 822,71 \text{ mm}^2.$$

Il taglio resistente è dato da:

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M0} = 120,91 \text{ KN}/\text{m},$$

da cui ricaviamo che la verifica a taglio è ampiamente soddisfatta, essendo $V_{pl,Rd} > V_{Sd,f1} \rightarrow 120,91 > 7,13 \text{ KN}/\text{m}$.

Verifica allo stato limite di esercizio

Per il calcolo della freccia si considera la trave soggetta al peso del calcestruzzo e della lamiera, così come prescritto dalle NTC2008. Si utilizza a questo scopo il momento d'inerzia lordo della lamiera grecata, precedentemente calcolato, e pari a $I = 931906,61 \text{ mm}^4$. La freccia massima calcolata nella campata con luce maggiore, pari a 2m, è $\delta = 1 \text{ mm}$, soddisfacendo la limitazione normativa secondo la quale $\delta < \frac{L}{180} = 11,11 \text{ mm}$ (NTC2008).

Anche la verifica allo stato limite di esercizio è positiva.

Verifiche in fase di soletta collaborante (fase 2): presa del cls

A seguito della maturazione del calcestruzzo, la sezione resistente diviene una “trave composta” nella quale la lamiera grecata rappresenta l’armatura in zona tesa.

Per la verifica allo stato limite ultimo si può utilizzare lo schema statico di trave continua solo se si dispone di una quantità sufficiente di armatura soggetta a momento negativo. Poiché la posa di tale armatura è onerosa sia per la difficoltà nel mantenerla nella corretta posizione sia perché la sezione compressa di calcestruzzo al negativo è ridotta a causa della forma seghettata della lamiera, si preferisce solitamente progettare la soletta composta con lo schema di semplice appoggio.

Si deve, comunque posare un’armatura minima la cui sezione trasversale sia almeno pari allo 0,2% dell’area della sezione trasversale del calcestruzzo al di sopra della lamiera grecata (§UNI EN 1994-1-1):

$$A_{s,min} = M_{sd} = 0,2 \cdot h_c = 1,30 \text{ cm}^2/m.$$

Sarà pertanto sufficiente una rete elettrosaldada $\phi 8 \ 20 \times 20$, a cui corrisponde un’armatura risultante

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2/m.$$

Verifica allo stato limite ultimo

Verifica a flessione

$$M_{max,f2} = M_{sd,f2} = \frac{p}{8} \cdot L^2 = 5,42 \text{ kNm/m}$$

$$V_{max,f2} = V_{sd,f2} = p \cdot \frac{L}{2} = 10,84 \text{ kN/m}.$$

La resistenza a compressione della soletta di calcestruzzo per metro di larghezza della soletta è:

$$R_c = b \cdot h_c \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 920,83 \text{ kN/m} \text{ (in cui } b \text{ è la larghezza della soletta);}$$

la resistenza a trazione della lamiera di acciaio (sempre per metro di larghezza) è:

$$R_a = A_a \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_a} = 381,52 \text{ kN/m}.$$

Essendo $R_a < R_c$, l’asse neutro taglia la soletta. La resistenza flessionale è pertanto governata dall’acciaio.

Imponendo un’equazione di equilibrio alla traslazione, si ricava la posizione dell’asse neutro:

$$x = \frac{R_a}{R_c} \cdot h_c = 26,93 \text{ mm}.$$

L’altezza utile è pertanto:

$$d_p = \frac{h_p}{2} + h_c = 92,0 \text{ mm.}$$

Il momento flettente resistente è pari a:

$$M_{pl,Rd,f2} = R_a \cdot \left(d_p - \frac{x}{2} \right) = 29,96 \text{ kNm.}$$

Essendo $M_{pl,Rd,f2} > M_{Sd,f2} \rightarrow 29,96 > 5,42 \text{ kNm}$, la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La resistenza a taglio è affidata solamente alla soletta di calcestruzzo e, per nervatura, essa è ottenuta dalla seguente espressione (UNI EN 1992-1-1):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d_p$$

mentre quella a taglio minima dall'espressione:

$$V_{Rd,c,min} \geq v_{min} \cdot b_w \cdot d_p,$$

essendo:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,12, \text{ la resistenza unitaria a taglio di calcolo;}$$

$$\gamma_c = 1,5, \text{ il coefficiente parziale per il calcestruzzo;}$$

$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 2$, coefficiente uguale a 2 se $d \leq 200 \text{ mm}$; d è pari all'altezza utile della sezione (distanza fra il lembo superiore della soletta e il baricentro dello strato di armatura tesa più basso) ed è espresso in mm ;

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d_p)} = 0,00884984, \text{ il rapporto di armatura corrispondente a } A_{sl} = t \cdot b_1 = 63,40 \text{ mm}^2;$$

$$b_w = 77,1 \text{ mm, la larghezza di una nervatura;}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,49, \text{ resistenza unitaria a taglio.}$$

In conclusione, $V_{Rd,c} = 4,83 \text{ kN}$ e $V_{Rd,c,min} = 3,55 \text{ kN}$: la resistenza a taglio è il minore tra questi due valori. Si ha, pertanto che per un metro lineare di lamiera: $V_{v,Rd} = 31,30 \text{ kN/m}$ e che la verifica a taglio è dunque soddisfatta.

Verifica del sistema di connessione: resistenza allo scorrimento

Nel caso di strutture composte è necessario verificare che i sistemi di connessione siano in grado di assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza sono stati previsti connettori a taglio ad armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra la soletta e la trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

In progetto saranno utilizzati dei connettori cosiddetti "duttili", ovvero caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente a consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo.

Le verifiche di resistenza rispettano le prescrizioni normative riportate al punto 4.3.4.3.1 delle NTC2008.

Resistenza di progetto del connettore

Al fine di realizzare la connessione tra la lamiera grecata e la trave principale di acciaio, saranno utilizzati dei connettori a piolo muniti di testa di acciaio zincato del diametro di $d = 22 \text{ mm}$ e di altezza dopo la saldatura pari a $h_{sc} = 80 \text{ mm}$.

Per la verifica della resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere assunto il minore valori delle seguenti espressioni:

$$P_{Rd,a} = \frac{0,8 \cdot f_t}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 109,48 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,b} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_{cm})^{0,5}}{\gamma_v} = 92,36 \text{ kN}$$

nelle quali:

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;

γ_v è il coefficiente parziale di sicurezza delle connessioni;

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta.

Inoltre, essendo $h_{sc}/d = 3,63 \text{ mm} \leq 4$, si adotterà un coefficiente $\alpha = 0,93$.

Si assume, pertanto, come resistenza di calcolo a taglio del gambo del piolo il valore pari a $P_{Rd} = P_{Rd,b} = 92,36 \text{ kN}$, il quale deve essere convenientemente ridotto per il fattore k , trattandosi di soletta con lamiera grecata. Dal momento che le greche della lamiera sono disposte trasversalmente al profilo di acciaio sottostante, il fattore riduttivo k - il cui valore dipende dal numero di connettori posti per ciascuna nervatura - è pari a:

$$k_{t,1} = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0,49 \quad \text{per } N_r = 1 \text{ (un connettore a nervatura)}$$

$$k_{t,2} = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot b_0 \cdot \frac{(h_{sc} - h_p)}{h_p^2} = 0,34 \quad \text{per } N_r = 2 \text{ (due connettori a nervatura).}$$

Nel caso di un solo piolo a nervatura si ha che la resistenza di calcolo del connettore è pari a: $P_{Rd} = P_{Rd,b} = 92,36 \cdot 0,49 = 44,89 \text{ kN}$, confrontando che tale valore sia superiore alla sollecitazione del piolo così calcolata: $P_{Sd} = R_a \cdot b_{nn} = 58,83 \text{ kN/nerv}$. La verifica, pertanto non risulta soddisfatta. Si esegue, dunque, la verifica con due pioli: $P_{Rd} = P_{Rd,b} = 92,36 \cdot 0,34 = 31,74 \text{ kN}$ e $P_{Sd} = (R_a \cdot b_{nn}) \cdot 0,5 = 29,42 \text{ kN/nerv}$. La verifica è soddisfatta. Tuttavia il coefficiente kt pare eccessivamente penalizzante, in quanto riduce la resistenza del connettore del 66%.

4.8.2 Dimensionamento della porzione corticale intradossale della volta

Luce _{porz. corticale}	[m]
	0,5
γ_{mur}	[kN/m ³]
	18
R	[m]
	4,65
r	[m]
	4,55
s	[m]
	0,1
α	[rad]
	0,055
A _{corona}	[m ²]
	2,890
A _{porz.corticale}	[m ²]
	0,0506
Profondità	[m]
	0,95
Volume	[m ³]
	0,048
Peso	[kN]
	0,865
σ_{tr}	[kN/m ²]
	1400
τ	[kN/m ²]
	28

γ_{G1}	1,3
γ_M	3
FC	1,35

Ms	[kN*m]
	0,141
Vs	[kN]
	0,562
MR	[kN*m]
	0,288
VR	[kN]
	0,346

MR/MS	VR/VS
2,05	0,615

Ch5: Appendice al Cap.5

Si allegano le tabelle dei modi di vibrare del modello disaccoppiato con appoggio cilindrico. In particolare tale modello è quello in cui è stato fatto variare il valore del coefficiente d'attrito μ_d . Si riportano, a titolo esemplificativo, i risultati del modello con il valore di μ_d pari a 1) 0,01; 2) 0,09 e 3) 0,18.

$\mu = 0,01$ **TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL_Ritz	Mode	1	3,960462	1	4,249E-08	1,418E-16	1
MODAL_Ritz	Mode	2	3,960272	4,249E-08	1	7,764E-13	1
MODAL_Ritz	Mode	3	0,224373	2,483E-11	2,824E-12	1,452E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	4	0,068102	8,569E-17	1,071E-12	0,65429	1
MODAL_Ritz	Mode	5	0,049762	7,487E-16	6,131E-12	7,375E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	6	0,039236	1,004E-15	4,682E-14	0,01006	1
MODAL_Ritz	Mode	7	0,02918	9,104E-18	2,645E-12	2,141E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	8	0,024558	8,51E-15	1,942E-12	3,209E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	9	0,022902	1,084E-15	2,592E-15	0,00047	1
MODAL_Ritz	Mode	10	0,017951	3,867E-10	2,937E-17	0,000001396	1
MODAL_Ritz	Mode	11	0,017328	6,735E-13	2,124E-13	3,903E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	12	0,015833	1,071E-09	3,841E-17	8,405E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	13	0,015184	3,488E-14	4,334E-15	0,000000285	1
MODAL_Ritz	Mode	14	0,012155	7,376E-11	2,79E-17	6,137E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	15	0,011634	3,25E-17	8,762E-16	0,00004493	1
MODAL_Ritz	Mode	16	0,01121	1,041E-14	3,074E-15	6,989E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	17	0,01092	8,018E-15	2,226E-14	4,218E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	18	0,01014	4,297E-16	5,173E-15	0,04632	1
MODAL_Ritz	Mode	19	0,008612	1,209E-11	1,449E-16	4,395E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	20	0,008184	5,742E-15	6,068E-16	2,079E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	21	0,006924	2,623E-16	6,467E-15	9,812E-09	1
MODAL_Ritz	Mode	22	0,006882	1,709E-17	2,105E-14	0,00001288	1
MODAL_Ritz	Mode	23	0,003351	1,456E-16	1,204E-13	0,00003958	1
MODAL_Ritz	Mode	24	0,003337	3,4E-18	1,377E-13	5,517E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	25	0,002215	1,684E-15	4,302E-17	0,00025	1
MODAL_Ritz	Mode	26	0,002183	3,005E-17	2,352E-20	0,00291	1
MODAL_Ritz	Mode	27	0,001938	6,98E-17	2,582E-17	0,00012	1
MODAL_Ritz	Mode	28	0,001879	1,709E-16	6,198E-15	0,00038	1
MODAL_Ritz	Mode	29	0,001784	2,549E-15	9,177E-18	6,111E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	30	0,00173	1,807E-17	6,25E-17	0,01273	1
MODAL_Ritz	Mode	31	0,001651	2,158E-16	2,775E-16	0,000006092	1
MODAL_Ritz	Mode	32	0,001631	6,356E-17	8,971E-18	0,00231	1
MODAL_Ritz	Mode	33	0,00161	5,68E-18	1,479E-16	0,00058	1
MODAL_Ritz	Mode	34	0,001587	7,227E-18	3,93E-16	0,00009539	1
MODAL_Ritz	Mode	35	0,000203	2,129E-18	0	0,000003978	1
MODAL_Ritz	Mode	36	0,000187	0	0	0,00009026	1
MODAL_Ritz	Mode	37	0,000175	2,692E-19	0	0,00088	1
MODAL_Ritz	Mode	38	0,000169	0	0	0,05283	1
MODAL_Ritz	Mode	39	0,000168	0	1,469E-19	0,00135	1
MODAL_Ritz	Mode	40	0,000153	0	0	0,04016	1
MODAL_Ritz	Mode	41	0,000151	0	0	0,13945	1
MODAL_Ritz	Mode	42	0,000145	0	2,625E-19	0,00014	1
MODAL_Ritz	Mode	43	0,000126	0	0	0,00023	1
MODAL_Ritz	Mode	44	0,000123	0	0	0,00524	1
MODAL_Ritz	Mode	45	0,000122	0	0	0,00014	1

MODAL_Ritz Mode	46	0,00012	0	2,404E-20	0,000005997	1
MODAL_Ritz Mode	47	0,000102	1,888E-20	0	0,00004072	1
MODAL_Ritz Mode	48	0,000102	0	1,039E-20	7,474E-08	1
MODAL_Ritz Mode	49	0,0001	0	3,224E-19	0,00005232	1
MODAL_Ritz Mode	50	0,000094	0	0	0,02877	1

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4,249E-08	1,418E-16	1,57E-12	0,00017	8,915E-10	1,57E-12	0,00017	8,915E-10
1	7,766E-13	0,00003441	7,211E-12	1,726E-11	0,00003441	0,00017	9,087E-10
1	1,452E-08	4,762E-08	1,894E-11	0,99973	0,00003446	0,00017	0,99973
1	0,65429	1,356E-07	6,517E-07	2,271E-08	0,0000346	0,00017	0,99973
1	0,65429	0,59455	6,218E-09	8,748E-08	0,59458	0,00017	0,99973
1	0,66435	0,000002826	8,363E-07	6,521E-10	0,59458	0,00017	0,99973
1	0,66435	0,01867	3,93E-08	5,002E-08	0,61326	0,00017	0,99973
1	0,66435	3,733E-07	0,00002463	0,00007338	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66482	1,242E-07	1,908E-07	4,068E-09	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66482	9,779E-07	0,00032	4,54E-08	0,61326	0,00052	0,9998
1	0,66482	0,00058	2,154E-07	1,014E-08	0,61384	0,00052	0,9998
1	0,66482	1,469E-07	0,00025	2,498E-08	0,61384	0,00077	0,9998
1	0,66482	3,549E-08	5,589E-08	0,00016	0,61384	0,00077	0,99996
1	0,66482	0,000001374	0,00006805	1,921E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66487	3,305E-09	2,673E-07	2,133E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66487	0,000000137	0,000003339	0,000007023	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66487	0,00018	5,51E-08	2,368E-09	0,61402	0,00084	0,99996
1	0,71119	2,274E-07	0,000003628	1,133E-09	0,61402	0,00085	0,99996
1	0,71119	6,354E-09	0,0008	3,477E-10	0,61402	0,00164	0,99996
1	0,71119	2,169E-07	9,183E-07	0,000008856	0,61402	0,00164	0,99997
1	0,71119	0,000002189	0,00009644	3,747E-10	0,61402	0,00174	0,99997
1	0,7112	0,000003506	0,00003752	4,099E-10	0,61403	0,00178	0,99997
1	0,71124	0,00009887	0,00024	2,861E-11	0,61413	0,00202	0,99997
1	0,71124	0,00045	0,000003445	2,449E-11	0,61458	0,00202	0,99997
1	0,71149	0,00027	0,01755	4,81E-12	0,61485	0,01958	0,99997
1	0,7144	0,00083	0,00039	2,56E-11	0,61568	0,01996	0,99997
1	0,71452	0,00297	0,00133	5,726E-10	0,61865	0,02129	0,99997
1	0,71491	0,0502	0,00371	2,067E-12	0,66885	0,02501	0,99997
1	0,71491	0,00212	0,05689	1,106E-11	0,67097	0,0819	0,99997
1	0,72764	0,00113	0,00033	1,448E-11	0,6721	0,08222	0,99997
1	0,72764	0,00069	0,00392	1,293E-09	0,67279	0,08614	0,99997
1	0,72995	0,00025	0,0017	1,061E-10	0,67304	0,08784	0,99997
1	0,73053	0,00041	0,00029	1,86E-12	0,67346	0,08813	0,99997
1	0,73062	0,01347	0,00038	1,075E-10	0,68693	0,08851	0,99997
1	0,73063	0,00001573	0,6839	2,554E-09	0,68694	0,7724	0,99997
1	0,73072	0,00026	0,00018	4,035E-11	0,6872	0,77259	0,99997
1	0,73159	0,0062	0,16777	1,073E-09	0,6934	0,94036	0,99997
1	0,78442	0,00224	0,00142	8,285E-11	0,69564	0,94178	0,99997
1	0,78577	0,1912	0,00377	1,588E-10	0,88684	0,94555	0,99997
1	0,82593	0,00095	0,00001267	2,706E-10	0,8878	0,94556	0,99997
1	0,96538	0,0002	0,00019	4,668E-10	0,888	0,94575	0,99997
1	0,96552	0,04146	0,00003629	2,568E-10	0,92946	0,94579	0,99997
1	0,96574	0,00001477	0,00798	7,185E-10	0,92947	0,95377	0,99997
1	0,97099	0,000007219	0,00055	3,306E-10	0,92948	0,95433	0,99997
1	0,97113	0,000001765	0,000001376	1,178E-09	0,92948	0,95433	0,99997

1	0,97114	0,00178	0,00001211	5,347E-10	0,93126	0,95434	0,99997
1	0,97118	0,0009	0,04384	1,971E-10	0,93216	0,99819	0,99997
1	0,97118	0,00215	0,00045	1,165E-08	0,93431	0,99863	0,99997
1	0,97123	0,06558	0,00038	6,184E-10	0,99989	0,99901	0,99997
1	1	0,0001	0,00001519	3,971E-11	0,99999	0,99902	0,99997

$\mu = 0,09$ **TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL_Ritz	Mode	1	2,103212	1	4,241E-08	1,78E-15	1
MODAL_Ritz	Mode	2	2,102855	4,241E-08	1	9,776E-12	1
MODAL_Ritz	Mode	3	0,223094	3,103E-10	3,499E-11	1,416E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	4	0,06809	1,079E-15	1,348E-11	0,6543	1
MODAL_Ritz	Mode	5	0,049749	9,399E-15	7,709E-11	7,361E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	6	0,039228	1,26E-14	5,89E-13	0,01006	1
MODAL_Ritz	Mode	7	0,029175	1,144E-16	3,327E-11	2,123E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	8	0,02455	1,071E-13	2,44E-11	3,185E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	9	0,022899	1,363E-14	3,253E-14	0,00047	1
MODAL_Ritz	Mode	10	0,017949	4,864E-09	3,665E-16	0,000001396	1
MODAL_Ritz	Mode	11	0,017326	8,487E-12	2,671E-12	3,895E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	12	0,015831	1,346E-08	4,831E-16	8,405E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	13	0,015182	4,385E-13	5,45E-14	2,848E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	14	0,012154	9,275E-10	3,508E-16	6,093E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	15	0,011633	4,103E-16	1,102E-14	0,00004473	1
MODAL_Ritz	Mode	16	0,011209	1,309E-13	3,867E-14	0,000000699	1
MODAL_Ritz	Mode	17	0,01092	1,009E-13	2,799E-13	4,212E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	18	0,010139	5,402E-15	6,506E-14	0,04631	1
MODAL_Ritz	Mode	19	0,008611	1,52E-10	1,822E-15	4,395E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	20	0,008184	7,226E-14	7,632E-15	2,079E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	21	0,006924	3,304E-15	8,134E-14	9,813E-09	1
MODAL_Ritz	Mode	22	0,006882	2,148E-16	2,647E-13	0,00001288	1
MODAL_Ritz	Mode	23	0,003351	1,832E-15	1,514E-12	0,00003958	1
MODAL_Ritz	Mode	24	0,003337	4,279E-17	1,732E-12	0,000000552	1
MODAL_Ritz	Mode	25	0,002215	2,118E-14	5,412E-16	0,00025	1
MODAL_Ritz	Mode	26	0,002183	3,78E-16	2,961E-19	0,00291	1
MODAL_Ritz	Mode	27	0,001938	8,78E-16	3,248E-16	0,00012	1
MODAL_Ritz	Mode	28	0,001879	2,15E-15	7,796E-14	0,00038	1
MODAL_Ritz	Mode	29	0,001784	3,206E-14	1,155E-16	6,116E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	30	0,00173	2,273E-16	7,862E-16	0,01273	1
MODAL_Ritz	Mode	31	0,001651	2,715E-15	3,491E-15	0,00000609	1
MODAL_Ritz	Mode	32	0,001631	7,995E-16	1,129E-16	0,00231	1
MODAL_Ritz	Mode	33	0,00161	7,145E-17	1,861E-15	0,00058	1
MODAL_Ritz	Mode	34	0,001587	9,091E-17	4,943E-15	0,00009539	1
MODAL_Ritz	Mode	35	0,000203	2,678E-17	3,616E-20	0,000003978	1
MODAL_Ritz	Mode	36	0,000187	0	5,303E-20	0,00009026	1
MODAL_Ritz	Mode	37	0,000175	3,386E-18	1,276E-20	0,00088	1
MODAL_Ritz	Mode	38	0,000169	1,485E-20	5,88E-20	0,05283	1
MODAL_Ritz	Mode	39	0,000168	6,411E-20	1,847E-18	0,00135	1
MODAL_Ritz	Mode	40	0,000153	0	3,736E-20	0,04016	1
MODAL_Ritz	Mode	41	0,000151	0	6,093E-20	0,13945	1
MODAL_Ritz	Mode	42	0,000145	0	3,302E-18	0,00014	1
MODAL_Ritz	Mode	43	0,000126	1,656E-20	0	0,00023	1
MODAL_Ritz	Mode	44	0,000123	0	0	0,00524	1
MODAL_Ritz	Mode	45	0,000122	0	0	0,00014	1

MODAL_Ritz Mode	46	0,00012	0	3,025E-19	0,000005997	1
MODAL_Ritz Mode	47	0,000102	2,375E-19	1,11E-19	0,00004072	1
MODAL_Ritz Mode	48	0,000102	0	1,307E-19	7,474E-08	1
MODAL_Ritz Mode	49	0,0001	0	4,056E-18	0,00005232	1
MODAL_Ritz Mode	50	0,000094	0	0	0,02877	1

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4,241E-08	1,78E-15	1,861E-12	0,00017	1,805E-09	1,861E-12	0,00017	1,805E-09
1	9,778E-12	0,00003448	7,512E-12	6,98E-11	0,00003448	0,00017	1,875E-09
1	1,417E-08	4,75E-08	2,027E-11	0,99973	0,00003452	0,00017	0,99973
1	0,6543	1,361E-07	6,518E-07	2,219E-08	0,00003466	0,00017	0,99973
1	0,6543	0,59453	6,222E-09	8,715E-08	0,59457	0,00017	0,99973
1	0,66436	0,000002828	8,363E-07	6,147E-10	0,59457	0,00017	0,99973
1	0,66436	0,01869	3,927E-08	4,967E-08	0,61326	0,00017	0,99973
1	0,66436	3,737E-07	0,00002462	0,00007236	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66483	1,243E-07	1,906E-07	4,013E-09	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66483	9,805E-07	0,00032	4,541E-08	0,61326	0,00052	0,9998
1	0,66483	0,00058	2,148E-07	1,008E-08	0,61384	0,00052	0,9998
1	0,66483	0,000000147	0,00025	2,496E-08	0,61384	0,00077	0,9998
1	0,66483	3,557E-08	5,589E-08	0,00016	0,61384	0,00077	0,99996
1	0,66483	0,000001375	0,00006803	1,942E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66488	3,31E-09	2,672E-07	2,137E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66488	1,375E-07	0,000003339	0,000007038	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66488	0,00018	5,514E-08	2,388E-09	0,61402	0,00084	0,99996
1	0,71119	2,273E-07	0,000003628	1,136E-09	0,61402	0,00085	0,99996
1	0,71119	6,367E-09	0,0008	3,491E-10	0,61402	0,00164	0,99996
1	0,71119	2,169E-07	9,187E-07	0,000008846	0,61402	0,00164	0,99997
1	0,71119	0,000002189	0,00009643	3,773E-10	0,61402	0,00174	0,99997
1	0,7112	0,000003506	0,00003752	4,134E-10	0,61403	0,00178	0,99997
1	0,71124	0,00009885	0,00024	3,537E-11	0,61413	0,00202	0,99997
1	0,71124	0,00045	0,000003446	2,92E-11	0,61458	0,00202	0,99997
1	0,71149	0,00027	0,01755	4,86E-12	0,61485	0,01958	0,99997
1	0,7144	0,00083	0,00039	2,583E-11	0,61568	0,01996	0,99997
1	0,71452	0,00297	0,00133	5,837E-10	0,61865	0,02129	0,99997
1	0,71491	0,0502	0,00371	1,921E-12	0,66885	0,02501	0,99997
1	0,71491	0,00212	0,05689	1,125E-11	0,67097	0,0819	0,99997
1	0,72764	0,00113	0,00033	1,462E-11	0,6721	0,08222	0,99997
1	0,72764	0,00069	0,00392	1,294E-09	0,67279	0,08614	0,99997
1	0,72995	0,00025	0,0017	1,06E-10	0,67304	0,08784	0,99997
1	0,73053	0,00041	0,00029	1,858E-12	0,67346	0,08813	0,99997
1	0,73062	0,01347	0,00038	1,077E-10	0,68693	0,08851	0,99997
1	0,73063	0,00001573	0,6839	2,554E-09	0,68694	0,7724	0,99997
1	0,73072	0,00026	0,00018	4,032E-11	0,6872	0,77259	0,99997
1	0,73159	0,0062	0,16777	1,073E-09	0,6934	0,94036	0,99997
1	0,78442	0,00224	0,00142	8,285E-11	0,69564	0,94178	0,99997
1	0,78577	0,1912	0,00377	1,588E-10	0,88684	0,94555	0,99997
1	0,82593	0,00095	0,00001267	2,706E-10	0,8878	0,94556	0,99997
1	0,96538	0,0002	0,00019	4,668E-10	0,888	0,94575	0,99997
1	0,96552	0,04146	0,00003629	2,568E-10	0,92946	0,94579	0,99997
1	0,96574	0,00001477	0,00798	7,185E-10	0,92947	0,95377	0,99997
1	0,97099	0,000007219	0,00055	3,306E-10	0,92948	0,95433	0,99997
1	0,97113	0,000001765	0,000001376	1,178E-09	0,92948	0,95433	0,99997

1	0,97114	0,00178	0,00001211	5,347E-10	0,93126	0,95434	0,99997
1	0,97118	0,0009	0,04384	1,971E-10	0,93216	0,99819	0,99997
1	0,97118	0,00215	0,00045	1,165E-08	0,93431	0,99863	0,99997
1	0,97123	0,06558	0,00038	6,184E-10	0,99989	0,99901	0,99997
1	1	0,0001	0,00001519	3,971E-11	0,99999	0,99902	0,99997

$$\mu = 0,18$$

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL_Ritz	Mode	1	1,564687	1	4,232E-08	5,805E-15	1
MODAL_Ritz	Mode	2	1,564207	4,232E-08	1	3,197E-11	1
MODAL_Ritz	Mode	3	0,221683	1,006E-09	1,124E-10	1,376E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	4	0,068076	3,528E-15	4,408E-11	0,65431	1
MODAL_Ritz	Mode	5	0,049735	3,063E-14	2,517E-10	7,345E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	6	0,03922	4,104E-14	1,924E-12	0,01006	1
MODAL_Ritz	Mode	7	0,02917	3,732E-16	1,086E-10	2,102E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	8	0,024542	3,501E-13	7,961E-11	3,157E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	9	0,022896	4,454E-14	1,06E-13	0,00047	1
MODAL_Ritz	Mode	10	0,017946	1,589E-08	1,186E-15	0,000001395	1
MODAL_Ritz	Mode	11	0,017324	2,777E-11	8,722E-12	3,886E-08	1
MODAL_Ritz	Mode	12	0,015829	4,395E-08	1,578E-15	8,405E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	13	0,01518	1,431E-12	1,779E-13	2,846E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	14	0,012152	3,028E-09	1,145E-15	6,044E-10	1
MODAL_Ritz	Mode	15	0,011633	1,346E-15	3,596E-14	0,0000445	1
MODAL_Ritz	Mode	16	0,011207	4,275E-13	1,263E-13	6,992E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	17	0,010919	3,299E-13	9,142E-13	4,206E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	18	0,010138	1,764E-14	2,124E-13	0,04629	1
MODAL_Ritz	Mode	19	0,00861	4,966E-10	5,95E-15	4,395E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	20	0,008183	2,361E-13	2,493E-14	2,078E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	21	0,006923	1,081E-14	2,656E-13	9,813E-09	1
MODAL_Ritz	Mode	22	0,006881	7,006E-16	8,646E-13	0,00001288	1
MODAL_Ritz	Mode	23	0,003351	5,984E-15	4,944E-12	0,00003958	1
MODAL_Ritz	Mode	24	0,003337	1,398E-16	5,658E-12	5,523E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	25	0,002215	6,919E-14	1,768E-15	0,00025	1
MODAL_Ritz	Mode	26	0,002183	1,235E-15	9,681E-19	0,00291	1
MODAL_Ritz	Mode	27	0,001938	2,868E-15	1,061E-15	0,00012	1
MODAL_Ritz	Mode	28	0,001879	7,022E-15	2,546E-13	0,00038	1
MODAL_Ritz	Mode	29	0,001784	1,047E-13	3,773E-16	6,121E-07	1
MODAL_Ritz	Mode	30	0,00173	7,425E-16	2,568E-15	0,01273	1
MODAL_Ritz	Mode	31	0,001651	8,867E-15	1,14E-14	0,000006088	1
MODAL_Ritz	Mode	32	0,001631	2,612E-15	3,686E-16	0,00231	1
MODAL_Ritz	Mode	33	0,00161	2,334E-16	6,078E-15	0,00058	1
MODAL_Ritz	Mode	34	0,001587	2,969E-16	1,615E-14	0,00009539	1
MODAL_Ritz	Mode	35	0,000203	8,746E-17	1,181E-19	0,000003978	1
MODAL_Ritz	Mode	36	0,000187	3,084E-20	1,732E-19	0,00009026	1
MODAL_Ritz	Mode	37	0,000175	1,106E-17	4,167E-20	0,00088	1
MODAL_Ritz	Mode	38	0,000169	4,851E-20	1,921E-19	0,05283	1
MODAL_Ritz	Mode	39	0,000168	2,094E-19	6,034E-18	0,00135	1
MODAL_Ritz	Mode	40	0,000153	0	1,22E-19	0,04016	1
MODAL_Ritz	Mode	41	0,000151	0	1,99E-19	0,13945	1
MODAL_Ritz	Mode	42	0,000145	0	1,079E-17	0,00014	1
MODAL_Ritz	Mode	43	0,000126	5,408E-20	2,288E-20	0,00023	1
MODAL_Ritz	Mode	44	0,000123	0	1,153E-20	0,00524	1
MODAL_Ritz	Mode	45	0,000122	0	0	0,00014	1

MODAL_Ritz Mode	46	0,00012	0	9,88E-19	0,000005997	1
MODAL_Ritz Mode	47	0,000102	7,756E-19	3,626E-19	0,00004072	1
MODAL_Ritz Mode	48	0,000102	0	4,268E-19	7,474E-08	1
MODAL_Ritz Mode	49	0,0001	0	1,325E-17	0,00005232	1
MODAL_Ritz Mode	50	0,000094	0	0	0,02877	1

SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4,232E-08	5,805E-15	2,217E-12	0,00017	3,201E-09	2,217E-12	0,00017	3,201E-09
1	3,197E-11	0,00003455	7,858E-12	1,69E-10	0,00003455	0,00017	3,37E-09
1	1,379E-08	4,737E-08	2,183E-11	0,99973	0,00003459	0,00017	0,99973
1	0,65431	1,367E-07	6,519E-07	2,161E-08	0,00003473	0,00017	0,99973
1	0,65431	0,59452	6,227E-09	8,679E-08	0,59456	0,00017	0,99973
1	0,66438	0,00000283	8,364E-07	5,74E-10	0,59456	0,00017	0,99973
1	0,66438	0,0187	3,924E-08	4,927E-08	0,61326	0,00017	0,99973
1	0,66438	3,741E-07	0,00002462	0,00007122	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66485	1,245E-07	1,904E-07	3,95E-09	0,61326	0,00019	0,9998
1	0,66485	9,834E-07	0,00032	4,543E-08	0,61326	0,00052	0,9998
1	0,66485	0,00058	0,000000214	1,002E-08	0,61384	0,00052	0,9998
1	0,66485	0,000000147	0,00025	2,494E-08	0,61384	0,00077	0,9998
1	0,66485	3,566E-08	5,588E-08	0,00016	0,61384	0,00077	0,99996
1	0,66485	0,000001375	0,000068	1,967E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,66489	3,316E-09	0,000000267	2,142E-10	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,6649	1,381E-07	0,000003339	0,000007055	0,61384	0,00084	0,99996
1	0,6649	0,00018	5,519E-08	2,409E-09	0,61402	0,00084	0,99996
1	0,71119	2,272E-07	0,000003628	1,138E-09	0,61402	0,00085	0,99996
1	0,71119	6,383E-09	0,0008	3,508E-10	0,61402	0,00164	0,99996
1	0,71119	2,169E-07	9,192E-07	0,000008835	0,61402	0,00164	0,99997
1	0,71119	0,000002189	0,00009642	3,803E-10	0,61402	0,00174	0,99997
1	0,7112	0,000003506	0,00003752	4,174E-10	0,61403	0,00178	0,99997
1	0,71124	0,00009882	0,00024	4,382E-11	0,61413	0,00202	0,99997
1	0,71124	0,00045	0,000003449	3,498E-11	0,61458	0,00202	0,99997
1	0,71149	0,00027	0,01755	4,916E-12	0,61485	0,01958	0,99997
1	0,7144	0,00083	0,00039	2,609E-11	0,61568	0,01996	0,99997
1	0,71452	0,00297	0,00133	5,963E-10	0,61865	0,02129	0,99997
1	0,71491	0,0502	0,00371	1,764E-12	0,66885	0,02501	0,99997
1	0,71491	0,00212	0,05689	1,146E-11	0,67097	0,0819	0,99997
1	0,72764	0,00113	0,00033	1,477E-11	0,6721	0,08222	0,99997
1	0,72764	0,00069	0,00392	1,295E-09	0,67279	0,08614	0,99997
1	0,72995	0,00025	0,0017	1,058E-10	0,67304	0,08784	0,99997
1	0,73053	0,00041	0,00029	1,857E-12	0,67346	0,08813	0,99997
1	0,73062	0,01347	0,00038	1,079E-10	0,68693	0,08851	0,99997
1	0,73063	0,00001573	0,6839	2,554E-09	0,68694	0,7724	0,99997
1	0,73072	0,00026	0,00018	4,03E-11	0,6872	0,77259	0,99997
1	0,73159	0,0062	0,16777	1,073E-09	0,6934	0,94036	0,99997
1	0,78442	0,00224	0,00142	8,285E-11	0,69564	0,94178	0,99997
1	0,78577	0,1912	0,00377	1,588E-10	0,88684	0,94555	0,99997
1	0,82593	0,00095	0,00001267	2,706E-10	0,8878	0,94556	0,99997
1	0,96538	0,0002	0,00019	4,668E-10	0,888	0,94575	0,99997
1	0,96552	0,04146	0,00003629	2,568E-10	0,92946	0,94579	0,99997
1	0,96574	0,00001477	0,00798	7,185E-10	0,92947	0,95377	0,99997
1	0,97099	0,000007219	0,00055	3,306E-10	0,92948	0,95433	0,99997
1	0,97113	0,000001765	0,000001376	1,178E-09	0,92948	0,95433	0,99997

1	0,97114	0,00178	0,00001211	5,347E-10	0,93126	0,95434	0,99997
1	0,97118	0,0009	0,04384	1,971E-10	0,93216	0,99819	0,99997
1	0,97118	0,00215	0,00045	1,165E-08	0,93431	0,99863	0,99997
1	0,97123	0,06558	0,00038	6,184E-10	0,99989	0,99901	0,99997
1	1	0,0001	0,00001519	3,971E-11	0,99999	0,99902	0,99997