

Università degli Studi di Napoli Federico II  
Facoltà di Ingegneria



Dottorato di Ricerca  
in Ingegneria delle Costruzioni

XIX ciclo

**Tesi di Dottorato**

**Analisi e recupero di strutture lignee antiche**

*Anna Marzo*

*Novembre 2006*

*Il Coordinatore*  
*Prof. Ing. Federico M. Mazzolani*



*a mio padre*



## ***Ringraziamenti***

A conclusione di questo mio ciclo di formazione ed approfondimento scientifico desidero ringraziare tutte le persone che mi hanno accompagnato in questo percorso e che hanno svolto un ruolo fondamentale non solo nella mia formazione professionale, ma soprattutto umana.

Ringrazio innanzitutto il mio tutor, Prof. Federico M. Mazzolani per avermi dato la possibilità di approfondire un argomento di ricerca per me estremamente interessante, beneficiando della sua esperienza e dei suoi preziosi insegnamenti. La sua capacità di trasmettere l'entusiasmo con il quale affronta i problemi dell'ingegneria e le sue pregevoli doti umane, mi hanno fatto crescere come ingegnere e come persona.

Ringrazio inoltre il Prof. Mario Pasquino per la disponibilità e l'interesse con cui ha seguito il mio lavoro di tesi e per aver messo a disposizione le attrezzature di laboratorio per l'esecuzione delle prove sperimentali.

Ringrazio il Prof. Luis Calado per il prezioso contributo apportato allo svolgimento delle prove sperimentali presso il DECIVIL dell'Istituto Superior Tecnico di Lisbona: l'efficienza e l'ospitalità verso i colleghi stranieri hanno reso sempre piacevole ed interessante la collaborazione con il suo gruppo di lavoro.

Un ringraziamento particolare va, con grande affetto, all'ing. Beatrice Faggiano, che con la sua paziente e costante supervisione mi ha guidato in questi anni fornendomi sempre validi consigli e un supporto morale dei quali le sarò sempre grata: grazie Bea.

Questo lavoro non sarebbe stato possibile senza la preziosa disponibilità della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Culturali di Napoli, nelle persone del soprintendente arch. Enrico Guglielmo e dell'arch. Donato Calicchio, che hanno messo a disposizione tutto il materiale in loro possesso ed hanno consentito di effettuare tutti i sopralluoghi ed i rilievi necessari.

Ringrazio gli ingegneri Maria Rosaria Grippa e Vincenzo Esposito per l'aiuto fornitomi rispettivamente nelle analisi numeriche e nelle prove sperimentali.

Ringrazio, inoltre, il personale del laboratorio del Dipartimento di Scienza delle Costruzioni che ha collaborato con competenza e dedizione alla realizzazione delle prove, in particolare i tecnici Antonio Lanzotti e Giovanni Belfiore, brillantemente coordinati dall'ing. Marco Cocca ed il sig. Ciro, instancabile fac-totum.

Per il contributo a titolo gratuito di materiali necessari all'attività sperimentale ringrazio l'ing. Agostino Marioni della Alga SpA, per la fornitura della gomma e il dott. Antongiulio Faggiano per la fornitura delle travi di castagno antico.

Sono grata a tutti i miei amici che mi hanno sopportato e consolato in questi anni e che ora gioiscono con me del frutto di questo lavoro, ai miei colleghi del Dipartimento, che si sono dimostrati, prima che validissimi professionisti, persone capaci di instaurare un rapporto di grande umanità, che mi hanno consentito di svolgere il mio lavoro in un clima di serenità.

Un ringraziamento speciale va a Carmine Citro per la sua amicizia e disponibilità, sempre associate ad una grande professionalità.

Immensa gratitudine va alla mia famiglia, che mi ha sempre spronato ad andare avanti ed a migliorarmi, sostenendomi in tutte le scelte che ho fatto. Alla loro costante presenza e all'amore e alla fiducia incondizionati che hanno sempre avuto in me posso rispondere solo con un "grazie" che viene dal cuore.

*Dulcis in fundo*, ringrazio Antonello, la mia vita, l'uomo grazie al quale le vittorie acquistano il sapore dell'infinito e le sconfitte assumono l'essenza del nulla. Insieme abbiamo affrontato tanti sacrifici e rinunce, insieme gioiamo del raggiungimento di questo traguardo, e ancora insieme andremo, ogni giorno, incontro alla vita. Grazie Amore.





**INDICE**

Ringraziamenti

**INTRODUZIONE** ..... 1**CAPITOLO I****LE STRUTTURE LIGNEE** ..... 5

1.2. I solai ..... 5

1.2.1 Solai semplici, monodirezionali ..... 5

1.2.2 Solai a doppia orditura ..... 6

1.2.3 Solai bidirezionali ..... 8

1.2.4 Solai misti con travi di legno e voltine ..... 9

1.2.5 Particolari costruttivi ..... 10

1.2.6 Cause e manifestazioni dei dissesti ..... 11

1.3.	Le capriate .....	12
1.3.1	<i>Capriata a trave</i> .....	16
1.3.2	<i>Capriata a nodo aperto</i> .....	16
1.3.3	<i>Capriata a nodo chiuso</i> .....	17
1.3.4	<i>Particolari costruttivi</i> .....	18
1.4.	I controsoffitti.....	20
1.4.1.	<i>Volte ad incannucciata</i> .....	21
1.4.2.	<i>Cause dei dissesti</i> .....	22

## **CAPITOLO II**

<b>METODOLOGIE DI ANALISI</b> .....	<b>23</b>	
2.1.	Conoscenza della struttura .....	23
2.1.1.	<i>Anamnesi</i> .....	23
2.1.2.	<i>Rilievo geometrico</i> .....	25
2.1.3.	<i>Indagine diagnostica del legname in opera</i> .....	26
2.1.3.1.	<i>Riferimenti normativi</i> .....	26
2.1.3.2.	<i>Obiettivi dell'ispezione</i> .....	28
2.1.3.3.	<i>Tecniche di indagine strumentali</i> .....	35
2.1.3.4.	<i>Classificazione del legname in opera</i> .....	41
2.2.	Modellazione .....	43
2.2.1.	<i>Modello geometrico della struttura</i> .....	44
2.2.2.	<i>Modello meccanico del materiale</i> .....	45
2.2.3.	<i>Modello delle azioni</i> .....	51
2.3.	Analisi strutturale .....	51
2.3.1.	<i>Evoluzione dello stato deformativo e tensionale</i> .....	51
2.3.2.	<i>Verifiche</i> .....	57

---

2.3.2.1. Quadro normativo .....	57
<b>CAPITOLO III</b>	
<b>L'APPARTAMENTO STORICO .....</b>	<b>70</b>
3.1. Generalità .....	70
3.2. Metodologia di analisi .....	77
3.3. La Sala Diplomatica (Sala II) .....	81
3.3.1. Rilievo geometrico e fotografico .....	82
3.3.1.1 La Volta .....	83
3.3.1.2 Il Solaio .....	84
3.3.1.3 La Capriata .....	87
3.3.2. Indagine diagnostica del legname in opera .....	88
3.3.2.1. Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione .....	88
3.3.2.2. Proprietà meccaniche del materiale .....	94
3.3.3. Modellazione .....	94
3.3.4. Analisi dei carichi .....	99
3.3.5. Analisi strutturale .....	101
3.3.5.1. Valutazione dello stato di deformazione .....	101
3.3.5.2. Valutazione dello stato tensionale .....	103
3.3.6. Verifiche .....	105
3.3.6.1. Verifiche di deformabilità .....	105
3.3.6.2. Verifiche di resistenza e di stabilità .....	106
3.4. La Seconda Anticamera (Sala IV) .....	107
3.4.1. Rilievo geometrico e fotografico .....	108
3.4.1.3 La Volta .....	108
3.4.1.2 La struttura di sostegno della volta .....	109

---

3.4.1.1	<i>Il Solaio</i>	110
3.4.2.	<i>Indagine diagnostica del legname in opera</i>	111
3.4.2.1.	<i>Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione</i>	111
3.4.2.2.	<i>Proprietà meccaniche del materiale</i>	112
3.4.3.	<i>Modellazione</i>	112
3.4.4.	<i>Analisi dei carichi</i>	114
3.4.5.	<i>Analisi strutturale</i>	116
3.4.5.1.	<i>Valutazione dello stato di deformazione</i>	116
3.4.5.2.	<i>Valutazione dello stato tensionale</i>	117
3.4.6.	<i>Verifiche</i>	120
3.4.6.1.	<i>Verifiche di deformabilità</i>	120
3.4.6.2.	<i>Verifiche di resistenza e di stabilità</i>	121
3.5.	<i>La Terza Anticamera (Sala V)</i>	122
3.5.1.	<i>Rilievo geometrico e fotografico</i>	123
3.5.1.1	<i>La Volta</i>	123
3.5.1.2	<i>La struttura di sostegno della volta</i>	124
3.5.1.3	<i>Il Solaio</i>	126
3.5.2.	<i>Indagine diagnostica del legname in opera</i>	128
3.5.2.1.	<i>Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione</i>	128
3.5.2.2.	<i>Proprietà meccaniche del materiale</i>	130
3.5.3.	<i>Modellazione</i>	130
3.5.4.	<i>Analisi dei carichi</i>	133
3.5.5.	<i>Analisi strutturale</i>	134
3.5.5.1.	<i>Valutazione dello stato di deformazione</i>	134

---

3.5.5.2. Valutazione dello stato tensionale .....	138
3.5.6. Verifiche .....	142
3.5.6.1. Verifiche di deformabilità .....	142
3.5.6.2. Verifiche di resistenza e di stabilità .....	143
3.5.6.3. Confronti tra i metodi di analisi .....	143
3.6. La Sala del Trono (Sala VI) .....	151
3.6.1. Rilievo geometrico e fotografico .....	152
3.6.1.1 La Volta .....	152
3.6.1.2 La struttura di sostegno della volta .....	154
3.6.1.3 Il Solaio .....	155
3.6.2. Indagine diagnostica del legname in opera .....	157
3.6.2.1. Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione .....	157
3.6.2.2. Proprietà meccaniche del materiale .....	159
3.6.3. Modellazione .....	159
3.6.4. Analisi dei carichi .....	162
3.6.5. Analisi strutturale .....	163
3.6.5.1. Valutazione dello stato di deformazione .....	163
3.6.5.2. Valutazione dello stato tensionale .....	166
3.6.6. Verifiche .....	167
3.6.6.1. Verifiche di deformabilità .....	167
3.6.6.2. Verifiche di resistenza e di stabilità .....	168
3.7. La Sala di Don Chisciotte (Sala XXIV) .....	168
3.7.1. Rilievo geometrico e fotografico .....	169
3.7.1.1 La Volta .....	170

3.7.1.2	<i>La struttura di sostegno della volta</i> .....	171
3.7.1.3	<i>Il Solaio</i> .....	174
3.7.2.	<i>Indagine diagnostica del legname in opera</i> .....	176
3.7.2.1.	<i>Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione</i> .....	176
3.7.2.2.	<i>Proprietà meccaniche del materiale</i> .....	180
3.7.3.	<i>Modellazione</i> .....	180
3.7.4.	<i>Analisi dei carichi</i> .....	183
3.7.5.	<i>Analisi strutturale</i> .....	184
3.7.5.1.	<i>Valutazione dello stato di deformazione</i> .....	184
3.7.5.2.	<i>Valutazione dello stato tensionale</i> .....	186
3.7.6.	<i>Verifiche</i> .....	189
3.7.6.1.	<i>Verifiche di deformabilità</i> .....	189
3.7.6.2.	<i>Verifiche di resistenza e di stabilità</i> .....	189

## **CAPITOLO IV**

<b>IL RECUPERO DELLE STRUTTURE LIGNEE ANTICHE</b> .....	<b>191</b>
4.1. Introduzione .....	191
4.2. Tipi di intervento e tecnologie di consolidamento .....	193
4.2.1. <i>Interventi localizzati dovuti a deperimento del materiale</i> ...	194
4.2.1.1 <i>Impregnazione consolidante</i> .....	194
4.2.1.2 <i>Provvedimenti di rinforzo nei giunti nodali</i> .....	198
4.2.1.3 <i>Interventi sulle zone di appoggio</i> .....	200
4.2.2. <i>Interventi globali</i> .....	203
4.2.2.1 <i>Il sistema misto legno-calcestruzzo</i> .....	204

---

4.3.	Le strutture lignee dell'appartamento storico.....	206
4.3.1.	<i>La Sala Diplomatica (II)</i> .....	207
4.3.1.1	<i>Descrizione dei dissesti e del degrado</i> .....	207
4.3.1.2	<i>Obiettivi dell'intervento</i> .....	208
4.3.1.3	<i>L'intervento progettato</i> .....	208
4.3.1.4	<i>Altre tipologie d'intervento</i> .....	214
4.3.1.5	<i>Analisi della struttura consolidata</i> .....	221
4.3.1.6	<i>Strutture di servizio</i> .....	222
4.3.2.	<i>La Seconda (IV) e la Terza Anticamera (V)</i> .....	225
4.3.2.1	<i>Descrizione dei dissesti e del degrado</i> .....	225
4.3.2.2	<i>Obiettivi dell'intervento</i> .....	228
4.3.2.3	<i>L'intervento progettato</i> .....	228
4.3.2.4	<i>Analisi della struttura consolidata</i> .....	231
4.3.3.	<i>La Sala del Trono (VI)</i> .....	235
4.3.3.1	<i>Descrizione dei dissesti e del degrado</i> .....	235
4.3.3.2	<i>Obiettivi dell'intervento</i> .....	236
4.3.3.3	<i>L'intervento progettato</i> .....	236
4.3.3.4	<i>Analisi della struttura consolidata</i> .....	239
4.3.4.	<i>La Sala di Don Chisciotte (XXIV)</i> .....	240
4.3.4.1	<i>Descrizione dei dissesti e del degrado</i> .....	240
4.3.4.2	<i>Obiettivi dell'intervento</i> .....	241
4.3.4.3	<i>L'intervento progettato</i> .....	241
4.3.4.4	<i>Analisi della struttura consolidata</i> .....	242

## **CAPITOLO V**

<b>STUDIO NUMERICO-SPERIMENTALE DI UN SISTEMA DI CONNESSIONE INNOVATIVO PER SOLAI COMPOSTI LEGNO-ACCIAIO-CALCESTRUZZO .....</b>	<b>245</b>
---	------------

---

5.1.	Generalità.....	245
5.2.	Descrizione del sistema di connessione .....	246
5.3.	Progetto del sistema di connessione .....	248
5.4.	Analisi numerica .....	249
5.4.1.	<i>Calibrazione del modello dei materiali</i> .....	250
5.4.1.1.	<i>Legno</i> .....	250
5.4.1.2.	<i>Gomma</i> .....	252
5.4.2.	<i>Il modello FEM del sistema di connessione</i> .....	255
5.4.3.	<i>I risultati delle analisi numeriche</i> .....	258
5.4.4.	<i>Miglioramenti apportati al sistema</i> .....	260
5.5.	Analisi sperimentali .....	265
5.5.1.	<i>Introduzione</i> .....	265
5.5.2.	<i>Sistema per travi a sezione rettangolare</i> .....	266
5.5.2.1.	<i>Componenti di base</i> .....	266
5.5.2.2.	<i>L'apparecchiatura di prova</i> .....	267
5.5.2.3.	<i>Test preliminari e scelta della tipologia di manicotto.</i>	269
5.5.2.4.	<i>Le prove monotone push-out</i> .....	272
5.5.2.5.	<i>Le prove cicliche</i> .....	278
5.5.2.6.	<i>Confronti tra i risultati sperimentali</i> .....	283
5.5.3.	<i>Sistema per travi a sezione circolare</i> .....	290
5.5.3.1.	<i>Test preliminari per la caratterizzazione del materiale</i>	290
5.5.3.2.	<i>L'apparecchiatura di prova</i> .....	290
5.5.3.3.	<i>Prove di compressione parallela</i> .....	291
5.5.3.4.	<i>Le prove monotone push-out</i> .....	300
5.5.3.5.	<i>Componenti di base</i> .....	300



---

5.5.3.6. <i>L'apparecchiatura di prova</i> .....	300
5.5.3.7. <i>Le tipologie di manicotto testate</i> .....	302
5.5.3.8. <i>Confronti tra i risultati sperimentali</i> .....	309
<b>CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI</b> .....	<b>311</b>
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>317</b>



# Introduzione

Il recupero delle strutture storiche, inteso come rinforzo di elementi deteriorati oppure, più in generale, come riabilitazione statica e funzionale dell'edificio nel suo complesso, assume un ruolo fondamentale, specialmente in Italia, per la conservazione del ricco patrimonio architettonico esistente. Negli ultimi decenni, infatti, è stata registrata una crescita degli interventi di recupero strutturale per diverse ragioni: degrado naturale dei materiali; mancata manutenzione; cattiva progettazione; necessità di adeguamento della struttura a nuove esigenze d'uso e alle nuove normative; adeguamento sismico.

Questo problema assume particolare rilevanza nel caso di strutture lignee, particolarmente vulnerabili al degrado biologico, oltre a quello fisico e meccanico. Infatti, poiché il materiale di base è costituito da sostanze organiche, la resistenza degli elementi strutturali nel tempo e la durabilità sono fortemente influenzate dalle condizioni ambientali.

A questa prerogativa, per le strutture lignee antiche, si aggiunge la scarsa conoscenza delle tecniche costruttive adottate in passato, rese peraltro poco riconoscibili a causa di interventi realizzati nel corso degli anni, spesso irrazionali ed inefficaci, che hanno alterato l'organismo strutturale originario. Queste problematiche rendono complessa la valutazione dello stato di conservazione delle parti strutturali e la loro residua capacità portante. Pertanto, ai fini del restauro di tali strutture, finalizzato alla conservazione ed al recupero delle condizioni di esercizio, risulta di primaria importanza la fase di conoscenza delle tipologie costruttive e delle tecniche di realizzazione del passato, per l'interpretazione del comportamento dell'esistente. E' necessario,

infatti, individuare la funzione statica di ciascun elemento e il suo contributo al comportamento del complesso strutturale, definendone la collocazione gerarchica. E' possibile così procedere all'identificazione strutturale, valutando le capacità di resistenza e di rigidezza della struttura e definendone l'appropriata tecnica di recupero, mediante l'uso di tecniche miste reversibili.

A questo scopo è nato il progetto di ricerca internazionale PROHITECH (Earthquake Protection of Historical Buildings by Reversible, Mixed Technologies), nell'ambito del quale, ciascuno dei Paesi partecipanti, studia tecniche di intervento per la protezione sismica degli edifici storici, basate sull'uso di differenti materiali quali legno, acciaio, calcestruzzo, compositi, ecc., che siano reversibili. La caratteristica di reversibilità è fondamentale, quando si parla di interventi su strutture che hanno secoli di vita e che si intendono preservare per i secoli a venire. Grazie ai progressi della tecnica, infatti, un intervento che oggi si ritiene all'avanguardia, potrebbe risultare obsoleto tra qualche anno, come oggi risultano inadeguati alcuni interventi di recupero realizzati in passato. In quel caso, dovrà essere possibile rimuovere l'intervento e sostituirlo con uno più moderno e appropriato. Tali tecniche sono applicate a un insieme di casi studio selezionati tra gli edifici storici dei Paesi partner del progetto.

Il Palazzo Reale di Napoli è stato selezionato come uno dei casi studio per l'Italia. La relativa attività di ricerca si compone di due parti: una parte focalizza lo studio sulle strutture orizzontali del Palazzo e una parte su quelle verticali. Per ciascuna delle parti strutturali il progetto prevede le seguenti fasi di studio: il rilievo completo e dettagliato sia geometrico che meccanico; l'analisi dello stato di conservazione degli elementi e la loro classificazione strutturale; la modellazione FEM mediante sofisticati programmi di calcolo strutturale (SAP2000 e ABAQUS); l'analisi numerica atta a valutare la resistenza e la rigidezza residue, nonché i coefficienti di sicurezza attuali rispetto alle norme vigenti; la scelta ed il progetto degli opportuni interventi di recupero basati sull'uso di tecniche miste reversibili.

In questo contesto s'inserisce la presente tesi di dottorato. In particolare, essa ha per oggetto lo studio delle strutture lignee orizzontali dell'Appartamento Storico del Palazzo Reale, secondo la metodologia di analisi comune a tutti i casi di studio, appena descritta. Si tratta di strutture complesse costituite da due unità strutturali: la volta, rivestita ed affrescata, avente funzione di controsoffittatura della sala; il solaio. In funzione della

tipologia di collegamento esistente tra le unità strutturali si possono individuare tre tipologie: 1) volta con struttura autoportante; 2) sistema composto volta-solaio, dove la volta è parzialmente sospesa al sovrastante solaio; 3) volta indipendente dal solaio e sospesa ad una struttura appositamente concepita.

Per quanto riguarda gli interventi di recupero dei solai, relativamente alla comune tipologia strutturale della soletta composta legno-acciaio-calcestruzzo, avente lo scopo di conferire ai solai in struttura lignea adeguate capacità di rigidità e resistenza, è stato concepito un nuovo sistema di connessione trave-solaio. Allo studio del complesso strutturale è stato quindi affiancato lo studio numerico-sperimentale di tale connettore. Tale specifica attività è condotta di concerto tra il *Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale* (DAPS) e il *Dipartimento di Scienza delle Costruzioni* (DISCO) (che si fonderanno nel *Dipartimento di Ingegneria Strutturale* (DIST)) dell'Università di Napoli "Federico II" e il *Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura* (DECIVIL) dell'Istituto Superior Tecnico di Lisbona, sotto la supervisione dei Professori Federico M. Mazzolani e Luis Calado, rispettivamente.

Il lavoro di tesi è stato dunque articolato nei seguenti capitoli.

Nel *primo capitolo* sono descritte le principali tipologie costruttive lignee del passato utilizzate per la realizzazione delle strutture orizzontali e di copertura, quali: solai; volte a incannucciata e capriate, caratterizzando, per ciascun tipo, i particolari costruttivi e le principali cause di dissesto.

Nel *secondo capitolo* si descrive una metodologia di studio applicabile alle strutture lignee, che hanno un elevato valore storico-artistico. Le fasi che compongono tale metodologia sono interdipendenti e tutte fondamentali; esse comprendono attività pratiche o teoriche e si sviluppano, in ordine logico e cronologico, nel modo seguente:

- fase della conoscenza: comprendente la contestualizzazione storica del manufatto, la sua rilevazione e l'indagine diagnostica dello stato di conservazione degli elementi lignei in opera, quest'ultima in particolare consente di classificare il legname, assegnando ad esso opportune caratteristiche di resistenza e rigidità;
- fase della modellazione: consiste nella definizione di un modello strutturale che descriva in maniera appropriata tutte le peculiarità della struttura, allo scopo di eseguire l'analisi del comportamento nei confronti dell'azione dei carichi di progetto;

- fase di analisi strutturale: consente di valutare lo stato deformativo e tensionale della struttura e, mediante i calcoli di verifica, la sua capacità portante.

Il *terzo capitolo* è dedicato allo studio delle strutture di copertura dell'Appartamento Storico del Palazzo Reale di Napoli. In particolare, la metodologia illustrata nel secondo capitolo è applicata alle strutture di copertura di cinque sale dell'Appartamento. Per ciascuna di esse si presentano i rilievi geometrico e meccanico eseguiti, cui consegue la classificazione strutturale degli elementi e la modellazione. Il modello tridimensionale delle strutture è stato implementato nel programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 (versione 8.2.3). Le verifiche statiche sono state eseguite in accordo sia alla normativa europea, l'Eurocodice 5, basata sul metodo agli stati limite, sia alla norma tedesca DIN 1052, basata sul metodo alle tensioni ammissibili.

Il *quarto capitolo* è dedicato alle tecniche di consolidamento delle strutture lignee antiche. Innanzi tutto si presenta una panoramica sulle tecniche di consolidamento, sia locali che globali, delle strutture lignee in generale. Successivamente si descrivono gli interventi di recupero progettati per ciascuna delle sale studiate.

Il *quinto capitolo* illustra lo studio numerico-sperimentale di una particolare tipologia di connettore metallico, per i solai misti legno-acciaio-calcestruzzo che rientra nelle tecniche miste reversibili, poiché è stato concepito in modo da evitare la foratura delle travi lignee in opera e può essere sostituito agevolmente, qualora risultasse necessario nel corso degli anni. La parte numerica dello studio è sviluppata allo scopo di caratterizzare il comportamento del connettore, preliminarmente all'esecuzione di una campagna di prove sperimentali in corso di svolgimento presso il futuro DIST di Napoli e presso il DECIVIL di Lisbona.

## *Capitolo I*

# Le strutture lignee antiche

### ***1.1. I SOLAI***

I solai lignei sono parte di insiemi strutturali complessi che possono essere omogenei negli edifici a ossatura interamente lignea, eterogenei in quelli a struttura solo parzialmente lignea (edifici in muratura) e possono essere considerati come unità strutturale.

Nelle costruzioni del passato, ma ancora oggi, i solai in legno si possono ricondurre a tre sostanziali concezioni strutturali: 1) solai semplici a travi parallele; 2) solai a doppia orditura a travi principali e secondarie; 3) solai bidirezionali. Una tipologia diffusa in particolar modo in fabbricati rurali e agricoli è quella dei solai misti con travi di legno e voltine.

#### ***1.1.1. Solai semplici, monodirezionali***

Il tipo più semplice di solaio è quello ad un solo ordine di travi. Esso è impiegato in generale per ambienti la cui larghezza non superi i 4÷5 m. Questa tipologia era molto diffusa in alcune aree dell'Italia settentrionale, soprattutto nel Veneto, ove vi era l'abbondanza di legname da carpenteria navale, in parte proveniente proprio dal disfacimento delle navi, e la necessità di tenere basso lo spessore dei solai.

I solai semplici, monodirezionali, sono formati da elementi generalmente con sezione rettangolare orditi parallelamente alla luce minore dell'ambiente e col lato maggiore della sezione disposta in verticale. Gli elementi che usualmente si adoperano sono *travicelli*, aventi sezione con larghezza di base compresa tra metà e  $\frac{3}{4}$  dell'altezza e dimensioni in cm comprese fra circa 9x12

e 12x18, oppure *panconi* aventi sezione con base ristretta di larghezza, compresa fra 5 e 8 cm, ed altezza tre o quattro volte maggiore della base. Normalmente i travicelli o i *panconi* (detti anche *mezzoni*) si dispongono ad un interasse variabile fra i 30 e 50 cm, con appoggio sui muri per circa 10 cm. L'impalcato può essere completato o con pianelle e mezzane (tipologia assai diffusa in Toscana e nelle regioni dell'Italia centrale) oppure con tavole o tavoloni di spessore variabile fra i 2 e i 3 cm (tipologia più diffusa nel Nord Italia e nelle zone dell'Appennino, dove i tavoloni sono spesso di castagno o di quercia).

Nel primo caso si pone direttamente sui travicelli, tenuti a distanza di circa 30-35 cm, un semplice o doppio strato di pianelle. Nel secondo caso (impalcato composto da tavole) la lunghezza delle tavole viene regolata con la distanza dei travicelli, in modo che le loro estremità risultino sul mezzo di questi e le unioni risultino sfalsate; per garantire la chiodatura delle tavole è necessario disporre i travicelli anche lungo il perimetro dei muri laterali (Ceccotti et al., 2005).

Le travi sono preferibilmente e più razionalmente disposte per coltello, non mancano tuttavia esempi medioevali e rinascimentali di travi disposte di piatto, generalmente molto fitte. Nonostante i tentativi di alcuni studiosi (Laner e Munafò) di trovare delle giustificazioni costruttive (per esempio, travi di recupero in ambienti marinari come il Veneto, usate per solai in ambienti che si desidera tenere molto bassi, come a Venezia), tale metodologia è errata da un punto di vista esecutivo e progettuale. Spesso, specialmente allorché non vi sono preoccupazioni estetiche, sono impiegate travi che, per contenere lo sfrido, sono squadrate solo per metà circa della loro lunghezza e per la rimanente parte sono solo smussate; esse vengono in tali casi montate alternativamente da una parte e dall'altra per compensare la differenza di sezione e quindi di resistenza (Tampone, 2002).

### **1.1.2. Solai a doppia orditura**

Questo tipo di orizzontamento è composto da un'orditura primaria (travi maestre) e una secondaria (travi secondarie) e viene utilizzato di norma quando la dimensione minore dell'ambiente da coprire supera quella di 4÷5 m sopra indicata per i solai semplici, o in genere ogni qualvolta i travicelli di cui su può disporre non abbiano lunghezza o sezione sufficiente per costituire da soli l'ossatura del solaio. Si dispongono allora parallelamente al lato minore dell'ambiente le travi principali dette *maestre*, in modo da suddividere la pianta in diverse campate generalmente uguali, e su tutte le travi si appoggiano i travicelli, disposti in ciascuna campata come se si trattasse di un solaio



semplice. L'impalcato è costituito di solito da tavole, semplicemente accostate o unite a mezzo legno, dal letto di malta e dal sovrastante pavimento. In alternativa al tavolato si impiega uno scempiato di piastrelle di laterizio e in questo caso i travicelli sono disposti a interasse di 30-35 cm (Fig. 1.1.1).

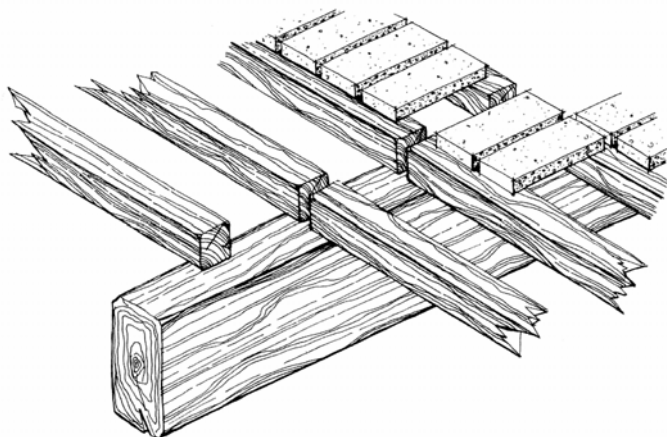


Fig. 1.1.1. Solaio composto a doppia orditura con piastrelle di laterizio

L'interasse delle travi principali è in genere compreso fra 3 e 4 m; la loro lunghezza generalmente varia da 4 a 6 m e l'appoggio sui muri deve essere pari almeno a 25 cm. Solitamente le travi maestre si trovano nei fabbricati esistenti disposte in opera preferibilmente in specie legnose particolarmente durabili quali larice, quercia o castagno.

La concentrazione del carico all'appoggio costituisce un problema costruttivo non indifferente che ha orientato verso soluzioni di ripartizione del carico. Talvolta a ciascun estremo di una trave maestra (Fig. 1.1.2) si fissa una spranga di ferro terminante in un occhio, nel quale si fa passare un paletto pure di ferro; questo si incastra nel muro e serve da capo-chiave, e la trave funziona come un tirante di collegamento dei muri su cui appoggia. Questo particolare, riscontrabile spesso negli orizzontamenti dei fabbricati storici del nostro Paese, ha una grande importanza in zona sismica e sfrutta pienamente le ottime caratteristiche di resistenza a trazione delle membrature lignee. Talora si sottopone alla trave in corrispondenza dell'appoggio una pietra spianata od un pezzo di legno duro (detto dormiente) o da articolate forme di mensole che servono a ripartire le tensioni di compressione in modo uniforme su una superficie più estesa della muratura sottostante.

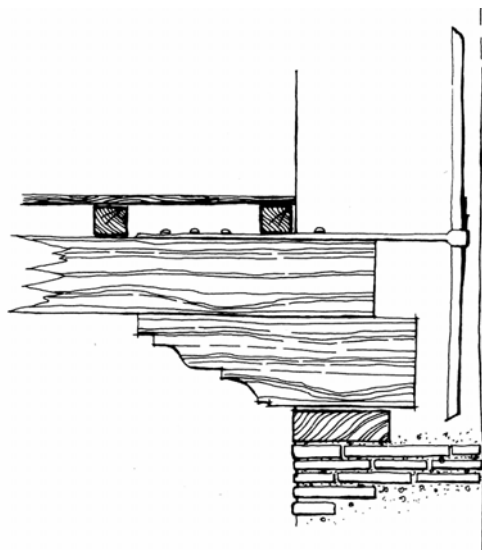


Fig. 1.1.2. Collegamento della trave maestra al muro con capochiave esterno.

I travicelli appoggiano spesso direttamente sopra le travi maestre e sono disposti o con gli assi allineati, poggiando su metà larghezza della trave, o con gli assi sfalsati poggiando interamente su tutta la larghezza della trave. E' preferibile connettere i travicelli in modo che l'estradosso corrisponda con quello della trave. In questo caso si appoggiano i travicelli su *guscioni* o *costoni* in legno assicurati con chiodi e con reggette di ferro ai fianchi della trave oppure su ferri d'angolo; questi ultimi vengono utilizzati quando i travicelli sono quasi della stessa altezza della trave e pertanto non è possibile inserire i guscioni di legno. La presenza di incassi ad intaglio sulle facce delle travi principali per realizzare l'appoggio dei travicelli è più consueta nei palchi rinascimentali (Ceccotti et al., 2005).

### 1.1.3. Solai bidirezionali

Questa tipologia è detta anche a travi non parallele, ottenuta incrociando, con diverse disposizioni, travi di lunghezza inferiore alla luce dell'ambiente. Un disegno contenuto nel *Taccuino* di Villard de Honnecourt (XIII secolo) mostra questa antica soluzione costruttiva della quale però è difficile quantificare l'effettiva presenza nel costruito storico (Fig. 1.1.3a). Anche Serlio, nel Rinascimento, propone un solaio analogo a quello disegnato da Villard, definito nella successiva manualistica, *solaio alla Serlio* (Fig. 1.1.3b): si tratta di un solaio con travi più corte della luce, tutte necessariamente poste allo stesso livello e sono tutte ugualmente necessarie.

Questa categoria di solai bidirezionali comportava il problema dell'unione delle travi, risolto spesso con ingegnose tecniche di incastro, perni in legno o chiodature. Il solaio bidirezionale appare oggi di grande attualità ed è tornata a riproporsi per significative applicazioni. Questa soluzione offre indubbi vantaggi di resistenza e di rigidità: si riduce il momento flettente e conseguentemente la freccia di abbassamento e inoltre il sovrastante carico si trasmette su tutti i quattro lati.

I solai a travi incrociate, poste allo stesso livello, possono essere realizzati oggi con legno massiccio o lamellare o comunque composito, con appoggi o sospensioni di acciaio o collegamenti di tiranti di acciaio (Tampone, 2002).

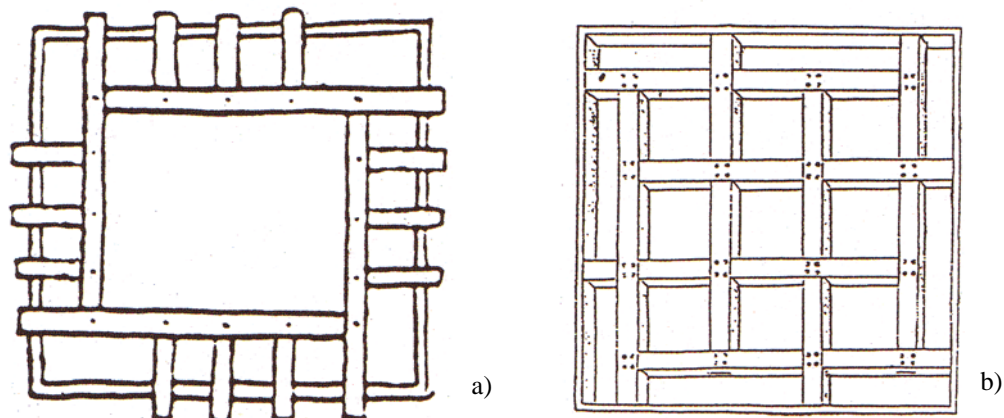


Fig. 1.1.3. Solaio bidirezionale: a) Tipo Villard de Honnecourt; b) Tipo S. Serlio

#### ***1.1.4. Solai misti con travi di legno e voltine***

Sono formati da travi intere, grossolanamente squadrate, poggianti sui setti murari maestri, aventi una luce massima di 4-6 m, collocate a un interasse di 90-100 cm, con la sezione disposta in senso diagonale (a rombo) o orizzontale: nel caso di disposizione a rombo le facce inclinate delle travi formano l'imposta ad una voltina gettata tra una trave e l'altra (Fig. 1.1.4a); nel caso di disposizione in orizzontale le voltine si inseriscono in apposite scanalature ricavate sui lati delle travi (Fig. 1.1.4b) (Ceccotti et al., 2005).

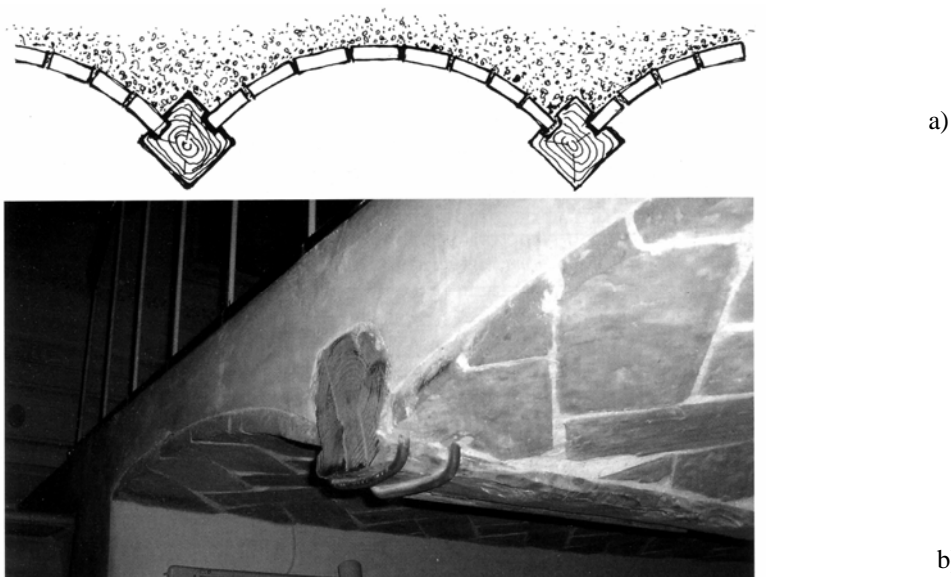


Fig. 1.1.4. Solaio con travi di legno e voltine: a) Disposizione a rombo; b) Disposizione orizzontale.

### 1.1.5. Particolari costruttivi

Nei solai di legno all'interno di edifici in muratura, il particolare più delicato è senza dubbio l'appoggio a muro delle travi per i seguenti motivi (Ceccotti et al., 2005):

- la trave trasmette alla muratura una forza verticale pressochè concentrata, non sempre la muratura è di caratteristiche meccaniche sufficienti a sopportare tale sforzo;
- la muratura può portare umidità (di risalita e/o proveniente dalla faccia esterna) e provocare il degrado biologico del legno di testata;
- la muratura, specie se il lato opposto al solaio è una parete esterna, può fare ponte termico ed essere abbastanza fredda d'inverno da provocare la condensazione dell'umidità dell'aria dell'ambiente interno e della stessa umidità contenuta nel legno, bagnando la testata della trave e provocando il degrado;
- se le travi non sono connesse alle murature in caso di sisma queste potrebbero sfilarsi dai muri ed i muri potrebbero ribaltarsi;
- se il solaio è rigido nel proprio piano e deve contribuire al comportamento scatolare dell'edificio, le travi o la eventuale soletta o tavolato devono essere efficacemente collegate alla muratura;
- nel caso di murature a più paramenti (murature a sacco) è necessario che

- il solaio si appoggi a tutti i paramenti;
- le travi umide che stagionano in opera subiscono diminuzione della sezione, pertanto tendono a distaccarsi dalle sede di appoggio e far abbassare il solaio della quantità pari al ritiro della sezione in altezza;
  - le travi umide che stagionano in opera possono subire una svergolatura che se contrastata dalla muratura di appoggio, può lesionare il muro o rompere la trave per torsione.

#### ***1.1.6. Cause e manifestazioni dei dissesti***

Le cause più ricorrenti di degradazione strutturale di un solaio ligneo, in particolar modo di un solaio a doppia orditura, sono: la configurazione inadeguata, i carichi eccessivi rispetto alla configurazione dell'unità strutturale, insufficiente dimensionamento delle travi principali, interasse eccessivo rispetto alle luci degli ambienti (carico eccessivo sulle travi principali, lunghezza eccessiva delle travi secondarie).

Altre cause importanti sono: la durata prolungata delle azioni (effetto del creep), le sollecitazioni dinamiche, il regime variabile dei carichi (per peculiarità d'uso o per cambiamenti di utilizzazione dell'edificio) che provoca fenomeni di fatica del materiale, l'elevata umidità che riduce notevolmente la resistenza del legname. Le deformazioni viscosi delle membrature (cioè che occorrono anche per carichi modesti ma prolungati nel tempo e si sviluppano con andamento asintotico) pur non potendo essere considerate lesioni, possono causare indirettamente dissesti in quanto alterano la geometria del solaio e inducono tensioni non previste.

Infine altre cause sono: i difetti del legname, gli attacchi biotici (funghi e insetti) e, per le travi di grandi dimensioni, il size effect. Quest'ultimo consiste nella rottura a trazione causata da tensioni più basse che per travi di dimensioni normali (a parità di sollecitazione); il fenomeno è spiegato con il fatto che il maggior numero di fibre presenti in una trave grande fa aumentare la probabilità che una delle fibre presenti si rompa causando successivamente la rottura delle altre fibre.

Nel legno attaccato da funghi si ha una drastica riduzione della resistenza alle sollecitazioni meccaniche perché la sezione resistente si riduce in ragione del materiale mangiato dalle larve ma non si verificano danni ai tessuti. E' proprio in corrispondenza degli appoggi dove in generale il taglio raggiunge valori massimi nelle travi, che la riduzione di resistenza causata da insetti e da funghi può provocare la rottura. Le rotture a flessione in regioni lignee bioticamente affette si riconoscono per essere nette e improvvise. Il legno sano

invece si rompe gradualmente, con ampia sfilacciatura e rottura delle singole fibre: la rottura stessa delle regioni tese, generalmente quelle intradossali, è preceduta da un collasso del materiale nelle regioni compresse allorché le sollecitazioni indotte dalle azioni esterne superano la capacità di resistenza del legname di cui è costituita la membratura.

Le manifestazioni dei dissesti più ricorrenti sono: le depressioni nella parte centrale del solaio, le rotture dei pavimenti con fessurazioni, che si dispongono in prossimità delle pareti, perpendicolari alla orditura delle travi principali, inoltre l'inflessione eccessiva rilevabile al piano sottostante (se il soffitto è a vista) perché più evidente che all'estradosso in quanto leggibile direttamente sulla membratura inflessa, infine la rigidità dell'orizzontamento nel suo complesso.

La rottura di una trave non comporta, in genere, il crollo dell'intera unità strutturale perché intervengono fenomeni di solidarietà tra gli elementi costituenti, impegnati strutturalmente e non, a soccorrere, sostenendola, la membratura che ha subito il collasso. A ciò, infatti, provvedono le travi secondarie e le tavole dell'assito, che formano una sorta di tenuto connettivo, per mezzo dei collegamenti, costituiti da chiodi e dagli incastri eventualmente presenti. Le stesse considerazioni valgono per le travi secondarie la cui rottura, provoca il dissesto dell'area interessata (Tampone, 2002).

## ***1.2. LE CAPRIATE***

Le coperture a falde spioventi con struttura lignea, possono essere distinte in due grandi gruppi:

- solai inclinati le cui strutture principali sono formate da travi;
- coperture a capriata.

Le falde relative al primo gruppo sono ottenute con travi semplicemente appoggiate a muri interni di spina o trasversali. In questo caso è fondamentale la direzione dell'orditura della travi principali: se ci sono muri di spina trasversali, sagomati a triangolo, il tetto può essere realizzato appoggiando le travi orizzontalmente alle falde; se il muro di spina è longitudinale, le travi sono inclinate, parallele alla falda. Nel primo caso si ha la tipologia cosiddetta "alla piemontese", nel secondo caso si tratta del tetto "alla lombarda".

Per la realizzazione delle coperture appartenenti al secondo gruppo, a sostegno del manto di copertura e delle orditure secondarie o in assenza di muri di spina come appoggio per la grossa orditura di coperture a falda, si ricorre alle incavallature o *capriate* quali strutture portanti generalmente aventi caratteristiche di simmetria.

Le capriate hanno rappresentato per moltissimo tempo l'elemento base dell'ossatura di tutte le coperture. Secondo alcuni studi esse sono di origine tardo-romana e, con le basiliche cristiane e successivamente col Rinascimento, le capriate vissero in seguito periodi particolarmente rappresentativi. Diffuse in tutta Europa hanno sviluppato caratteri peculiari in funzione dei climi: nel nord Europa, ad esempio, la maggior inclinazione delle falde ha portato una maggiore articolazione del reticolo. Con l'introduzione dell'acciaio che per propria natura di elemento lineare ben si confà, come il legno, alla realizzazione di strutture reticolari, le capriate hanno subito poi ulteriori sviluppi.

Le capriate si utilizzano per campate usualmente da 8 a 18 metri quando si vogliono eliminare possibili spinte orizzontali nelle murature d'ambito esercitate da falsi puntoni (le capriate infatti trasmettono sui muri di appoggio solo carichi verticali) e inoltre quando ci sia la necessità di spazi internamente liberi sotto la copertura, come nel caso di edifici con grandi sale per le quali la copertura non può essere sostenuta solamente da travi semplici. Sono strutture piuttosto rigide (perché reticolari) e di costruzione relativamente semplice, essendo i collegamenti tra le varie aste affidati a giunti realizzati con semplici intagli (giunti di carpenteria) (Ceccotti et al, 2005; Barbisan, Laner, 2003).

Considerata la diffusione della capriata quale elemento costruttivo e la fantasia dei carpentieri che lo hanno utilizzato, appare comprensibile l'enorme varietà di tipologie e di soluzioni che sono nate. Nel presente paragrafo si evidenziano alcune caratteristiche salienti della capriata in chiave storica e strutturale.

Lo schema forse più conosciuto è quello della capriata Palladiana semplice, largamente adottata per luci fino a 20 m circa (Fig. 1.2.1).

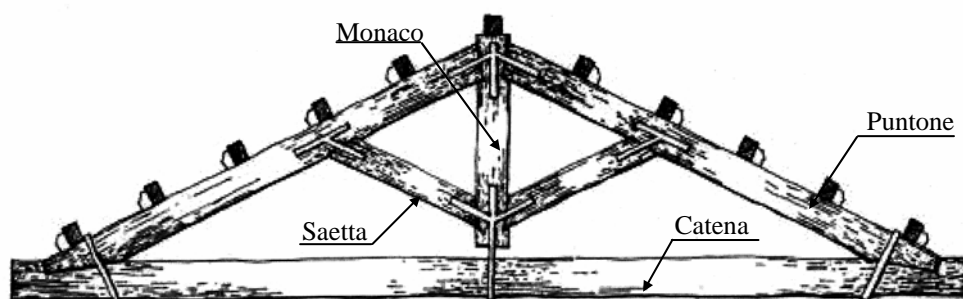


Fig. 1.2.1. Capriata semplice alla Palladio

Essa è costituita dai seguenti elementi: due puntoni compressi, la catena, l'elemento orizzontale che sopporta sforzi di trazione che altrimenti

andrebbero a gravare, sotto forma di forza orizzontale, sul punto di appoggio dei puntoni, il monaco, elemento verticale che raccorda e chiude le spinte dei puntoni, due saette o contraffissi, elementi con inclinazione opposta a quella dei puntoni che limitano la lunghezza di libera inflessione dei puntoni, scaricando sul monaco la forza di compressione a cui sono sottoposte; il monaco pertanto risulta essere ulteriormente teso.

Gli elementi delle capriate possono essere assemblati tra di loro in vari modi che contemplano la realizzazione nel legno di scanalature di ammorsaggio e l'utilizzo di spinotti in legno o di collegamenti mediante ferramenta (viti, bulloni, rosette, piastre chiodate). Spesso per ragioni statiche, per luci maggiori di 20 metri oppure quando la catena deve sostenere carichi elevati, si ricorre a capriate di struttura più complessa, munite di sottopuntoni, falsi monaci, controcattena, ecc. In particolare, la controcattena, collegando i puntoni in punti intermedi, limita la lunghezza di libera inflessione di questi e, in realtà, diversamente dal nome che ricorda gli elementi tesi, non risulta necessariamente tesa.

Nella Figura 1.2.2 si riportano le diverse tipologie di capriate e incavallature riscontrabili nelle coperture di edifici civili e monumentali (Ceccotti et al., 2005).

E' possibile differenziare le tipologie di capriate in relazione alla concezione strutturale e alla confezione della capriata. Si distinguono così le seguenti tre tipologie:

1. capriata a trave con monaco appoggiato che richiama la trave semplicemente appoggiata (Fig. 1.2.3a);
2. capriata con monaco staccato (a nodo aperto) il cui schema strutturale è quello di un arco a tre cerniere (Fig. 1.2.3b);
3. capriata reticolare (a nodo chiuso), il cui schema statico è appunto quello di una trave reticolare (Fig. 1.2.3c).

Questo criterio di classificazione si è dimostrato molto utile per la consequenzialità che esiste fra particolare costruttivo (nodo monaco-cattena, puntone-cattena, puntoni-monaci di colmo), concezione strutturale e logica di intervento conservativo o di adeguamento. Consente, quindi, di riconoscere immediatamente la correttezza degli interventi di recupero e di guidare l'intervento ed eventuali addizioni, senza contraddire l'esistente (Barbisan, Laner, 2003).

Di seguito si illustrano le tre tipologie.



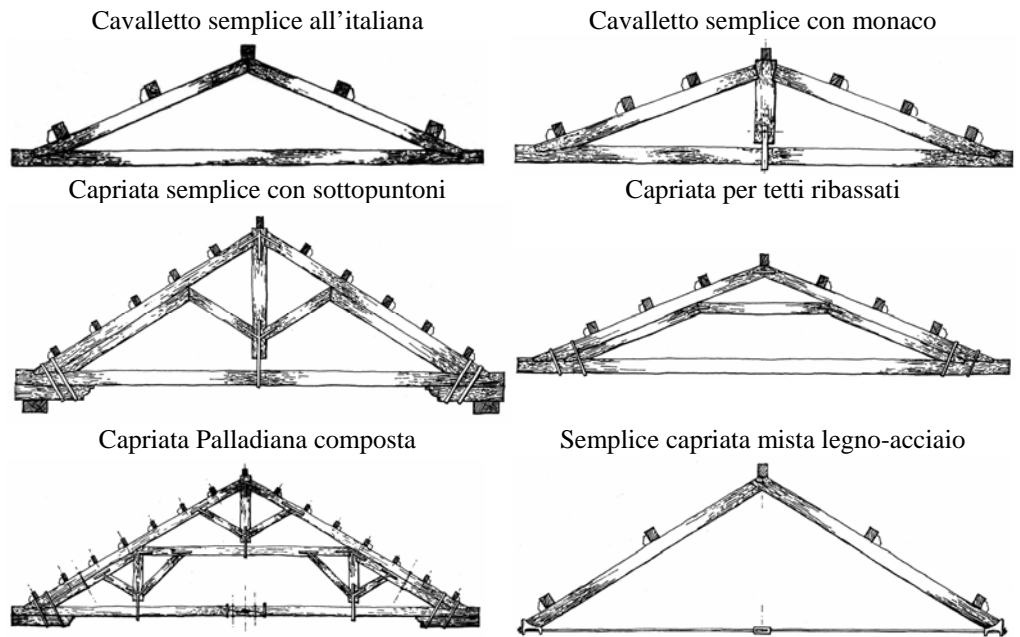


Fig. 1.2.2. Tipologie di capriate e incavallature riscontrabili in edifici civili e monumentali.

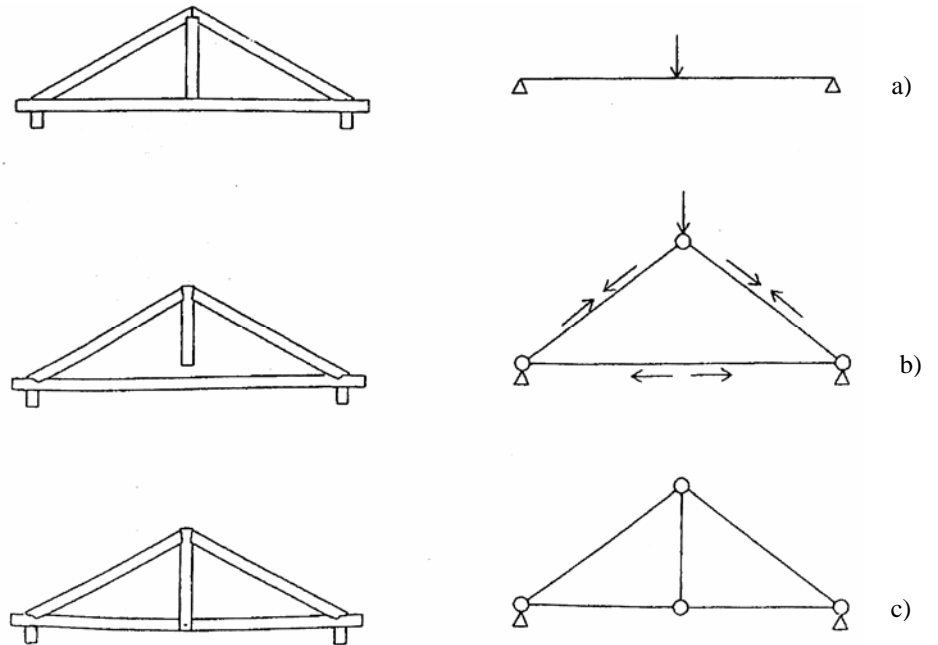


Fig. 1.2.3. Concezioni strutturali in relazione alla tipologia di capriata: a) Trave semplicemente appoggiata; b) Arco a tre cerniere; c) Trave reticolare

### 1.2.1. *Capriata a trave*

Può essere considerato l'archetipo della capriata, a causa dell'immediatezza concettuale e, solo apparentemente è di facile realizzazione poiché risulta assai instabile. Anche se non genera spinte, la sua intrinseca instabilità non la rende particolarmente adatta alla resistenza sismica. La "catena" (fra virgolette in quanto è una vera e propria trave) che dovrebbe essere dimensionata per il carico concentrato in mezzeria, è generalmente sottodimensionata e spesso si è ricorso a saette laterali per diminuire la luce e quindi le deformazioni che la struttura denunciava. Nemmeno gli appoggi, al colmo e ai lati, sono coerentemente progettati, spesso infatti ci sono ibridazioni che rendono difficile la lettura della concezione strutturale stessa. Per coerenza, i nodi dovrebbero avere schemi strutturali illustrato nella Figura 1.2.4.

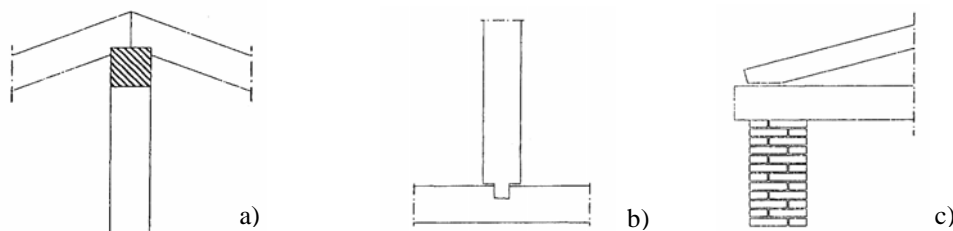


Fig. 1.2.4. Schema dei nodi per capriata a trave: a) Colmo; b) Appoggio centrale; c) Appoggio laterale.

### 1.2.2. *Capriata a nodo aperto*

E' di gran lunga il tipo più diffuso e praticamente l'unico riportato nei manuali tecnici italiani. Le capriate appartenenti a tale tipologia sono caratterizzate dal tipico collegamento monaco-catena. Infatti il monaco è collegato alla catena con ferri ad U (staffe) anche detti cravatte, collegate al monaco ma non alla catena realizzando un appoggio per quest'ultima (Fig. 1.2.5a). Il monaco è debolmente teso ed ha essenzialmente il compito, oltre a quello di limitare l'inflessione della catena, di assicurare il collegamento tra i puntoni e la complanarità della struttura, in quanto collega tutte le aste. Questa connessione è classica del Rinascimento ed è quella che appare sulla manualistica ottocentesca.

Lo schema strutturale a cui si può ricondurre questa tipologia è l'arco a tre cerniere. In Figura 1.2.5b,c si riporta la schematizzazione del nodo di colmo e dell'appoggio.

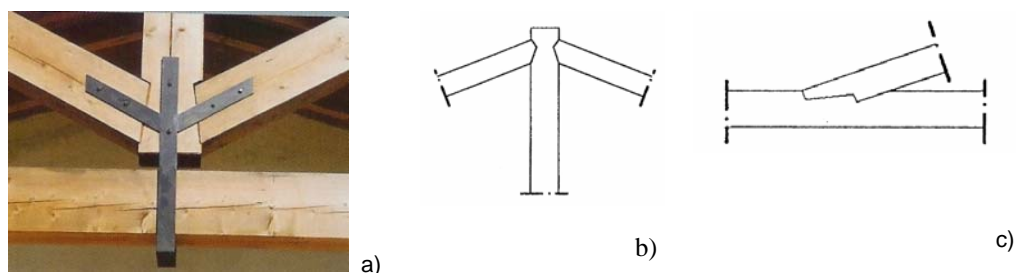


Fig. 1.2.5. Esempio di nodi aperti: a) Nodo monaco-catena; b) Colmo; c) Appoggio.

### 1.2.3. Capriata a nodo chiuso

Questa tipologia si trova quasi esclusivamente in capriate con datazione precedente al 1850, o in zone di forte influenza tedesca ed anglosassone. Si presta ad essere realizzata con la catena doppia, nelle capriate composte da più elementi (assi) e nelle capriate complesse (Fig. 1.2.6).



Fig. 1.2.6. Capriata con nodo chiuso e catena doppia

Il monaco quindi è collegato alla catena con un collegamento a cerniera, realizzando nell'insieme della capriata una travatura reticolare vera e propria; esso è collegato alla catena mediante una staffa chiodata sia al monaco che alla catena. Questo tipo di connessione, propria del Medioevo, garantisce una maggiore efficienza, poichè a parità di materiale, resiste a carichi superiori rispetto alla capriata a nodo aperto.

Per dimostrare quanto detto si riportano in breve i risultati di una campagna sperimentale eseguita su due capriate, una per ogni tipo strutturale, lunghe poco meno di quattro metri e sottoposte a prove di carico a rottura. Dopo numerose prove si è verificato che la capriata "ad arco", si è rotta ad un

carico applicato sui puntone pari a 6300 kg e per sbandamento laterale della struttura (Fig. 1.2.7), mentre la capriata "reticolare", ha mostrato un carico di rottura superiore e pari a 8700 kg e il collasso per rottura della catena e del puntone (Fig. 1.2.8) (Siorpaes, Laner, 1993).



Fig. 1.2.7. Capriata ad "ad arco": collasso per sbandamento laterale.



Fig. 1.2.8. Capriata "reticolare": collasso per rottura della catena e del puntone.

#### 1.2.4. Particolari costruttivi

##### *Interfaccia capriata-muro*

L'appoggio delle capriate (sulla muratura, sulle travi dell'ossatura in c.a., su travi in acciaio, ecc.) deve essere tale da evitare la rottura o la disgregazione del legno. Esso può essere realizzato mediante un elemento rigido che ripartisce le forze su legno (piastra metallica o tradizionalmente una pietra) oppure, nel caso di un appoggio su muratura, mediante un supporto in legno detto *dormiente* che ammortizza ed evita il contatto diretto tra il legno della struttura ed un elemento più duro. L'appoggio deve essere inoltre tale da non vincolare orizzontalmente la catena, perché, in questo caso, la catena non andrebbe in trazione e i puntone scaricherebbero la componente orizzontale della forza inclinata sull'appoggio. I vincoli ideali dovrebbero essere di cerniera-carrello anche se in realtà vi è una forza di attrito in entrambi gli appoggi che determina in essi un comportamento simile ad un carrello

vincolato ad una molla. A rigore, si genera pertanto, in ogni caso, una forza orizzontale (l'attrito) sugli appoggi.

#### *Puntone-catena*

In tale nodo la forza che percorre il puntone, si scompone in una componente orizzontale ed in una verticale. La forza verticale (reazione) quantifica il taglio all'appoggio, mentre quella orizzontale esprime la sollecitazione che impegna la catena e soprattutto sollecita il tallone, che può "saltare" per spacco. E' buona regola che l'asse del puntone, della catena e del muro si incontrino in un punto poiché ogni disassamento dà luogo ad indesiderati momenti flettenti, oltre che a pericolose tensioni tangenziali.

Sui tipi di giunzione si può ricorrere a più o meno complessi incastri, a chiodature, bullonature e staffature. In figura 1.2.9 si riportano schemi del nodo puntone-catena, tratti dalla manualistica ottocentesca (T. Krauth, F. Sales Meyer, Lipsia, 1895).

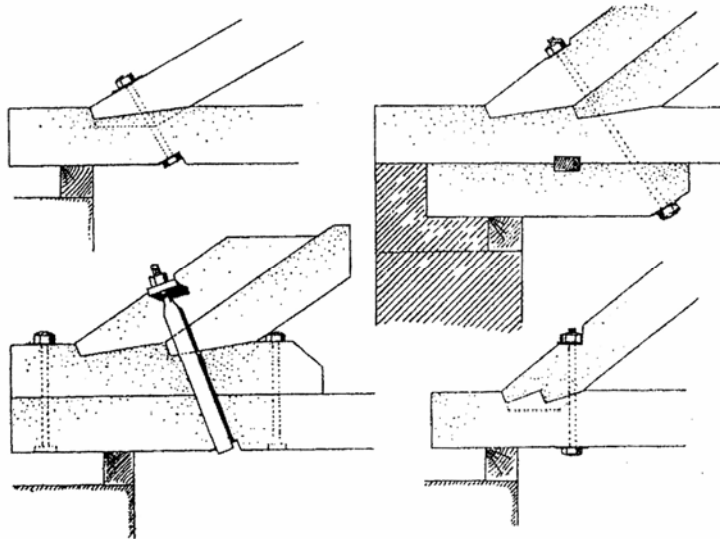


Fig. 1.2.9. Esempi di soluzioni del nodo puntone-catena.

#### *Monaco-colmo e monaco-puntone*

Anche questi nodi si possono concepire con particolari incastri o con il ricorso a ferramenta più o meno celata alla vista. La manualistica dell'Ottocento riporta ingegnose soluzioni, in particolar modo la tradizione della carpenteria tedesca (T. Krauth, F. Sales Meyer, Lipsia, 1895) (Fig. 1.2.10).

La testa del monaco risulta, per l'effetto contrastante dei puntoni, sollecitata a compressione. E' ben noto come il legno, in caso di compressione trasversale, sia più vulnerabile, pertanto sarebbe buona norma impiegare legni resistenti a tale sollecitazione (legni duri), impiegando specie diverse dall'abete che invece è adatto per realizzare le altre membrature della capriata (Laner, Barbisan, 2003).

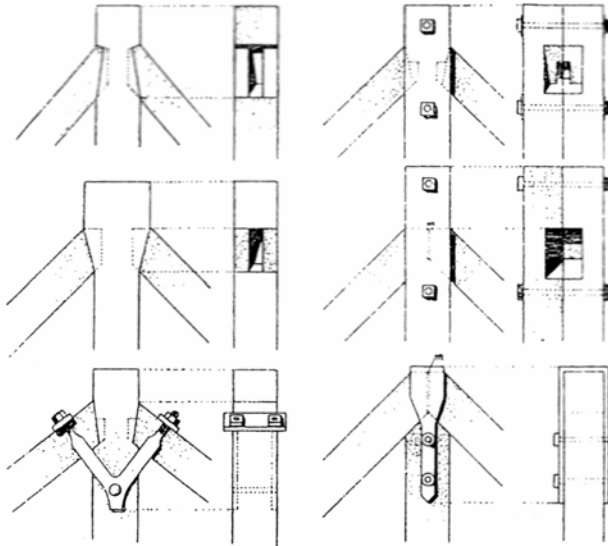


Fig. 1.2.10. Soluzioni del nodo monaco-colmo

### 1.3. I CONTROSOFFITTI

Il soffitto di un solaio, cioè la parte intradossale a vista dal piano inferiore, è determinato nella sua disposizione dall'orditura degli elementi componenti che di per sé costituisce motivo di interesse. Molti accorgimenti sono stati adottati per rendere il soffitto funzionale, gradevole ed integrato con le pareti dell'ambiente sottostante e con il pavimento. Numerosi sono gli esempi di soffitti a cassettoni che prendono il nome dai riquadri, quadrati o rettangolari o di altra forma, determinati dalle membrature del solaio integrate da altri elementi quali tavole, bussole, regoli, ecc.

Il vuoto esistente tra le travi principali ed il tavolato, la cui altezza è pari a quella delle travi secondarie, è in genere nascosto da tavolette, denominate bussole, copripolvere, che poggiano sul bordo superiore delle travi principali e sono poste, da entrambi i lati delle stesse, in ogni intervallo lasciato libero dalle travi secondarie alle quali sono fissate in apposite scanalature. Il soffitto inoltre è integrato da listelli o regoli posti all'intradosso su ogni connessura

delle tavole. La presenza dei regoli insieme alle bussole ripartisce il soffitto in riquadri per cui tali soffitti vengono detti a cassettoni. Le travi e l'intradosso dei riquadri potevano essere dipinti e decorati. Altre forme di finitura, di decorazione e di coibentazione, devono essere considerati i plafoni sospesi direttamente al soffitto, realizzati con materiali leggeri come stuoie di canne e finiti con intonaco, decorato a pittura o a stucco, nella parte intradossale a vista.

I controsoffitti devono essere considerati a parte come elementi la cui funzione è prevalentemente formale (organizzazione dello spazio), decorativa (quale supporto di decorazioni) e di coibenza (acustica e, eventualmente, termica) ma che hanno generalmente struttura portante indipendente ed autonoma rispetto al solaio: esempi sono controsoffitti piani, veri e propri palchi che possono essere definiti morti (non accessibili normalmente), spesso orditi a cassettoni o lacunari, quadrati, rettangolari, rombici, e le volte ad incannucciata di cui si dirà di seguito (Tampone, 2002).

### ***1.3.1. Volte ad incannucciata***

In molti palazzi antichi i controsoffitti delle sale sono realizzati mediante leggere volte ad incannucciata. Esse derivano dalle vitruviane *concamerationes*, portate alla notorietà da Philibert de l'Orme nel suo Trattato del 1561 e denominate *camera canna* o *camor canna* nelle regioni dell'Adriatico centrale. Tali volte erano realizzate con le stesse tecniche indicate per i plafoni ma con l'impiego di canne lacustri intrecciate a formare una sorta di trama e ordito, sostenute e innervate da centine in modo da offrire appiglio allo strato di calce e gesso. Questi ultimi erano posti in opera a formare un unico masso intero sul quale si dipingeva l'affresco.

La struttura di sostegno della volta è quindi realizzata mediante centine, costituite da tavole lignee accostate e chiodate tra loro al fine di delineare la curva direttrice della volta. Esse poggiano direttamente sulle pareti o in appositi incavi e sono generalmente irrigidite da listelli di dimensioni minori, disposti trasversalmente in modo che l'insieme abbia la capacità di sorreggersi autonomamente. Talvolta le centine sono invece sostenute mediante un sistema di tiranti lignei che le collegano a membrature superiori di un solaio o a quelle di una struttura posta a sostegno della volta stessa. Spesso l'orditura di tali volte è messa in evidenza dal differente comportamento termico delle parti piene (centine) rispetto alle parti di intonaco libere, che provoca un differenziato accumulo di polvere all'intradosso e ne mette in evidenza la tessitura (Naimoli, D'Alessandro, 2004).

### 1.3.2. Cause dei dissesti

Le volte ad incannucciata sono assimilabili a ciò che è normalmente considerata architettura effimera e, per quanto siano spesso realizzate con buoni materiali e raffinate tecniche esecutive, sono esposte, tuttavia, a cedimenti, distacchi o dissesti di varia natura. Nella realizzazione dei plafoni erano solitamente usati materiali come legno, gesso, chiodi, canne, steli di canapa, cordini, filo di ferro e altro e gli antichi costruttori mescolavano talvolta tecniche costruttive diverse nel medesimo plafone, realizzando sistemi compositi che complicano la scelta per il metodo di restauro più adatto. Si può addirittura affermare che proprio la natura composita di questi manufatti rende assai difficile la distinzione metodologica tra il consolidamento, l'integrazione, la riparazione e altre procedure specifiche. I modi di intervento sono assai differenti e dipendono dalla tipologia di plafone, ma in generale si rifanno al principio base della redistribuzione del peso su una struttura portante adeguata, sia essa preesistente o nuova. La tecnica, inoltre, varia ovviamente secondo il degrado del manufatto e il suo sistema costruttivo (Naimoli, D'Alessandro, 2004).

Le cause più ricorrenti di degradazione strutturale di una volta ad incannucciata possono essere ricondotte essenzialmente alle seguenti:

- infiltrazione d'acqua che provoca decoesione dei materiali e marcamento del gesso e degli elementi lignei;
- trauma improvviso (sisma, esplosioni, incendio);
- deformazione degli elementi portanti a causa della bassa stagionatura delle strutture lignee e del fluage;
- degrado strutturale dovuto alla maggiore deformabilità del solaio rispetto alla volta (se le due unità sono collegate), spesso causata da carichi aggiuntivi sul solaio in seguito a cambiamenti di destinazione d'uso dei locali sovrastanti. Per effetto di tale deformabilità alcuni degli elementi lignei che collegano il sistema volta-solaio, diventano puntoni, sono cioè compressi ed esplicano sulla volta delle sollecitazioni nodali provocando stati tensionali maggiori dei valori limite. Se la volta è indipendente dal solaio ed è semplicemente sostenuta mediante elementi lignei da un'orditura superiore, potrebbero verificarsi, per effetto dei soli carichi permanenti e del fluage, deformazioni eccessive che si manifestano con lesioni disposte prevalentemente nella zona centrale della volta, in cui si verificano avvallamenti, e nella zona di imposta in cui la volta subisce sganciamenti, o rigonfiamenti.



## *Capitolo II*

# Metodologia di analisi

### **2.1. CONOSCENZA DELLA STRUTTURA**

La conoscenza generale delle strutture di legno si acquisisce con una complessa analisi metodologica che compete molti fattori e che si svolge per gradi, seguendo le indicazioni che emergono dalle prime rilevazioni.

Essa si fonda su un'analisi storica (anamnesi) del complesso strutturale, sullo studio della sua composizione (geometria e configurazione), sulla determinazione delle caratteristiche dei materiali costituenti, condotta mediante indagini diagnostiche in opera e sulla rilevazione delle manifestazioni che le strutture stesse presentano, quali il comportamento in opera, il degrado meccanico, il degrado materico.

Tutte le informazioni acquisite permettono la classificazione strutturale degli elementi in opera sono quindi utilizzate per la modellazione e per la successiva fase di l'analisi.

#### **2.1.1. Anamnesi**

La fase di anamnési ha lo scopo di acquisire un insieme di informazioni in grado di restituire la storia regressa della struttura.

A tal fine è necessario ricercare una serie di dati quali:

- la datazione relativa alla realizzazione, utile per studiare le varianze tipologiche, le influenze esterne all'ambiente geografico e tecnico-culturale;
- il reperimento della documentazione di progetto;

- le destinazioni e gli usi;
- le degradazioni occorse;
- le alterazioni apportate alla configurazione originaria e gli interventi di consolidamento attuati ;
- l'acquisizione di informazioni sui metodi costruttivi e le tecniche in uso all'epoca della costruzione e all'epoca delle eventuali aggiunte e sottrazioni.

Queste ricerche storiografiche consentono spesso di individuare la provenienza dei materiali utilizzati, il loro grado di eterogeneità e gli assortimenti legnosi (dimensioni, qualità, lavorazione) e di risalire a eventi connessi con le utilizzazioni della struttura e, a carichi eccezionali, come terremoti, incendi, fenomeni di cedimento fondale, ecc. Si riesce in generale, in tal modo, a stabilire dei nessi di causa (carichi ordinari ed eccezionali, azioni non meccaniche), effetti (danni e lesioni) e provvedimenti (consolidamento, modifiche, integrazioni, sostituzioni).

La datazione del complesso si determina in maniera incrociata con la ricerca documentale e storiografica, con l'attribuzione tipologica, con le determinazioni dendrocronologiche o xilologiche dei legnami, con altri metodi quali quello al radiocarbonio, per le strutture più antiche, con la classificazione e la datazione dei ferramenti e delle decorazioni, con la ricerca ed il riconoscimento di segni particolari. Le analisi dendrocronologiche, che mirano alla collocazione temporale degli anelli annuali di accrescimento delle piante arboree, permettono di stabilire un "*terminus post quem*" per l'effettiva posa in opera del legname che generalmente avveniva molto presto dopo l'abbattimento della pianta e la stagionatura, salvo che non si trattasse di materiale di recupero. La datazione del complesso strutturale deve porsi, dunque, dopo la data di taglio del più tardo elemento appartenente alla redazione originaria dell'opera, escludendo i pezzi aggiunti molto tempo dopo.

Le modifiche apportate alla configurazione originaria si rilevano determinando le variazioni di geometria, dei gradi di libertà di vincoli, la presenza di elementi alloctoni lignari, metallici o di altro materiale. Inoltre provvedimenti ed aggiunte successivi si riconoscono per il differente tipo e grado di lavorazione degli elementi, le differenze di colore, specie legnosa, connessioni, organi metallici.

L'accertamento storico-documentario rappresenta quindi un certificato di scientificità, come presupposto e motivazione di ogni provvedimento che si esegue sul manufatto anche se l'esame dei trascorsi costruttivi, quale premessa

al consolidamento, molte volte è subito come un obbligo da assolvere senza particolare dedizione (Tampone, 2002).

### **2.1.2. Rilievo geometrico**

Le strutture portanti lignee sono organizzate in complessi strutturali aventi determinate caratteristiche: ogni complesso si ottiene dalla composizione e dal collegamento di singole unità strutturali semplici che a loro volta sono costituite da membrature e da elementi sussidiari.

La classificazione del tipo di organizzazione gerarchica, le configurazioni dei sistemi e delle unità strutturali, il ruolo che ciascuna delle parti, destinate direttamente alla funzione di resistenza, esercita in tale organizzazione, nonché le relazioni e i collegamenti tra esse, rappresentano l'obiettivo centrale di conoscenza e quindi della rilevazione di un complesso strutturale portante ligneo. Per raggiungere questo obiettivo è necessario innanzitutto comprendere se la struttura nel suo insieme è concepita in senso spaziale o se invece è costituita da tante unità piane. Lo stesso dicasi per le strutture contenute nel piano che possono essere concepite come tali, ovvero come addizione di elementi lineari.

Nella rilevazione di impegnativi complessi strutturali, specialmente se vi è la presenza di volte, interessa ricostruire anche il processo costruttivo con il quale si passa da posizionamenti di membrature o di unità strutturali principali, generalmente in equilibrio precario o instabili, ad equilibri sempre più tendenti alla definitiva generale stabilità a mezzo di unità più semplici e di collegamenti. Tale processo quindi nelle strutture lignee è indicato dalla gerarchia dimensionale e dalla posizione relativa (le parti superiori sono, in generale, quelle posate per ultime) ma non sempre è così evidente (Tampone, 2002).

Anche in un solaio si riscontra sempre una gerarchia, definita dalle diverse orditure; così pure nelle volte a "camera canna" costituite da centine e listelli, per le quali la gerarchia talvolta si estende perfino a differenziare le stesse centine, a seconda del ruolo, nel numero di tavole componenti: centine a tre tavole (o a quattro) che si alternano a centine a due tavole (o a tre) e poi centine in diagonale più robuste, dette anche costole, realizzate mediante chiodatura di tavole in maggior numero.

L'operazione di rilevazione, cioè la definizione delle caratteristiche metriche e geometriche, è assai complessa e può risultare dispersiva se non se ne definiscono gli obiettivi. Obiettivo principale è di riportare quanto occorre per documentare in maniera ragionevolmente approfondita la geometria della struttura: la logica costruttiva del complesso, la disposizione delle singole

unità strutturali e dei collegamenti, i riferimenti dimensionali globali e locali, la geometria delle singole membrature (sezione trasversale, lunghezza), gli interassi degli elementi, le quote ed infine le anomalie strutturali, le deformazioni eccessive e gli avvallamenti.

Dovendosi il rilievo sviluppare in modo diretto e strumentale, le strumentazioni impiegate sono quelle tradizionali (doppi metri e rotelle metriche, livella, filo a piombo) e quelle più innovative (triplometro, asta telescopica, distanziometro laser). E' sempre opportuno stabilire capisaldi e determinare con strumenti topografici le coordinate per riferire ad esse le altre letture. La precisione delle letture può variare in funzione del grado di finitura della carpenteria: nel caso di una carpenteria complessa, si devono operare continuamente medie ed interpolazioni, geometriche in fase di lettura, numeriche in fase di determinazione del dato e alcune connotazioni, come fuori-piombo, rotazione, perdita di planarità, perdendo buona parte del rigore matematico.

E' inoltre raccomandabile che gli operatori, contemporaneamente alle rilevazioni metriche, eseguano sistematiche ed ordinate campagne fotografiche ed una documentazione con videocamera, mezzo quest'ultimo assai idoneo in ambienti a scarsissima illuminazione, come spesso sono quelli in cui si deve operare.

La rappresentazione della gerarchia riscontrata si effettua con tavole tematiche isolando dal rilievo generale della struttura (piante, prospetti, sezioni, assonometrie) le varie componenti e riportando su altri grafici, con i necessari particolari, le peculiarità presenti. I caratteri generali sono riportati in elaborati pur essi a carattere generale, quali planimetrie e profili (scala 1:500, 1:200), piante, viste generali e sezioni (1:100, 1:50, 1:20), particolari (in proiezioni ortogonali, in assonometria isometrica, in esploso, alle scale 1:20, 1:10, 1:1) (Tampone, 1996).

### **2.1.3. Indagine diagnostica del legname in opera**

#### *2.1.3.1. Riferimenti normativi*

Nel 1996 è stata firmata una convenzione tra il Ministero per i Beni Culturali e l'UNI, particolarmente sensibile ai problemi di normazione nel settore dei beni culturali, avente lo scopo di attivare una collaborazione finalizzata alla elaborazione comune di norme tecniche, valide a livello nazionale ed idonee ad essere proposte a livello europeo, sia in ambito CEE che CEN (Comitato Europeo di Normalizzazione), per la creazione di un corpo armonico nel campo del recupero e del restauro. Nasce così una

Commissione tecnica “Beni Culturali – Normal” dell’UNI la cui attività di normazione interessa esclusivamente il settore dei beni culturali. L’Italia è il primo paese, non solo in Europa ma nel mondo, ad essersi dotata di una normativa specifica per la conservazione di quei beni che costituiscono il patrimonio inalienabile di ogni paese.

Di recente sono state pubblicate, una serie di norme, redatte dal GL20 – *Legno e derivati*, che definiscono metodologie per la diagnosi, la conservazione e il progetto di consolidamento dei manufatti lignei di interesse storico e artistico. Esse sono:

- UNI 11118:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Criteri per l’identificazione delle specie legnose. Descrive i criteri e i limiti per l’identificazione delle specie di manufatti e reperti lignei di interesse storico, artistico ed archeologico.
- UNI 11119:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Ispezioni in situ per la diagnosi degli elementi in opera. Stabilisce obiettivi, procedure e requisiti per la diagnosi dello stato di conservazione e la stima della resistenza e della rigidità di elementi lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell’ambito dei beni culturali, attraverso l’esecuzione di ispezioni in situ e l’impiego di tecniche e metodologie di prova non distruttive.
- UNI 11130:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Terminologia del degradamento del legno. Definisce i principali termini riguardanti il degradamento del materiale legno costituente in tutto o in parte manufatti compresi nell’ambito dei beni culturali. Fornisce le definizioni applicabili al degradamento in relazione alle sue tipologie ed alle sue cause.
- UNI 11138:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva, la progettazione e l’esecuzione di interventi. Fornisce indicazioni sui criteri da seguire per la valutazione preventiva, l’elaborazione dei progetti e l’eventuale esecuzione di interventi volti alla conservazione, manutenzione, restauro di manufatti lignei costituenti elementi portanti di edifici di interesse culturale.
- UNI 11141:2004. Beni culturali. Manufatti lignei. Linee guida per la datazione dendrocronologia del legno. Definisce la metodologia di

datazione dei manufatti lignei mediante le tecniche delle dendrocronologia.

- UNI 11161:2005. Beni culturali. Manufatti lignei. Linee guida per la conservazione, il restauro e la manutenzione. Stabilisce i requisiti da considerare per ogni attività di conservazione, restauro e manutenzione su manufatti lignei appartenenti al patrimonio dei beni culturali.

Nel presente paragrafo in cui si vogliono definire i criteri, le tecniche e le operazioni principali da eseguire in una indagine diagnostica di un manufatto ligneo esistente, si farà riferimento alla norme UNI 11118 e UNI 11119.

### 2.1.3.2. Obiettivi dell'ispezione

La diagnosi degli elementi lignei in opera, nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali, si esegue mediante ispezioni *in situ* e con l'impiego di tecniche e metodologie di prova non distruttive.

Al fine di valutare lo stato di conservazione, le ispezioni devono fornire, per ciascun elemento ligneo, le seguenti indicazioni:

- specie legnosa;
- umidità del legno ed eventuali gradienti di umidità;
- classe di rischio biologico per il legno;
- geometria e morfologia, con indicazione della posizione ed estensione dei principali difetti, degradamento e danni eventualmente presenti;
- posizione, forma e dimensioni delle zone critiche e delle sezioni critiche;
- classificazione secondo la resistenza dell'elemento nel suo complesso e/o delle singole zone critiche.

Per l'esecuzione dell'ispezione in opera devono essere soddisfatte le seguenti condizioni preliminari:

- accessibilità: gli elementi lignei devono essere accessibili in misura tale da consentire il corretto svolgimento dell'ispezione;
- pulizia: le superfici di legno a vista non devono essere ricoperte e mascherate da polvere, sporcizia o simili;
- illuminazione: deve essere tale, per l'intensità e qualità, da permettere un corretto esame a vista delle superfici legnose.

La mancata o parziale soddisfazione di tali condizioni preliminari può rispettivamente impedire l'ispezione oppure limitare la quantità e qualità delle

informazioni da essa ottenibili. Coerentemente con gli obiettivi dell'ispezione potrà pertanto essere necessaria la realizzazione di opere o di interventi preliminari allo scopo di garantire adeguate condizioni di lavoro (UNI 11119, 2004).

### ***Identificazione della specie legnosa***

L'identificazione della specie legnosa a cui appartengono i vari elementi costituenti la struttura, ovvero della categoria sistematica che individua il legno e l'albero da cui questo è stato ricavato, ha importanza rilevante per le molteplici indicazioni che se ne possono trarre, quali resistenza meccanica e reologia, comportamento igroscopico, attaccabilità di insetti e di funghi, ecc.

La possibilità di giungere a tale identificazione è subordinata alla integrità della originaria struttura microscopica del legno ed alle condizioni del manufatto, che deve essere accessibile e con almeno una porzione del tessuto legnoso osservabile a livello macroscopico.

L'esame deve essere eseguito per fasi successive partendo dall'esame macroscopico che consente di pervenire alla identificazione sulla individuazione di caratteri del legno visibili ad occhio nudo, come il colore, la venatura, la tessitura ed eventuali caratteri anatomici. Qualora venga riscontrata l'impossibilità di identificare la specie legnosa per caratteri macroscopici, si può procedere alla identificazione microscopica basata sull'esame di caratteri e/o strutture anatomiche del legno osservabili solo con l'ausilio di un microscopio. Se quest'ultima non può essere effettuata direttamente sul manufatto, la sua esecuzione deve essere subordinata alla valutazione della ammissibilità del prelievo di un campione di ogni elemento ligneo che, sulla base della osservazione macroscopica, lasci supporre l'appartenenza ad una diversa specie legnosa. Ciascun campione può avere dimensioni anche molto piccole ma in ogni caso il suo orientamento deve essere tale che possano essere ricavate le tre sezioni anatomiche di riferimento: la sezione trasversale, la sezione longitudinale radiale e quella longitudinale tangenziale. Il prelievo del campione deve essere eseguito in zone del manufatto o del reperto che rendano minimo l'impatto visivo, avendo cura di utilizzare quelle parti che risultano già parzialmente distaccate a seguito di precedenti danneggiamenti fisici e/o meccanici (UNI 11118, 2004).

### ***Determinazione dell'umidità***

La misurazione del contenuto di umidità del legno impiegato nelle costruzioni è fondamentale in quanto esso influisce su tre aspetti del tutto diversi, ma di comune grande importanza, quali:

*Dimensioni:*

- comporta rigonfiamenti e ritiri per effetto di possibili modificazioni dello stato igrometrico dell'aria;
- caratteristiche fisico-meccaniche: massa volumica, resistenze, deformabilità istantanea e differita;
- durabilità naturale del legno nei confronti degli attacchi di funghi ed insetti.

Esistono vari metodi per determinare l'umidità di un elemento ligneo; essi possono differire, fra l'altro, per il principio su cui si basano, per la precisione dei risultati, per il tempo necessario alla determinazione, per le apparecchiature necessarie, per la difficoltà di esecuzione.

In un'indagine diagnostica in sito, per la determinazione dell'umidità del legno è necessario adottare un metodo indiretto, non distruttivo, utilizzando gli igrometri (strumenti a mano), che si possono basare su due diversi metodi di misurazione.

*Metodo di misurazione a conducibilità o a resistenza:* la maggioranza degli igrometri elettrici si basano sulla misurazione della resistenza ohmica o della conducibilità elettrica dipendenti dall'umidità del legno. La resistenza elettrica aumenta al diminuire dell'umidità; inoltre, essa è influenzata dalla direzione di taglio, dalla specie legnosa e dalla temperatura del legno. La dipendenza dalla specie legnosa e dalla temperatura necessita di tabelle correttive allegate allo strumento di misura; spesso lo strumento stesso è dotato di interruttori per la scelta della specie legnosa e della temperatura. L'intervallo di misurazione comincia da circa il 5% di umidità del legno. Fino a circa il 22% la precisione è pari a circa  $\pm 1,5\%$  di umidità; tra il 22% e l'umidità di saturazione delle pareti cellulari (circa il 30%) la precisione è di  $\pm 2\div 2,5\%$ . Superato il punto di saturazione, la dipendenza della resistenza elettrica dall'umidità del legno è molto ridotta e l'umidità, quindi, non può più essere misurata con sufficiente affidabilità.

*Metodo di misurazione dielettrico (capacitivo):* gli igrometri capacitivi si basano sulla differenza tra le costanti dielettriche del legno allo stato anidro ( $\epsilon_r=2\div 3$ ) e dell'acqua ( $\epsilon_r=81$ ), da cui risulta una forte dipendenza della costante dielettrica del legno umido  $\epsilon_{r,Legno}$  dall'umidità. Si deve inoltre tener conto di una forte dipendenza dalla massa volumica, per cui sono necessarie curve di taratura determinate sperimentalmente per ogni specie legnosa. L'intervallo di misurazione comincia dallo 0% di umidità; superata l'umidità



di saturazione delle pareti cellulari, la precisione non è sufficiente (Bernasconi et al., 2005).

### ***Valutazione del degrado meccanico***

La valutazione delle degradazioni meccaniche della struttura nel suo complesso, consiste nell'individuazione delle lesioni, che quindi devono essere oggetto delle indagini più scrupolose: un metodo di approccio può essere costituito dalla rilevazione preventiva di tutte le lesioni a livello di complesso e, successivamente, di quelle a livelli sempre più bassi della scala gerarchica dell'organizzazione, quindi a livello di unità strutturali, di collegamenti, di membrature.

Relativamente alle lesioni, al fine di studiarne le caratteristiche, associarle a situazioni note e di risalire, nei limiti delle possibilità, alle cause intrinseche (sollecitazioni o effetto del ritiro), è fondamentale riconoscere e distinguere le fenditure da ritiro dalle fessurazioni di carattere meccanico.

La diagnosi delle lesioni (fenditure e/o fessurazioni) presenti su un elemento ligneo strutturale si rende necessaria ai fini della sua corretta classificazione di resistenza meccanica. E' noto infatti, che le fenditure da ritiro e le lesioni varie rientrano fra le caratteristiche che influiscono sulle prestazioni del legname strutturale e sono prese in considerazione quasi da tutte le Norme nazionali e internazionali di classificazione a vista, che ne limitano la presenza e l'estensione.

Le fenditure da ritiro si distinguono da qualsiasi altro tipo di discontinuità del legno per la seguente combinazione di caratteristiche:

- per il meccanismo di formazione: si aprono in conseguenza della stagionatura o essiccazione del legno, e quindi non sono visibili nel legno fresco oppure nel legno che, una volta stagionato, abbia riacquisito sufficiente umidità per contatto con acqua o con atmosfera molto umida;
- per la disposizione spaziale nel materiale: decorrono rigorosamente nella direzione della fibratura del legno, seguendone fedelmente le eventuali sinuosità e irregolarità, e mai trasversalmente od obliquamente ad essa (a differenza di molte rotture);
- per la morfologia: in sezione trasversale, il loro andamento segue la direzione radiale del legno (a differenza delle cipollature, che decorrono in direzione tangenziale);

- per la geometria del pezzo su cui si aprono: si rilevano prevalentemente su pezzi che includono il midollo del tronco da cui i pezzi stessi sono stati ricavati; spesso il midollo costituisce il vertice della fessurazione, che in sezione trasversale assume una caratteristica forma a “V”;
- per il loro numero: le fenditure da ritiro sono singole nella maggior parte dei casi perché la formazione di una sola di esse è generalmente sufficiente a far decrescere o annullare le tensioni causate dalla diminuzione di volume a sua volta causata dalla diminuzione di umidità del legno. Inoltre esse in genere non sono passanti: allorché si verifica la contemporanea presenza di fenditure su facce opposte dell'elemento ligneo esse si arrestano sul cuore e si dispongono su piani differenti;
- per il comportamento nei confronti delle variazioni climatiche: sono lesioni di ampiezza variabile col clima: tendono, infatti, ad allargarsi e/o estendersi se il clima è secco; viceversa tendono a chiudersi quando l'umidità ambientale aumenta;
- per il tipo di conseguenze: le fenditure da ritiro non comportano automaticamente la non idoneità dell'elemento ligneo all'uso strutturale, anche se spesso una normale fenditura da ritiro può causare la rottura per eccesso di sollecitazioni (Fig. 2.1.1);



Fig. 2.1.1. Normale fenditura da ritiro trasformata in una vera e propria rottura della trave

- per le modalità di intervento: è opportuno lasciare le fenditure da ritiro libere di allargarsi e restringersi; sono controindicati interventi volti a bloccarle, riempirle o “ricucirle”, che indurrebbero nell'elemento stati di coazione potenzialmente pericolosi.

Un altro aspetto fondamentale da sottolineare, è che le fenditure da ritiro si rivelano preziose allo scopo di ottenere precise informazioni sulle seguenti caratteristiche:

- l'inclinazione della fibratura del legno;
- la presenza di degradamento interno;
- la presenza di rotture a taglio nell'elemento.

Particolare attenzione merita quest'ultimo aspetto. Le fenditure da ritiro sono punti preferenziali in cui può avvenire una rottura a taglio per scorrimento orizzontale (ad es. nelle travi tozze sollecitate a flessione, oppure nel tallone del nodo puntone-catena di una capriata tradizionale), a causa della riduzione dell'area resistente. Nelle travi in opera, una rottura di questo tipo non sempre si traduce in un collasso della struttura, tuttavia deve essere ovviamente sempre diagnosticata, al fine di consentire la corretta verifica della sicurezza strutturale.

La formazione delle fenditure da ritiro riguarda in particolar modo assortimenti a midollo incluso. Negli assortimenti senza midollo incluso, ad es. nelle tavole tangenziali, l'anisotropia del ritiro non provoca fessurazioni, bensì una tipica deformazione denominata imbarcamento. Quando gli effetti del ritiro non sono così evidenti in travi in opera, occorre verificare quanto segue (Bonamini, Noferi, 2001):

- che la trave non sia un elemento composito formato da elementi di minore sezione variamente connessi (ad es. incollati); l'individuazione delle linee di connessione può essere resa difficile dalla presenza di polvere, sporco o strati di finitura;
- che la trave non presenti la fessurazione sul lato non visibile dall'esterno (ad es. all'estradosso, in una trave da solaio);
- che le fessurazioni non siano state riempite (stuccatura, tassellatura).

Le lesioni di natura meccanica, più in generale le fessurazioni, sono le manifestazioni dei dissesti strutturali che colpiscono le membrature e le connessioni e sono accompagnate da fenomeni secondari quali movimenti rigidi o altro che contribuiscono alla perdita della stabilità.

Le fessurazioni, a differenza delle fenditure da ritiro, hanno diretto e riconoscibile rapporto con le cause, le azioni che le producono, mentre non hanno rapporto con l'andamento delle fibre, se non per il fatto che irregolarità della fibratura possono produrre comportamenti anomali della membratura

sotto carico. Esse si manifestano mediante linee di frattura e cedimenti che attraversano più o meno trasversalmente la fibratura del legno. Le più pericolose sono quelle trasversali, stadio finale di un processo di origine meccanica. Particolare importanza ed interesse hanno le lesioni da compressione eccessiva, caratterizzate da plasticizzazione dei tessuti legnosi, rigonfiamenti, fessure longitudinali nelle regioni affette da rigonfiamento, corrugamenti. In una trave inflessa si dispongono all'estradosso. Esse preludono alle fessure da trazione all'intradosso che producono la rottura.

Per le fessurazioni la rilevazione della profondità si esegue con sottili lamine millimetriche d'acciaio ma la precisione di lettura è illusoria sia per la variabilità di sezione lungo la trave, sia per la difficoltà di raggiungere il fondo; le difficoltà talvolta aumentano a causa della curvatura delle superfici di rottura. La lunghezza della fessurazione è anch'essa un dato medio e più che il valore numerico interessa determinare a quali regioni della membratura essa sia estesa in relazione agli effetti delle sollecitazioni presenti; quindi l'andamento è un carattere di grande importanza. Con il termine andamento delle fessurazioni si indicano molteplici caratteri di grande interesse quali disposizione lungo la fibratura ovvero positura discorde rispetto a questa, continua od a plessi fessurativi, lineare o sinuosa, a ramo unico o ramificata. E' molto importante stabilire se fra due o più fessurazioni, per esempio longitudinali, complanari o sfalsate, vi sia correlazione di andamento o meno per poterle considerare oppure no manifestazioni esteriori dello stesso fenomeno ed anche per poter valutare la effettiva diminuzione che comunque la resistenza della membratura subisce (Tampone, 1996).

#### *Classe di rischio biologico*

Le condizioni dell'ambiente in cui il legno in opera si viene a trovare è fondamentale per la definizione di quello che può essere definito "rischio biologico" a cui esso è sottoposto. E' questo un problema relativo alla valutazione della durabilità naturale del legno, ovvero della sua capacità di resistere a differenti tipi di attacchi, di cui i più comuni sono quelli dovuti ad agenti biologici (insetti e funghi), in assenza dei quali il legno si mantiene intatto anche migliaia di anni.

La norma UNI EN recepiscono quelle che sono le metodologie operative del CEN (Comitato Europeo di Normalizzazione) in fatto di durabilità naturale e conferita delle diverse specie legnose nei riguardi degli attacchi di origine biologica.

Senza addentrarsi nei particolari operativi delle metodologie adottate, si evidenzia che, per ogni agente di degradazione biologica, le specie legnose

sono classificate in 5 differenti classi di durabilità: molto durabile, durabile, moderatamente durabile, poco durabile, non durabile, a seconda della resistenza che offrono in determinate condizioni climatiche di temperatura e di umidità (riprodotte sperimentalmente in laboratorio). Per effettuare questa classificazione alcuni provini della specie legnosa da esaminare vengono posti a contatto con l'agente degradativo rispetto al quale si vuole determinare la durabilità naturale (Di Tondo et al., 2005).

La UNI EN 335 definisce le classi di rischio biologico e, relativamente a ciascuna di esse, le condizioni di servizio del legno, la sua umidità e la tipologia di attacco, come segue:

- Classe di rischio 1: ambiente riparato, protetto dagli agenti atmosferici (umidità sempre  $\leq 20\%$ ). Le condizioni garantiscono contro il rischio di attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti;
- Classe di rischio 2: ambiente riparato ma con elevata umidità dell'aria (umidità a volte  $>20\%$ ). Può essere presente l'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti.
- Classe di rischio 3: elementi lignei anche esposti (è frequente umidità  $>20\%$ ). Sono possibili attacchi sia fungini sia da parte di insetti.
- Classe di rischio 4: elementi lignei esposti, anche a contatto diretto con terreno o con acqua dolce. Permanentemente esposto all'attacco fungino, è possibile l'attacco da parte di insetti (termiti).
- Classe di rischio 5: elementi permanentemente esposti all'acqua salata (umidità  $>20\%$ ). Attacco di organismi invertebrati marini, soprattutto in acque calde. Attacco da parte di insetti per le parti non immerse.

La classificazione del legname in opera secondo tale metodo operativo può essere in grado di determinare, mediante un semplice rilievo metrico visivo e ambientale, la possibilità che un determinato manufatto ligneo ha di essere oggetto di degrado per cause biologiche e di "progettare la durabilità" del manufatto stesso, per esempio con trattamenti preservanti.

E' opportuno comunque osservare, in base ad un'indagine svolta da Gaetano Della Giustina nel 1990, che le cause di degrado dovute a funghi, insetti, umidità e difetti del legno, coprono appena il 40% di una casistica formulata su di un migliaio di casi di strutture lignee. Molto più frequenti sono gli errori progettuali o le cattive esecuzioni, specie dei nodi di confluenza degli

elementi strutturali, in particolar modo nelle capriate, dove si possono riscontrare sovrapposizioni di concezioni strutturali contraddittorie, indebolimenti degli elementi proprio nei punti di maggior sollecitazione, negazione delle più elementari regole costruttive.

### *2.1.3.3. Tecniche di indagine strumentali*

L'esame visivo è il primo mezzo di valutazione che deve essere applicato nel caso dell'ispezione di una struttura. Per quanto ovvia, la condizione fondamentale per procedere a tale esame di elementi lignei in opera è la visibilità delle loro superfici, cosa questa non sempre facile né ottimale. Varie ragioni si possono elencare: scarsa illuminazione ambientale, difficoltà di accesso per ristrettezza degli spazi (tipico ad esempio dei sottotetti), presenza di detriti, polvere, strati di pitture, fino ad arrivare a visibilità nulla come nel caso di elementi rivestiti con cannicciati o stuoie intonacati.

In queste circostanze il ricorso a tecniche di indagine strumentali di tipo non distruttivo, costituisce un importante mezzo da utilizzare in un'indagine diagnostica al fine di stimare le caratteristiche fisiche e meccaniche per la classificazione degli elementi in opera, e per valutare la presenza e l'estensione dei danni di natura biologica che causano una riduzione della sezione resistente degli elementi stessi, dato questo di fondamentale rilevanza ai fini della valutazione dello stato di conservazione e della sicurezza statica della struttura.

Il degrado biologico rappresenta in genere la forma di degrado più difficile da valutare in quanto le sue manifestazioni non sempre sono evidenti e, quando sono presenti, non vi è stretta relazione, in termini quantitativi, tra tali manifestazioni e il danno effettivo prodotto. L'esame visivo in questo caso non è in grado di fornire informazioni sull'entità del danno e sull'effettivo stato del legno al suo interno.

Da tali considerazioni deriva pertanto la necessità di ricorrere a tecniche che fanno uso di strumenti o apparecchiature di vario tipo e che sono caratterizzate, in genere, dall'essere poco distruttive e di fornire dati oggettivi e ripetibili, ottenuti da misurazioni dirette. È importante osservare che nessuno degli strumenti utilizzati per questo scopo "misura" il degrado del legno o direttamente le sue caratteristiche fisiche e meccaniche: essi infatti, dipendentemente dal principio di funzionamento, misurano parametri di natura fisica o meccanica legati a proprietà particolari del legno che sono influenzate anche dal degrado. Per ottenere le informazioni volute è perciò necessario che alla fase di misurazione segua la fase di interpretazione dei dati che fa parte integrante del processo di valutazione e che viene attuata dall'operatore stesso.

Pertanto anche nel caso delle tecniche di indagine strumentali è presente una certa componente soggettiva che può influire sulla affidabilità dei risultati dell'indagine.

Una considerazione generale che riguarda qualunque tipo di indagine strumentale non distruttiva concerne le relazioni che intercorrono tra le varie proprietà del materiale. Da una parte infatti vi sono le proprietà che si vogliono stimare (caratteristiche di resistenza, moduli elastici, entità del degrado), dall'altra vi sono le proprietà misurate dalle singole tecniche e che dipendono dal principio fisico sul quale esse si basano. E' evidente che l'affidabilità delle singole tecniche dipende innanzitutto dalla correlazione esistente tra le proprietà stimate e le proprietà misurate e che pertanto la scelta del parametro di misura condiziona in prima istanza la validità di una determinata tecnica. Tali correlazioni sono al momento per la maggior parte presunte, e solo in pochi casi sono suffragate da prove sperimentali. E' questa una limitazione generale delle tecniche non distruttive con la quale ad oggi dobbiamo fare i conti, limitazione che, nella prospettiva di una maggiore diffusione e di un miglioramento qualitativo delle indagini in sito, può essere superata soltanto attraverso un ampliamento della sperimentazione.

Ciò premesso, sia dal punto di vista pratico che della portata delle informazioni fornite, una fondamentale distinzione va fatta innanzitutto fra le tecniche "locali" e quelle "globali", a seconda che la misurazione sia riferita ad una particolare porzione dell'elemento strutturale, più o meno estesa, oppure all'intero elemento (Macchioni, Mannucci, 2002).

Le tecniche di indagine basate su misure locali sono di seguito elencate.

#### ***Tecniche con penetrometri di tipo ordinario***

Tra le tecniche che si basano sulla durezza superficiale del legno, può essere citato il "Metodo Turrini - Piazza" che consiste nel misurare il parametro R, valore della forza necessaria (in Newton) a far penetrare nel legno una sfera di acciaio di diametro 10mm per una profondità pari al raggio (5mm), e di rapportarlo al modulo di elasticità E (in MPa). Una formula empirica dà il valore cercato:  $E = 350 \cdot R^{0,5}$ .

- Similmente si opera con lo strumento Pilodyn (Fig. 2.1.2) che permette di misurare la penetrazione, perpendicolarmente alla superficie a vista, nel legno di un perno di battuta (diametro 2,5 mm e lunghezza massima 110,2mm) in acciaio, azionato da una molla precaricata che genera una spinta di energia nota. Sulla base di correlazioni accertate e verificate sperimentalmente è possibile stimare altre proprietà del materiale, fra cui

la massa volumica e la resistenza a compressione. Il campo di impiego di tali strumenti (sclerometri, Pilodyn, ecc.) è molto limitato per la stima del degrado del legno: essi forniscono informazioni sul solo degrado superficiale (pochi centimetri di profondità), per cui sono considerati inadeguati.



Fig. 2.1.2. Strumento Pilodyn

### *Tecniche con trapani strumentati*

Sostanzialmente diverso è il funzionamento dei cosiddetti trapani strumentati, tra cui i più utilizzati sono il Resistograph e il Densitomat. Essi rappresentano al momento la tecnica più versatile e più soddisfacente a livello applicativo: registrano i valori di resistenza alla penetrazione di una sottile punta di acciaio la cui velocità di avanzamento viene tenuta costante; i valori registrati in continuo sono ordinati in un diagramma (Fig. 2.1.3). Si rilevano così le differenze di resistenza tra tessuti sani e parti degradate del legno oppure caratterizzate da difetti od anche da effetti del ritiro. Gli strumenti sono usati per valutare la densità delle diverse parti costituenti la sezione della membratura e quindi per dedurre immediatamente la resistenza meccanica approssimativa.

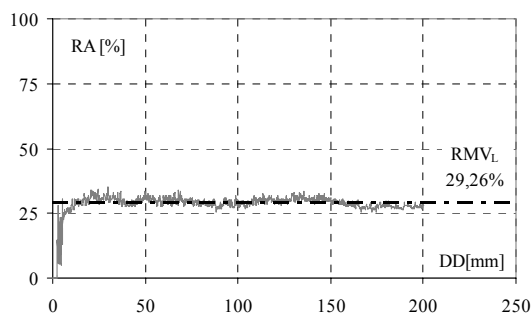


Fig. 2.1.3. Indagine resistografica: a) Prova; b) Grafico resistenza alla punta-penetrazione.



La tecnica con i trapani strumentati permette di avere informazioni sul degrado del legno anche nelle parti normalmente inaccessibili e tale valutazione è più che sufficiente per la necessità di una indagine per fini diagnostici strutturali. Dato il trascurabile danno prodotto dalla punta, si possono fare più misurazioni su una stessa sezione, quante ne sono necessarie per stabilire la localizzazione e l'estensione del degrado. Sufficientemente sensibili al degrado dovuto a carie, tali tecniche non sono adatte tuttavia per quantificare il degrado dovuto ad attacchi da insetti xilofagi se non nei casi di attacco grave o molto grave.

### ***Tecniche con trivella incrementale***

Nella pratica operativa talvolta viene fatto uso di attrezzature atte a prelevare, dagli elementi lignei, piccoli campioni di forma cilindrica detti "carotine", in direzione perpendicolare o obliqua rispetto all'asse geometrico principale dell'elemento, sui quali vengono poi eseguite, sul posto o in laboratorio, alcune misurazioni. L'attrezzatura più semplice utilizzata è la cosiddetta "trivella di Pressler" o "trivella incrementale", tradizionalmente utilizzata nel settore forestale ma che tuttavia si adatta all'uso sulle strutture (Fig. 2.1.4).

La sua utilità consiste nella misurazione sulle carotine di varie proprietà (massa volumica, resistenza a compressione, ecc.) e nella valutazione in maniera qualitativa (esame visuale e/o olfattivo), semiquantitativa (prova di rottura a mano) o quantitativa (quest'ultima con l'ausilio di attrezzature di prova portatili o mediante prove di laboratorio) dello stato del legno in profondità e eventualmente anche nelle parti inaccessibili, potendo così stimare l'estensione del degrado biologico. Tuttavia inevitabili limitazioni sia di carattere operativo che metodologico riducono sostanzialmente le possibilità di uso di questa tecnica.



Fig. 2.1.4. Estrazione di carotine: trivella incrementale

Per quanto riguarda le tecniche di indagine basate su misure globali, si tratta di prove di tipo dinamico: esse si basano sul principio che le proprietà dinamiche del legno sono controllate dagli stessi meccanismi che ne determinano il comportamento meccanico statico. Tramite relazioni matematiche è possibile calcolare, a partire dai parametri calcolati, le proprietà elastiche dinamiche e da queste, mediante correlazioni statistiche, stimare le proprietà statiche desiderate.

Le tecniche “globali” soniche ed ultrasoniche, che misurano la velocità di propagazione di onde meccaniche in direzione parallela alla fibratura, sono quelle più largamente utilizzate. Alcune apparecchiature commerciali concepite specificatamente per questo uso sono il Sylvatest, il Pundit, lo Stress Wave Timer della Metriguard.

L'utilizzabilità pratica di queste tecniche è legata fundamentalmente alla possibilità di accedere alle estremità degli elementi strutturali, circostanza questa che garantisce la massima affidabilità dei risultati. Raramente purtroppo tale circostanza si presenta nel corso di un'ispezione diagnostica, o perché le testate sono inserite nella muratura oppure perché esse fanno parte di incastri. In tali casi è possibile eventualmente effettuare la misurazione della velocità applicando i sensori su una stessa faccia dell'elemento da indagare, con risultati tuttavia meno garantiti in termini di affidabilità. Le tecniche soniche ed ultrasoniche permettono di ottenere informazioni sullo stato di degrado biologico all'interno della sezione lignea esaminata. Le risposte fornite sono del tipo “degrado assente - degrado presente” per cui non vanno oltre la indicazione della presenza di anomalie all'interno del legno.

Si osserva inoltre che in particolari condizioni operative è possibile organizzare in sito prove che consentono di misurare direttamente il modulo di elasticità a flessione delle membrature in opera. Esse generalmente però sono realizzate in laboratorio con le consuete macchine di prova normalizzate.

Tra le tecniche di indagine per la valutazione del degrado biologico che non fanno uso di strumentazioni particolari ma di semplici attrezzi meccanici e che possono essere ritenute non distruttive, si distinguono le seguenti, in funzione del tipo di dispositivo utilizzato.

### ***Percussione con martello***

Essa consiste nel percuotere la superficie dell'elemento strutturale con un martello e nell'ascoltare il suono prodotto dalla percussione. Il principio su cui si basa è che la presenza di legno degradato o di cavità all'interno di un elemento ne modifica la risposta alla vibrazione nel campo udibile, allorquando esso è sottoposto a sollecitazioni di tipo dinamico. Tra i vantaggi

vi sono la semplicità, l'economicità, la rapidità di esecuzione; tra gli svantaggi vi sono una non trascurabile componente soggettiva, la dipendenza della risposta da numerose variabili per la maggior parte non controllabili (massa del martello, dimensioni della trave, specie legnosa), l'influenza sulla risposta di altri fattori non connessi al degrado ma piuttosto alla qualità del materiale (difetti come nodi, cipollature, fessurazioni varie). Tale tecnica si può dunque ritenere valida in una prima fase di indagine, successivamente o contestualmente all'esame visivo.

#### ***Uso del cacciavite (o del punteruolo)***

E' una tecnica modestamente distruttiva e consiste nell'infiggere l'attrezzo nel legno per mezzo di un martello e nel valutare l'approfondimento della punta allo scopo di stimare la profondità in corrispondenza della quale il danno diventa trascurabile. Il principio su cui si basa è che il legno degradato presenta una minore resistenza alla penetrazione. A parte la maggiore sensibilità, questa tecnica presenta più o meno gli stessi vantaggi, svantaggi e limitazioni della precedente.

#### ***Endoscopia***

Questa tecnica consiste nell'introdurre mediante una sonda una minuscola telecamera retroilluminata allo scopo di osservarne le condizioni interne. L'introduzione della sonda viene eseguita attraverso un foro solitamente di piccolo diametro eseguito con trapani forniti di punta sottile oppure si può utilizzare il foro lasciato da un trapano strumentato. Sebbene interessante per molti aspetti, questa tecnica presenta tuttavia parecchie limitazioni soprattutto per quanto concerne l'interpretazione dei risultati. La superficie interna del foro in genere poco pulita unitamente alla distorsione operata dall'obiettivo a grandangolo della sonda, rendono infatti l'osservazione molto difficoltosa al punto di non poterne trarre di fatto utili informazioni.

#### ***2.1.3.4. Classificazione del legname in opera***

Per procedere alla verifica statica di una struttura lignea esistente, ovvero alla determinazione della loro capacità portante, nonché alla progettazione degli interventi eventualmente necessari per assicurarne la funzionalità e la conservazione, un passo fondamentale è l'attribuzione ai vari elementi della struttura, di adeguati valori delle caratteristiche fisiche e meccaniche (resistenze, moduli di elasticità, massa volumica). La tensione massima che un elemento strutturale ligneo può sopportare in sicurezza, dipende infatti, oltre che dalla specie legnosa di appartenenza, anche dalla sua qualità meccanica o

resistente. Spesso, e in maniera errata, si tende a dare molta importanza alla specie legnosa, quasi fosse una garanzia di solidità e sicurezza della struttura (ciò è in parte vero se si guarda soprattutto alla sua durabilità).

La qualità meccanica degli elementi strutturali lignei è caratterizzata da una grande variabilità dovuta alla presenza di particolari difetti. I sistemi che consentono di mettere in relazione la qualità meccanica con le tensioni alle quali il legname può “lavorare” in sicurezza prendono il nome di “sistemi di classificazione secondo la resistenza”. Scopo dei sistemi di classificazione è di ripartire il legname in gruppi omogenei per qualità, denominati “categorie” o “classi” a ciascuno dei quali corrispondono, a seconda della specie legnosa, appropriate caratteristiche meccaniche (ad esempio, resistenze caratteristiche o tensioni ammissibili); il procedimento di attribuzione alla categoria o classe di qualità resistente, prende il nome di “classificazione”.

Per le strutture lignee in opera un requisito fondamentale di qualunque metodo di classificazione (visuale o strumentale) è l’applicabilità “in situ”. La classificazione di ogni singolo elemento ligneo deve basarsi su metodi di valutazione visiva dell’elemento ligneo o di misurazione non distruttiva di una o più proprietà fisico-meccaniche, oppure su opportune combinazioni delle precedenti (Mannucci, Togni, 2002).

La procedura per la classificazione a vista secondo la resistenza consiste nell’osservazione, elemento per elemento, dei soli difetti visibili sulle facce e nell’attribuzione di ogni elemento ad una delle classi di qualità o categorie, secondo quanto definito dalla norma UNI 11119. Essa precisa le deroghe ammissibili alle procedure previste dalla UNI EN 518 (vedi 1.7.4.1), allo scopo di rendere applicabile agli elementi strutturali lignei in opera il metodo della classificazione secondo la resistenza, anche quando le condizioni operative sono significativamente diverse da quelle riscontrabili nella normale classificazione dei segati a piè d’opera. Per esempio la UNI 11035 (parti 1 e 2) descrive una metodologia di classificazione pienamente conforme alla UNI EN 518, applicabile anche a elementi strutturali in opera, purché tuttavia siano soddisfatte una serie di condizioni che non sempre è possibile riscontrare (in particolare, la visibilità e accessibilità dell’elemento devono essere estese ad almeno 3 lati e ad una delle due testate).

La norma UNI 11119 inoltre definisce due modalità per la classificazione. Si espone di seguito la modalità “normale”, che si basa sui seguenti criteri:

- classificare l’intero elemento e, se necessario, anche separatamente ciascuna delle zone critiche identificate;
- nel caso di alterazioni dovute a danno meccanico o a degrado biologico di tipo localizzato, riferire la classificazione alla sola sezione efficace;

- nel caso di alterazioni dovute ad attacco di insetti xilofagi esteso a tutta la sezione (attacco diffuso) adottare la sezione per intero ai fini della sola classificazione, attribuendole però ai fini dell'analisi strutturale, valori delle proprietà fisico-meccaniche ridotti proporzionalmente all'area occupata dalle gallerie;
- per l'assegnazione a una categoria è necessario che tutte le caratteristiche e/o difetti rientrino nei limiti specificati dalla norma; non è ammessa l'assegnazione a categorie intermedie.

La norma riporta, per elementi lignei di diverse specie e categorie classificati a vista, le caratteristiche di resistenza sotto forma di tensioni ammissibili e di valore medio del modulo elastico a flessione che può essere utilizzato per il calcolo di deformazioni della struttura in stati limite di esercizio. Il sistema si basa su tre categorie, I, II e III, che definiscono, in ordine, legname per uso strutturale con alta capacità portante, legname con capacità portante normale e legname con bassa capacità portante, ed alle quali corrispondono tensioni ammissibili e valori del modulo elastico sempre più bassi. Il legname non classificabile in nessuna delle tre categorie deve essere considerato non idoneo per l'uso in strutture a carattere permanente.

Si osserva che i valori dei moduli elastici e delle tensioni ammissibili, presenti nella norma UNI 11119, coincidono con quelli definiti dal metodo cosiddetto "secondo Giordano", proposto a livello scientifico che si riferisce alle diverse specie legnose che si riscontrano nelle nostre strutture e che può essere applicato anche su legname strutturale in opera.

Regole di classificazione e modalità di misurazione diverse, per essere applicabili agli elementi lignei in opera, dovranno soddisfare dei requisiti minimi, definiti dalle regole di classificazione conformi alla UNI EN 518.

## **2.2. MODELLAZIONE**

Fase preliminare all'analisi strutturale è quella relativa alla modellazione della struttura e delle sue parti costituenti.

Una modellazione ben costruita implica la definizione della geometria del complesso strutturale e dei suoi elementi componenti, delle condizioni di vincolo e dei collegamenti tra le varie unità strutturali, la definizione delle proprietà meccaniche del materiale e dei carichi agenti.

Ogni modello quindi comprende:

- il modello geometrico della struttura;
- il modello meccanico del materiale;
- il modello delle azioni agenti.

Generalmente le strutture lignee possono essere studiate mediante modelli statici semplici, essendo riconducibili a schemi piani generalmente isostatici, ma nel caso di volte, strutture composte volta-solaio, solai in cassettonato ecc. è necessario l'uso di strumenti computazionali per l'interpretazione tridimensionale del comportamento della struttura.

Uno degli strumenti computazionali attualmente più in uso per eseguire un'analisi strutturale è il metodo di calcolo agli elementi finiti (FEM). Il metodo consiste sostanzialmente nella "discretizzazione" di un assegnato dominio in elementi fra loro connessi in un numero finito di punti, vertici degli elementi o nodi, in corrispondenza dei quali sono valutate le componenti di spostamento (incognite primarie del problema). In pratica si esegue un calcolo con il "metodo degli spostamenti" imponendo in ogni nodo la congruenza e la condizione di equilibrio della struttura fra carico applicato e forze interne: tra le infinite configurazioni congruenti si individua quella di equilibrio. Noti spostamenti e rotazioni dei nodi si possono calcolare gli spostamenti di estremità degli elementi e le loro caratteristiche di sollecitazione.

Ci sono numerosi programmi di calcolo agli elementi finiti (Sap2000, Ansys, ecc.) in grado di eseguire l'analisi sopra descritta, purchè si realizzi un "modello" che approssimi al meglio la geometria della struttura, gli schemi statici e le proprietà meccaniche. In definitiva l'analisi strutturale viene eseguita non sulla struttura reale bensì su un modello al discreto.

### **2.2.1. *Modello geometrico della struttura***

Sulla base delle rappresentazioni grafiche, piante, carpenterie e sezioni caratteristiche, si costruiscono i modelli geometrici relativi alle varie unità strutturali, le quali si compongono di tutti gli elementi rilevati.

Non è possibile però nella rilevazione considerare tutte le caratteristiche e particolarità di una carpenteria, specialmente se assai estesa come ve ne sono molte. In questo caso infatti non è oggetto del modello la definizione di quegli elementi architettonici ininfluenti per la comprensione della globalità strutturale e che comunque necessitano scale di lettura e di rappresentazione più dettagliate.

L'operazione di modellazione inoltre implica l'accettazione di una serie di ipotesi semplificative, relative in particolar modo alla geometria delle sezioni e alle condizioni di vincolo degli elementi. Infatti la variabilità di alcuni parametri come gli interassi tra le travi e le dimensioni delle sezioni trasversali, l'incertezza sulle reali condizioni delle connessioni, la natura complessa delle strutture lignee antiche, conducono ad approssimazioni che, se da un lato determinano errori, dall'altro semplificano la modellazione. In ogni

caso gli errori sono accettabili dato che le approssimazioni devono sempre rispettare il principio di “operare a vantaggio di sicurezza”, non alterando la concezione funzionale e strutturale originaria. Per esempio alle sezioni degli elementi possono essere assegnate nei modelli dimensioni ridotte rispetto a quelle reali, coincidenti con le dimensioni minime rilevate.

Per quanto riguarda le condizioni di vincolo, un'importante ipotesi è relativa alla schematizzazione degli appoggi a muro degli elementi (travi, puntoni, centine, ecc.). Ad essi è opportuno assegnare nel modello una cerniera esterna che impedisce tutte le traslazioni, consentendo invece le rotazioni: deve essere sempre considerato lo schema di travi semplicemente appoggiate in quanto non si può fare affidamento al grado di incastro nella muratura. Anche nel caso (non corretto) che la testata della trave sia affogata nella muratura senza alcuna intercapedine, l'inevitabile variazione dimensionale della sezione della trave dovuta alle variazioni di umidità tenderà ad annullare il grado di incastro; in particolare poi per le travi di un solaio, le vibrazioni indotte dall'uso della struttura tendono ad allentare ulteriormente l'unione (Ceccotti et al. 2005).

### **2.2.2. *Modello meccanico del materiale***

Prima guida alla formulazione di un legame costitutivo è l'evidenza sperimentale.

Il comportamento a rottura di provini di legno in dimensione d'uso strutturale sottoposti a diverse sollecitazioni, evidenziano minori valori, in termini di resistenza e rigidità, rispetto a quelli relativi a prove eseguite su provini di legno netto. Tale riduzione è funzione dei difetti del legno, come nodi, deviazione della fibratura, cipollature, ecc. I risultati sperimentali mostrano un comportamento abbastanza duttile a compressione parallela alla fibratura ed elastico-lineare fino a rottura a trazione parallela. Sulla base di tali risultati, si descrive il legame costitutivo del legno mediante modelli differenti caratterizzati da un diverso grado di approssimazione (CNR-DT 201, 2005). Le assunzioni comuni a tutti i modelli sono di seguito elencate (Tab. 2.1):

- comportamento a trazione: per il comportamento a trazione monoassiale viene comunemente accettato il modello elastico lineare fino a rottura, caratterizzato da un diagramma rettilineo con pendenza costante. Nota la resistenza ultima e il modulo di elasticità normale è immediato ricavare la relativa deformazione e viceversa;
- comportamento a compressione: il tipico diagramma tensione-deformazione relativo ad una prova di compressione monoassiale presenta generalmente un primo tratto a pendenza costante o talvolta variabile con

continuità, come mostra il modello di O'Halloran. Il tratto caratterizzato da deformazioni positive (trazione) e la tangente all'origine per deformazioni negative (compressione) hanno la stessa pendenza.

- modulo di elasticità normale: tale modulo è di facile determinazione rappresentando, in tutti i modelli considerati, la pendenza del tratto lineare del diagramma tensione-deformazione.

Per quanto riguarda il comportamento plastico a compressione, i tre modelli costitutivi presentati nella Tabella 2.2.1 meritano invece specifiche considerazioni, incluse nella stessa.

E' stato osservato che per il legno massiccio la crisi più comune avviene per raggiungimento del valore limite di resistenza in zona tesa, in presenza di una plasticizzazione della zona compressa: ad una prima fase in cui l'asse neutro è centrale e gli sforzi di compressione al bordo sollecitato eguagliano quelli a trazione al bordo libero, segue una fase in cui il bordo compresso subisce un cedimento e si plasticizza corrugandosi, sottraendosi in tal modo all'impegno di resistenza. Di conseguenza l'asse neutro si sposta verso il bordo teso, la tensione massima di trazione sul bordo stesso aumenta notevolmente mentre quella massima di compressione, in ipotesi di comportamento elastico-perfettamente plastico a compressione, resta costante e comunque non aumenta.

La presenza dei nodi nel legno strutturale influenail comportamento a flessione, a differenza del legno netto. Essi infatti innescano una rottura prematura a trazione, impediscono l'attingimento delle dilatazioni di plasticizzazione a compressione, per cui la sezione resta quasi sempre nel campo lineare della relazione tensioni-deformazioni. E' evidente che questo fatto è più o meno accentuato a seconda della specie legnosa e della difettosità dell'elemento. Tuttavia dovendosi nei calcoli di progetto far riferimento ai valori minimi di resistenza, o meglio caratteristici al 5%, i codici di calcolo per le verifiche delle sezioni ipotizzano un comportamento a flessione del legno strutturale lineare elastico fino a rottura (Giordano, 1993).

Pertanto per le applicazioni di calcolo è possibile utilizzare la formula classica della flessione. A tal proposito Giordano suggerisce per i calcoli correnti il ricorso alla nota formula di Monnin per sezioni rettangolari ( $b \times h$ ):

$$\sigma = 6 \frac{M_y}{bh^n}$$

dove  $n$  (indipendente dalla specie) varia tra:

- 10/6 e 11/6 per legno privo di difetti;
- 9/6 e 10/6 per legno corrente da costruzione;



- 8/6 e 9/6 per legno con molti nodi ma sano.

In conclusione i risultati sperimentali consentono di adottare per il legno strutturale un comportamento ideale elastico-perfettamente plastico. La natura difettosa del materiale però impone al progettista di considerare nei calcoli un legame semplificato elastico-lineare fino a rottura.

Tabella 2.2.1. Modelli costitutivi per il legno massiccio

<i>Modello e definizione analitica</i>	<i>Diagramma</i>
<p><i>Modello elasto-plastico</i></p> $\sigma = E_w \cdot \varepsilon \text{ per } \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t;$ $\sigma = f_c \text{ per } \varepsilon < \varepsilon_c.$	
<p><i>Modello di Bazan</i></p> <p>Il modello è più completo rispetto al precedente, senza tuttavia perdere i vantaggi della semplicità legati alla linearità. Una difficoltà è rappresentata dalla definizione del coefficiente <math>m &lt; 0</math> che caratterizza la pendenza del tratto plastico ad incrudimento negativo.</p> $\sigma = E_w \cdot \varepsilon \text{ per } \varepsilon_c < \varepsilon < \varepsilon_t;$ $\sigma = f_c + m \cdot E_w \cdot (\varepsilon - \varepsilon_c) \text{ per } \varepsilon < \varepsilon_c.$	
<p><i>Modello di O'Halloran</i></p> <p>Il modello fornisce la migliore descrizione del comportamento reale del legno a fronte di una relativa maggiore complessità del ramo a compressione, la cui definizione richiede l'assegnazione dei due parametri <math>A &gt; 0</math> e <math>n &gt; 0</math>.</p> $\sigma = E_w \cdot \varepsilon \text{ per } 0 < \varepsilon < \varepsilon_t;$ $\sigma = A \cdot  \varepsilon ^n + E_w \cdot \varepsilon \text{ per } \varepsilon_{cu} < \varepsilon < 0.$	

*Ortotropia cilindrica*

Date le caratteristiche di accrescimento degli alberi, in ambito

ingegneristico è possibile considerare il legno come un materiale ortotropo, prescindendo dalla sua non omogeneità. Infatti un materiale si dice ortotropo se le sue caratteristiche in un punto sono semplicemente individuabili sulla base delle caratteristiche individuate in tre direzioni e, conseguentemente, tre piani ortogonali tra loro rispetto alle quali il materiale si comporta in modo simmetrico nei due versi, positivo e negativo (presenta tre piani di simmetria delle costanti elastiche mutuamente ortogonali) (Fig. 2.2.5a).

In ogni punto della sezione retta di un tronco è possibile individuare tre direzioni anatomiche fondamentali (direzioni principali di ortotropia), lungo le quali il materiale presenta comportamenti diversi (Fig. 2.2.5b):

- longitudinale (L);
- radiale (R);
- tangenziale (T).

Esse definiscono i tre piani di simmetria delle costanti elastiche mutuamente ortogonali:

- sezione trasversale (RT): perpendicolare all'asse del fusto;
- sezione radiale (LR): passante per l'asse midollare del fusto e un raggio;
- sezione tangenziale (LT): passante per una secante della sezione trasversale e parallela all'asse del fusto.

E' possibile definire completamente le caratteristiche di deformabilità meccanica del legno in un punto mediante le relazioni elastiche del materiale ortotropo, dove gli  $E_{ij}$  sono i moduli di elasticità normale, i moduli  $G_{ij}$  sono quelli di elasticità tangenziale (Fig. 2.2.6) e i  $\nu_{ij}$  sono i moduli di Poisson nei diversi piani.

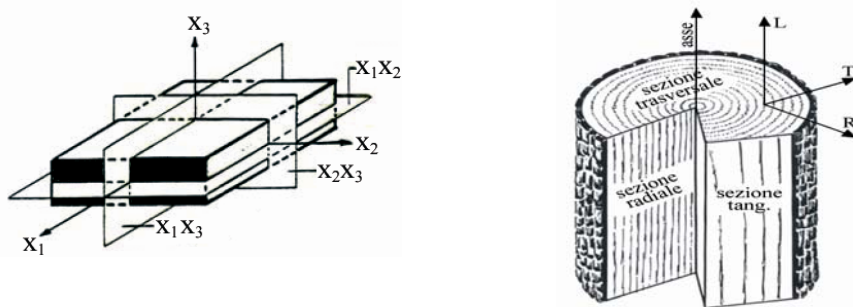


Fig. 2.2.5. a) Ortotropia; b) Assi e sezioni del tronco

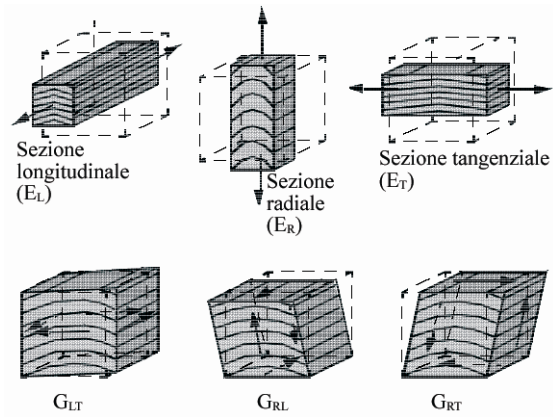


Fig. 2.2.6. Moduli di elasticità (E<sub>ij</sub>, G<sub>ij</sub>).

Per la simmetria devono risultare soddisfatte le tre seguenti relazioni:

$$\frac{\nu_{RL}}{E_R} = \frac{\nu_{LR}}{E_L}, \quad \frac{\nu_{TL}}{E_T} = \frac{\nu_{LT}}{E_L}, \quad \frac{\nu_{TR}}{E_T} = \frac{\nu_{RT}}{E_R}$$

Si riportano di seguito le relazioni elastiche del materiale ortotropo.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_L} & -\frac{\nu_{RL}}{E_R} & -\frac{\nu_{TL}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_L} & \frac{1}{E_R} & -\frac{\nu_{TR}}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_L} & -\frac{\nu_{RT}}{E_R} & \frac{1}{E_T} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LR}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{RT}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{LT}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \tau_{LR} \\ \tau_{RT} \\ \tau_{LT} \end{bmatrix}$$

Delle nove costanti  $E_L, E_R, E_T, \nu_{LR}, \nu_{RL}, \nu_{LT}, \nu_{TL}, \nu_{RT}, \nu_{TR}$  le relazioni sopra scritte riconducono a sole 6 quelle indipendenti.

Inoltre in questo caso le direzioni principali di sforzo non coincidono con quelle di deformazione; ne consegue che i tre moduli tangenti  $G_{LR}, G_{RT}, G_{TL}$ , non sono correlati alle altre costanti, come nel caso isotropo ( $G = 0,5E/(1 + \nu)$ ). Le costanti indipendenti per il materiale ortotropo sono quindi nove (Giordano, 1993).

Per il legname di conifera valgono le seguenti relazioni approssimate:

$$E_L : E_R : E_T \cong 20 : 1,6 : 1;$$

$$G_{LR} : G_{TL} : G_{RT} \cong 20 : 9,4 : 1;$$

$$E_L : G_{LR} \cong 14 : 1.$$

Inoltre per le conifere i valori medi dei moduli di Poisson sono:

$$\nu_{LR} \cong 0,37; \nu_{LT} \cong 0,42; \nu_{RT} \cong 0,47; \nu_{TR} \cong 0,35; \nu_{RL} \cong 0,041; \nu_{TL} \cong 0,033.$$

Negli impieghi strutturali, le caratteristiche meccaniche sono definite, di regola (Bernasconi et al, 2005), nelle seguenti direzioni:

- parallela alla fibratura, dove resistenza e rigidezza raggiungono i valori massimi, rappresentando la direzione portante principale;
- perpendicolare alla fibratura, dove le caratteristiche in direzione radiale e tangenziale vengono riassunte per semplicità in “perpendicolarmente alla fibratura” (piano trasversale all’asse del tronco), in quanto la distinzione tra direzione radiale e tangenziale è difficilmente realizzabile ai fini del dimensionamento e non porterebbe a significativi vantaggi sia tecnici che economici nell’utilizzo pratico del legno.

Per scopi di calcolo strutturale e, siccome la storia di formazione del legno presenta una sola direzione  $n$  particolare (asse longitudinale), è ragionevole fare l’ulteriore ipotesi semplificativa di isotropia trasversale (ortotropia cilindrica) e, in tal senso, il legno è isotropo nel piano RT e presenta direzione principale  $0 \equiv L$  (Fig. 2.2.7).

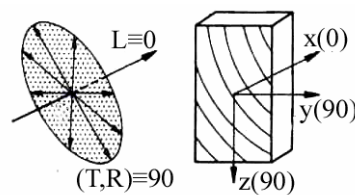


Fig. 2.2.7. Ortotropia cilindrica

Risulta:

$$E_R = E_T; G_{LR} = G_{LT}; \nu_{RT} = \nu_{TR}; \nu_{LR} = \nu_{LT}.$$

Inoltre, data la simmetria della matrice di deformabilità, si ha:

$$\nu_{RL} = \frac{E_R}{E_L} \nu_{LR} = \nu_{TL} = \frac{E_T}{E_L} \nu_{LT}$$

e quindi, in termini matriciali

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_L \\ \varepsilon_R \\ \varepsilon_T \\ \gamma_{LR} \\ \gamma_{RT} \\ \gamma_{LT} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_0} & -\frac{\nu_{0,90}}{E_0} & -\frac{\nu_{0,90}}{E_0} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{0,90}}{E_0} & \frac{1}{E_{90}} & -\frac{\nu_{90}}{E_{90}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{0,90}}{E_0} & -\frac{\nu_{90}}{E_{90}} & \frac{1}{E_{90}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{0,90}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{90}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{0,90}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_L \\ \sigma_R \\ \sigma_T \\ \tau_{LR} \\ \tau_{RT} \\ \tau_{LT} \end{bmatrix}$$

ponendo:

- $E_L = E_0$ : modulo di elasticità nella direzione principale,
- $E_R = E_T = E_{90}$ : modulo di elasticità nel piano di isotropia,
- $G_{LR} = G_{LT} = G_{0,90}$ : modulo tangente operante tra la direzione principale e una qualunque appartenente al piano RT,
- $G_{RT} = G_{90}$ : modulo tangente nel piano di isotropia,
- $\nu_{LR} = \nu_{LT} = \nu_{0,90}$ : modulo di Poisson che opera tra la direzione principale e una qualunque direzione nel piano RT,
- $\nu_{RT} = \nu_{TR} = \nu_{90}$ : modulo di Poisson nel piano di isotropia,

le equazioni costitutive, in ipotesi di ortotropia cilindrica, si esplicitano utilizzando i moduli meccanici appena definiti:

In conclusione, il legame costitutivo del legno in ipotesi di elasticità lineare ad isotropia trasversale, è noto se si conoscono le caratteristiche meccaniche medie e i moduli di Poisson seguenti:

$$E_0, E_{90}, G_{0,90}, \nu_{0,90}, \nu_{90}$$

Inoltre il rapporto  $E_0/E_{90}$  e  $E_0/G_{0,90}$ , tra i moduli di elasticità rispettivamente per le conifere e latifoglie (legname di provenienza italiana), desunti dalla norma UNI 11035-2, risultano costanti. Pertanto questi ultimi possono essere assunti come valori di riferimento per il calcolo di  $E_{90}$  e  $G_{0,90}$ , noto il modulo elastico  $E_0$ . Il valore di detti rapporti si riporta in Tabella 2.2.2.

Tabella 2.2.2. Rapporti medi tra i moduli

	CONIFERE	LATIFOGIE
$E0/E90$	30	15
$E0/G0,90$	16	15

### 2.2.3. *Modello delle azioni*

Fondamentale per la definizione degli schemi statici, è l'individuazione delle azioni agenti sulla struttura, di cui è necessario valutare l'entità, la distribuzione e la durata. Per poter fare una classificazione delle azioni, si seguono le indicazioni dell'Eurocodice 1 (EN 1991-1, 2002).

## 2.3. ANALISI STRUTTURALE

### 2.3.1. *Evoluzione dello stato deformativo e tensionale*

Il primo passo da seguire nell'analisi di una struttura, è quello di valutarne l'evoluzione dello stato deformativo e tensionale, dall'inizio della sua vita ad oggi. E' quindi necessario costruire modelli geometrici e meccanici della struttura che rappresentino al meglio il comportamento reale della stessa nelle sue fasi di vita, cioè al tempo  $t_0$  in cui essa è stata realizzata, e al tempo  $t_1$  attuale, in condizioni di esercizio.

Si rende così possibile definire il comportamento statico del complesso strutturale o di una sua parte, calcolando si possono calcolare spostamenti e sollecitazioni al tempo  $t_0$  e al tempo  $t_1$ , tenendo conto dei fattori (geometria, caratteristiche meccaniche del legno, carichi agenti) che hanno influenzato gli stessi al tempo della realizzazione dell'opera e che li influenzano attualmente, e di quei fattori (effetto della vetustà, della viscosità e della stagionatura in opera del legno, incrementi o decrementi di carico, modifiche dell'assetto strutturale, ecc.) che invece condizionano le deformazioni e lo stato tensionale nel periodo  $t_0 < t < t_1$ , compreso e intercorrente tra i due.

E' possibile così valutare come ciascuna unità strutturale contribuisca al comportamento globale dell'intera costruzione in legno.

In particolare, per la determinazione degli spostamenti e delle sollecitazioni finali, al tempo  $t_1$ , bisogna costruire un modello ideale che approssimi al meglio lo stato attuale della struttura, tenendo conto di quanto segue:

- il modello geometrico di riferimento coincide con quello al tempo iniziale  $t_0$ , se nel periodo compreso tra quello iniziale e quello finale ( $t_0 < t < t_1$ ),

non sono state apportate modifiche alla configurazione originaria della struttura mediante aggiunte e/o sottrazioni;

- il legno in opera nello stato attuale, cosiddetto “legno antico”, in quanto esso ha subito l’effetto del degrado o della vetustà, di cui si parlerà di seguito.
- i carichi permanenti, dovuti al peso proprio degli elementi e delle opere di completamento, coincidono con quelli che agiscono al tempo  $t_0$ , o comunque possono essere considerati invariati, a meno di modifiche apportate alla costruzione originaria; i sovraccarichi variabili potrebbero essere superiori o inferiori rispetto a quelli al tempo  $t_0$ , se intervengono variazioni della destinazione d’uso dei locali.

In definitiva, lo stato tensionale, nell’ipotesi che nel periodo  $t_0 < t < t_1$  i carichi non subiscano variazioni e che la configurazione geometrica non sia stata modificata nel tempo, non cambia rispetto a quello iniziale, dipendendo esso solo dai vincoli e dalla geometria. Ciò che può cambiare nel tempo è la resistenza degli elementi alle diverse sollecitazioni, di ciò bisogna tener conto in fase di verifica.

Le deformazioni finali risultano invece maggiori rispetto a quelle iniziali; infatti quando un elemento strutturale di legno viene caricato, la sua deformazione nel tempo non dipende soltanto dall’entità del carico, dalla luce, dal grado di vincolo e dal modulo di rigidità a flessione (EI), ma dipende anche da altri fattori quali la vetustà, la viscosità, la stagionatura sotto carico (legno posto in opera umido).

#### *Effetto della viscosità*

Il fenomeno della viscosità (in inglese “creep”, in francese “fluage”), è quel fenomeno che, in genere, determina deformazioni lente di un elemento strutturale per effetto dell’azione dei carichi permanenti o quasi permanenti (aliquota dei carichi variabili). Esso è particolarmente sentito negli elementi lignei dato il comportamento visco-elastico del materiale legno.

Se si considera un elemento generico di legno, in condizioni termoigrometriche ambientali costanti, sottoposto ad esempio ad uno stato di tensione monoassiale (si considerano deformazioni parallele alla fibratura), la sua dilatazione all’atto del caricamento sarà esprimibile (al tempo iniziale  $t_0$ ) come  $\varepsilon_{t,0} = \sigma/E_i$ , dove  $E_i$  è il valore del modulo elastico istantaneo del materiale. Se si lascia agire nel tempo la tensione  $\sigma$  costante, per il ben noto fenomeno della “viscosità”, la dilatazione tenderà ad aumentare nel tempo di

una quantità  $\varepsilon_{t,diff}$  che sarà in genere funzione non lineare dello stato tensionale e del tempo  $t$ .

Si definisce il coefficiente  $\phi_t$ , pari al rapporto tra la deformazione differita al tempo generico  $t$  e la deformazione al tempo iniziale  $t_0$ :

$$\phi_t = \varepsilon_{t,diff} / \varepsilon_{t,0},$$

dove  $\phi_t$  è funzione del livello tensionale.

I livelli tensionali considerati sono corrispondenti allo stato di esercizio o minori. Del resto è cosa ben nota anche per altri materiali da costruzione, che il fenomeno viscoso si innesca anche per bassi valori dello stato tensionale. E' complicato tenere conto della variazione del fenomeno in funzione dello stato tensionale, per cui in genere si preferisce nei codici di calcolo semplificare il fenomeno e considerare  $\phi_t$  indipendente dal livello raggiunto dello stato tensionale ed assumere valori di  $\phi_t$  forfettari, riducendosi quindi al caso più semplice della teoria della viscosità lineare: la deformazione differita per viscosità, al tempo  $t$ , è una funzione lineare della tensione iniziale ( $\sigma$ , che è lo stesso, della deformazione elastica iniziale). In realtà, poi, recenti ricerche sembrano mostrare che per livelli di tensione corrispondenti allo stato di servizio quasi-permanente, l'ipotesi di viscosità lineare sia la più corretta. Si può quindi scrivere:

$$\varepsilon_{t,tot} = \varepsilon_{t,0} + \varepsilon_{t,diff} = \varepsilon_{t,0} + \phi_t \cdot \varepsilon_{t,0} = \varepsilon_{t,0} \cdot (1 + \phi_t)$$

$$\varepsilon_{t,tot} = (\sigma/E_i) / (1 + \phi_t)$$

Quindi è possibile calcolare la deformazione a tempo  $t$  considerando il materiale dotato di un modulo elastico fittizio  $E_t = E_i / (1 + \phi_t)$ . Questo è solo un artificio di calcolo; non significa assolutamente che il modulo elastico istantaneo del legno diminuisca nel tempo, così come per altri materiali viscoelastici. In altre parole se all'istante  $t$  si sottopone il provino ad un incremento di tensione  $\Delta\sigma$ , l'incremento di dilatazione sarà  $\Delta\varepsilon = \Delta\sigma/E_i$  dove  $E_i$  è ovviamente il valore di  $E$  istantaneo del legno.

Il contenuto di umidità invece influisce realmente sul valore effettivo di  $E_i$ .

Per la determinazione del fattore  $\phi_t$ , si ricorda l'espressione proposta nei paesi scandinavi per legno strutturale protetto dalle intemperie e nelle condizioni climatiche locali:

$$\phi_t = 0,5 \cdot t^{0,3}$$



in cui il tempo è misurato in anni, con un valore massimo di  $\phi_t = 2$  (Giordano, 1993).

Si osserva inoltre che, nell'Eurocodice 5 e nella norma tedesca DIN 1052-1, il fattore  $\phi_t$  prende il nome rispettivamente di  $k_{def}$  e  $\varphi$ .

Si mostra nel seguente diagramma il comportamento visco-elastico del legno (Tampone, 1996) (Fig. 2.3.1).

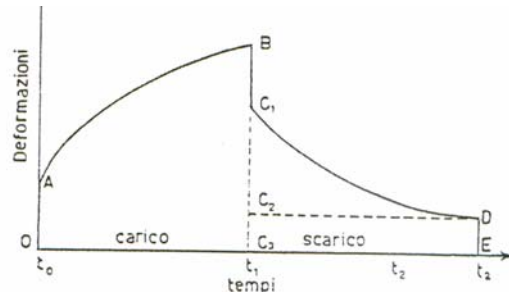


Fig. 2.3.1. Correlazioni tra deformazioni e durata del carico

### *Effetto della stagionatura sotto carico*

Nella maggior parte delle costruzioni viene posto in opera legno cosiddetto “fresco”, cioè con un elevato contenuto di umidità (il valore massimo coincide con l’umidità di saturazione pari al 30%), che poi tende a calare nel tempo con l’essiccazione per l’equilibramento igrometrico con le condizioni ambientali (stagionatura), e quindi con un contenuto di umidità più elevato di quello di equilibrio in esercizio.

I seguenti valori di umidità di equilibrio possono essere considerati rappresentativi (DIN 1052, 1991):

- a) in costruzioni chiuse da tutti i lati
  - riscaldate :  $9 \pm 3\%$  ;
  - non riscaldate:  $12 \pm 3\%$  ;
- b) in costruzioni aperte ma coperte:  $15 \pm 3\%$  ;
- c) in costruzioni esposte alle intemperie:  $18 \pm 6\%$  .

Questo fattore gioca un ruolo importante in quanto può condurre a vari tipi di inconvenienti che devono essere tenuti in conto nella progettazione, tra cui i principali sono:

- il fenomeno della viscosità è maggiormente spiccato e quindi si hanno spostamenti maggiori (il fattore  $\phi_t$  è più elevato, in genere si aumenta di 1);
- con la stagionatura le dimensioni della sezione diminuiscono in maniera apprezzabile a causa della formazione delle fenditure da ritiro; questo

provoca una diminuzione delle caratteristiche inerziali della sezione e quindi, da un lato, un leggero incremento dello stato tensionale, e dall'altro un aumento degli spostamenti (riduzione di rigidità a flessione EI).

Anche la sola alternanza sia pure ciclica delle variazioni termoigrometriche ambientali e quindi del contenuto in umidità del legno, generano un aumento della deformazione differita nel tempo anche se gli aumenti parziali ciclo per ciclo saranno sempre più piccoli con il crescere del numero dei cicli, pervenendo ad una stabilizzazione sia pure a tempi molto lunghi.

Il fenomeno è fortemente influenzato dalle dimensioni dell'elemento strutturale (giacché queste ultime determinano l'effettiva variazione del contenuto di umidità all'interno dell'elemento stesso) e dallo stato di sollecitazione del materiale.

Le fenditure da ritiro rientrano tra quei difetti che definiscono le regole per la classificazione a vista secondo la resistenza degli elementi lignei: della loro presenza, soprattutto se passanti, si tiene conto nell'assegnazione ad ogni elemento di una categoria, a cui corrispondono più bassi valori delle proprietà di rigidità e resistenza, rispetto al caso di legno integro.

Se dall'indagine diagnostica emergono fenditure di notevoli dimensioni, sia in ampiezza che in lunghezza, oltre alla riduzione delle proprietà meccaniche, si può calcolare, la riduzione, per effetto del ritiro, delle dimensioni delle sezioni trasversali degli elementi: alla fine della stagionatura si ipotizza una variazione del contenuto di umidità del legno (per esempio dal 30% al 12%) e si considera un opportuno coefficiente di ritiro, ottenuto dalla media tra il coefficiente di ritiro in direzione radiale e tangenziale (Ceccotti et al., 2005).

Per tener conto dell'effetto del ritiro, anziché ridurre le dimensioni trasversali degli elementi, si potrebbe ricorrere ad un artificio, simulando la variazione di umidità mediante una variazione di temperatura, cioè è utile nel caso si utilizzino programmi di calcolo agli elementi finiti, che non permettono di tenere esplicitamente conto del ritiro. Dalla relazione:

$$\alpha(T, R, L) = \frac{\Delta l(T, R, L)}{l(T, R, L) \cdot \Delta \omega}$$

si ricava la variazione di temperatura da imporre  $\Delta t$ , assumendo una variazione di umidità  $\Delta \omega$ , uguagliando le contrazioni dovute alla variazione di umidità  $\Delta l_{\omega} = \alpha_{\omega} \cdot \Delta \omega \cdot l$  alle contrazioni dovute alla variazione di temperatura  $\Delta l_t = \alpha_t \cdot \Delta t \cdot l$ , essendo noto il coefficiente di dilatazione termica  $\alpha_t$ .

Nel programma si introduce quindi un valore di temperatura di riferimento e solo per valori diversi da questo nascono nel materiale degli sforzi termici. Si fissa per esempio un valore di  $t_{rif} = 0$  e poi si applica nei nodi degli elementi una temperatura detta fixed pari  $t_{fixed} = \Delta t$ . Si ha:

$$\varepsilon_{tL} = \alpha_{tL} \cdot (T - T_{rif}), \quad \varepsilon_{tR} = \alpha_{tR} \cdot (T - T_{rif}), \quad \varepsilon_{tT} = \alpha_{tT} \cdot (T - T_{rif}).$$

dove R, L e T sono rispettivamente le direzioni radiale, tangenziale e longitudinale.

### *Effetto della vetustà*

Il legno, essendo costituito prevalentemente da sostanze di natura organica, patisce in opera un degrado dovuto a cause biologiche oltre che meccaniche, fisiche e chimiche, fortemente relazionato alle condizioni dell'ambiente esterno, che, pertanto, ha una rilevante influenza sulla durabilità della struttura. Inoltre, il legno naturale in opera non è mai esente da difetti, quali nodi, cipollature, fenditure da ritiro, difetti di forma, deviazioni della fibratura, ed anomalie strutturali quali fessurazioni, deformazioni indotte dai carichi di lunga durata, degradazione delle connessioni. Tutto ciò ha effetto sulle caratteristiche meccaniche del materiale di base e sulla resistenza degli elementi strutturali nel loro complesso. Per tale ragione, per gli elementi strutturali in "legno antico" è necessario valutare con procedure, metodi e criteri particolari sia le caratteristiche del legno che lo stato di degrado, determinando successivamente la rigidezza e la resistenza, le quali risultano sicuramente ridotte rispetto a quelle del "legno nuovo".

Gli studi teorici e sperimentali disponibili sul comportamento strutturale del "legno antico" sono pochi e relativi soprattutto a ristretti campi di applicazione pratica. D'altronde, anche a livello europeo, l'Eurocodice 5 si riferisce principalmente alla valutazione della risposta strutturale delle strutture nuove, tralasciando di pervenire ad una trattazione dettagliata ed affidabile per le strutture lignee antiche. Ne discende una forte carenza anche relativamente al settore delle normative tecniche (De Matteis et al., 2004).

La già citata norma UNI 11119, consente di classificare gli elementi strutturali lignei in opera nelle strutture portanti di edifici compresi nell'ambito dei beni culturali. E' quindi possibile assegnare ad ogni elemento ligneo, con un'indagine *in situ* e mediante una classificazione a vista, una categoria in opera, e quindi, in funzione della specie legnosa, un modulo elastico a flessione, necessario per il calcolo delle deformazioni della struttura.

Nella seguente Tabella 2.3.1 si riportano i valori medi dei moduli elastici a flessione del "legno nuovo" (segati a piè d'opera) di alcuni tipi di legno

definiti dalla norma UNI 11035-2 e quelli del “legno antico” (legno di elementi strutturali in opera) definiti dalla norma UNI 11119, facendo riferimento, per quest’ultima, ai valori relativi alla categoria III. Si effettua quindi un confronto per valutare l’entità della riduzione di rigidità dovuta alla vetustà, ovvero all’invecchiamento del legno.

Si evince che il castagno, particolarmente utilizzato per usi strutturali nelle regioni meridionali, subisce più di altri l’effetto del degrado: il modulo elastico a flessione si riduce infatti nel tempo del 27%.

Tabella 2.3.1. Moduli elastici a flessione e percentuali di riduzione dovuto a vetustà

<i>Specie</i>	Moduli elastici E0 [N/mm <sup>2</sup> ]		<i>Riduzione</i> [%]
	<i>Legno nuovo</i> UNI 11035-2	<i>Legno antico</i> UNI 11119 (III)	
Castagno	11000	8000	27
Pioppo	8000	7000	13
Quercia	12000	11500	4

### 2.3.2. *Verifiche*

#### 2.3.2.1. *Quadro normativo*

A differenza delle costruzioni di muratura, acciaio e calcestruzzo, in Italia non esistono norme di calcolo per le strutture di legno. Ciò è dovuto da un lato al progressivo abbandono del legno, sia negli usi tradizionali che per le nuove strutture a vantaggio degli altri materiali come l’acciaio e il calcestruzzo armato, considerati innovativi e superiori per caratteristiche e possibilità di impiego, dall’altro alla progressiva perdita delle nozioni specifiche da parte dei tecnici progettisti. Di fatto, la mancanza di una specifica normativa cogente ha contribuito a frenare la diffusione delle strutture di legno in Italia, mentre nel resto d’Europa si assisteva ad una generalizzata crescita nell’impiego di questo materiale. La mancanza di una norma italiana è stata la causa (e non l’effetto) della diffidenza da parte delle Pubbliche Amministrazioni verso questo materiale di consolidata efficienza strutturale, ed ha contribuito a giustificare la scarsa attenzione riservata al legno nella formazione di un paio di generazioni di professionisti.

Un vasto corpus di rigorose normative per la progettazione e l’esecuzione del collaudo delle strutture di legno è attualmente in dirittura d’arrivo, a livello nazionale con la norma NICOLE e le norme europee EN. Questo permetterà di dare un ulteriore impulso all’uso del legno nel nostro paese, infondendo più

confidenza a costruttori, progettisti ed utenti nell'affidabilità del legno come materiale da costruzione.

La Tabella 2.3.2 seguente sintetizza le tappe dell'evoluzione normativa che, in meno di 30 anni (1935-1962), ha ribaltato il ruolo delle costruzioni in legno: da "tradizionali ed efficaci" si passa ad un malcelato sospetto di scarsa affidabilità.

Tabella 2.3.2. Evoluzione del quadro normativo nazionale.

<i>Anno</i>	<i>Provvedimento</i>
<b>1909</b>	Il R.D. n.193 promulgato a seguito del terremoto di Messina cita la "muratura animata", costituita da intelaiature in legno riempite da muratura, come il più tipico ed efficace sistema antisismico, ed il solo ammesso per edifici multipiano (la muratura ordinaria è ammessa solo per edifici ad un piano).
<b>1916-1935</b>	Vari decreti forniscono istruzioni relative ai "nuovi sistemi costruttivi" (cemento armato e strutture metalliche), considerati come alternativa a quelli tradizionali.
<b>1962</b>	La Legge n. 1684 prescrive che le "costruzioni in legname" sono ammissibili solo previo "motivato nulla osta" del Genio Civile. Il termine "struttura di legname" fa pensare a costruzioni tipo baracche o capanne costituite da materiale "legname grezzo".
<b>1974</b>	La Legge n. 64, ancora vigente, richiede l'emanazione di specifiche regole tecniche per i vari materiali.
<b>1996</b>	Il D.M.LL.PP. 16/01/1996 n.11951 " <i>Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche</i> " parla al punto C1 di <i>struttura in legno</i> restituendo al legno la dignità di materiale strutturale al pari degli altri materiali. Vengono adottati, con D.M.LL.PP. 09/1/1996, gli Eurocodici 2 e 3 per le costruzioni in c.a. e in acciaio nonostante siano ancora norme sperimentali (ENV), e vengono rilasciati dal Ministero i relativi Documenti di Applicazione Nazionale (NAD), aventi la funzione di interfacciare il codice europeo con la norma italiana. L'Eurocodice 5, anch'esso pronto come ENV, non riceve analogo trattamento, ma inizia presso il Ministero LL.PP. il lavoro di una specifica commissione incaricata della redazione delle " <i>Norme tecniche Italiane per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni di legno</i> " (in acronimo "N.I.CO.LE"), che dovrebbero essere una versione semplificata ed italianizzata dell'EC5.
<b>2002</b>	La bozza di "N.I.CO.LE" è pronta e, acquisito il parere favorevole del CNR, è in votazione al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici in attesa di essere pubblicata come Decreto Ministeriale. Essa risulta un sotto-insieme dell'EC5, con riferimento al metodo di verifica agli stati limite.
<b>2003</b>	L'OPCM n.3274 cita gli edifici a struttura di legno tra i sistemi costruttivi ammessi in zona sismica, elimina le limitazioni in altezza per le

---

strutture “interamente realizzate in legno lamellare” (rinnovando il pregiudizio verso il legno massiccio strutturale largamente usato in Europa, Nordamerica e Giappone), inizia a fare riferimento ai principi dell’Eurocodice 8, ma non fissa regole di calcolo specifiche per le strutture di legno. Anzi, nel Capitolo 9 “Edifici con struttura di legno” le subordina alla “emanazione delle corrispondenti norme relative alle combinazioni di carico non sismiche” (anche se le “N.I.CO.LE” erano pronte da un anno).

---

**2004** Viene istituito presso il Consiglio Superiore LL.PP. il Gruppo di Lavoro Annessi Tecnici Nazionali (poi bloccato a lavoro completato).

---

**2005** L’OPCM n. 3431 colma finalmente il vuoto normativo: viene introdotto nel Capitolo 9 un breve testo che riprende i principi degli Eurocodici 8 e 5. L’aspetto più importante è presente nel “campo di applicazione”: le prescrizioni sono da intendere quali integrazioni delle regole di “pertinenti prescrizioni tecnico – normative italiane, quando disponibili”. Poiché nel frattempo l’Eurocodice 5 è stato pubblicato come norma UNI EN definitiva e, il cerchio finalmente sembra chiuso. Ma le recenti Norme Tecniche sconvolgono nuovamente le regole: sostanziali differenze con L’Eurocodice 5, penalizzano questo materiale.

---

**2006** Viene costituita una commissione del CNR per la redazione di “Istruzioni per la progettazione, esecuzione e controllo delle strutture in legno”, attualmente sottoposte ad inchiesta pubblica. Il documento prodotto è il CNR-DT 206.

---

Non disponendo di una normativa nazionale, il progettista (in particolar modo in Italia) deve basarsi su normative estere o europee, che non corrispondono in modo ottimale alle esigenze specifiche nazionali. Le normative a cui quasi sempre il progettista fa riferimento (per le strutture di legno) sono:

- Eurocodice 5, basato sul metodo agli stati limite;
- Norma DIN 1052 dell’anno 1991, basata sul “vecchio” metodo alle tensioni ammissibili, e quella aggiornata agli stati limite del 2004.

Di seguito si riportano, relativamente alle normative citate, i principi fondamentali da seguire per le verifiche di sicurezza e deformabilità.

#### *L’Eurocodice 5*

L’Eurocodice 5 (EC5) “*Progettazione delle strutture di legno*” è pubblicato dall’UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione). Tale documento non è stato ancora recepito dalla legge (come invece è accaduto per l’EC2 sul cemento armato e l’EC3 sull’acciaio con il D.M.LL.PP 09/01/1996); tuttavia può essere ritenuta una norma di comprovata validità in quanto è il

perfezionamento delle normative europee aggiornate sulla base delle recenti ricerche. Alla sua stesura hanno partecipato gli esperti di tutti i paesi europei e i rappresentanti degli Enti Normatori di Germania (DIN), Gran Bretagna (BSI), Francia (AFNOR), ecc.

Attualmente è già stata ratificata la versione definitiva della norma EN 1995:2004 (E) “Eurocode 5 - Design of timber structures” a cui si farà riferimento nel seguito.

L’EC5 definisce le regole di progettazione, calcolo ed esecuzione delle strutture di legno e si basa sul metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per le caratteristiche fisiche (massa volumica) e meccaniche (proprietà di resistenza e rigidità) del legno si deve fare riferimento, per il legno massiccio, alla norma UNI EN 338 e, per il legno di provenienza italiana, alla norma italiana di classificazione UNI 11035.

Le combinazioni delle azioni vanno distinte in base al tipo di verifica: verifica agli stati limite ultimi e verifica agli stati limite di servizio (UNI EN 1990, 2004).

Nota il “tipo di legno” e quindi le relative caratteristiche di resistenza, i valori di progetto si ricavano nel seguente modo:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_m}$$

o per le verifiche tensionali:

$$f_d = k_{\text{mod}} \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

- $R_d$  = resistenza di progetto;
- $f_d$  = tensione di progetto;
- il pedice “d” indica il valore di progetto;
- il pedice “k” indica il valore caratteristico, ossia il frattile 5% inferiore;
- $\gamma_m$  è il coefficiente di sicurezza per i materiali (Tab. 2.3.3);

Tabella 2.3.3. Coefficiente  $\gamma_m$  per il materiale

<i>Combinazioni fondamentali</i>	$\gamma_m$
legno massiccio	1,3
legno lamellare	1,25
<i>Combinazioni eccezionali</i>	1

- $k_{mod}$  è il coefficiente di modificazione che tiene conto dell'effetto sui parametri di resistenza sia della durata del carico sia del contenuto di umidità. In Tabella 2.3.4 sono indicati i valori di  $k_{mod}$  per tutti i tipi di legname da costruzione, in funzione della classe di servizio della struttura.

Le classi di servizio indicano le condizioni climatiche di esercizio della struttura, alle quali è correlata l'umidità media del legno. Si distinguono tre classi di servizio alle quali corrispondono altrettanti livelli di umidità: alla classe 1 corrisponde una percentuale di umidità  $\leq 12\%$ ; alla classe 2 una percentuale di umidità compresa tra il 13% e il 20%; alla classe 3 una percentuale di umidità superiore al 20%.

Tabella 2.3.4. Valori di  $k_{mod}$  per legno massiccio, legno lamellare, LVL, compensato

Classe di servizio	Classe di durata del carico				
	permanente	lungo termine	medio termine	breve termine	istantaneo
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

La classe di durata del carico dipende dal tipo di carico (EC5, 2004).

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico, è opportuno scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde alla azione di minor durata.

A differenza degli altri materiali dove le verifiche di resistenza vengono impostate confrontando la resistenza della sezione con la corrispondente caratteristica di sollecitazione, per le strutture di legno si assume per il materiale un comportamento elastico lineare fino a rottura e pertanto le verifiche si effettuano in termini di tensioni:

$$\sigma_d \leq k \cdot f_d$$

dove:

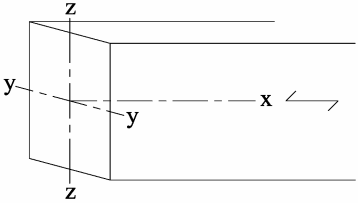
- $\sigma_d$  è la tensione agente di progetto,;
- $k$  è un coefficiente di riduzione che tiene conto dei fenomeni di instabilità (sbandamento) delle aste compresse e delle travi inflesse, dei fenomeni di concentrazione delle tensioni a causa di intagli o particolari geometrie, di altri fenomeni peculiari di alcune tipologie



di elementi strutturali (ad es. travi curve, a doppia rastremazione o centinate); i valori di k riportati nella norma caso per caso.

Per le verifiche allo stato limite ultimo si riportano in Tabella 2.3.5 le formulazioni per la verifiche di resistenza da soddisfare secondo l'EC5, relative alle sollecitazioni semplici e composte.

Tabella 2.3.5. Verifiche di resistenza (EC5)

<p><i>Trazione parallela alla fibratura</i>  <math>\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}</math></p>	<p><i>Compressione parallela alla fibratura</i>  <math>\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}</math></p>
<p style="text-align: center;"><i>Assi della trave</i></p> 	<p style="text-align: center;"><i>Flessione</i></p> $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ <p><math>\sigma_{m,y,d}</math> e <math>\sigma_{m,z,d}</math>: tensioni di calcolo intorno agli assi principali della sezione y e z;  <math>f_{m,y,d}</math> e <math>f_{m,z,d}</math>: corrispondenti resistenze di calcolo;  <math>k_m</math>: coefficiente che tiene conto della ridistribuzione delle tensioni ed assume i valori:                      - 0,7 per sezioni rettangolari;                      - 1 per altre sezioni trasversali.</p>
<p style="text-align: center;"><i>Taglio</i>  <math>\tau_d \leq f_{v,d}</math></p>	<p style="text-align: center;"><i>Torsione</i>  <math>\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d}</math></p> <p><math>k_{shape}</math>: coefficiente pari a:                      - 1,2 per sezioni circolari;                      - <math>\min \begin{cases} 1 + 0,15h/b \\ 2,0 \end{cases}</math> per quelle rettangolare</p>
<p style="text-align: center;"><i>Tensoflessione</i></p> $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	<p style="text-align: center;"><i>Pressoflessione</i></p> $\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$ $\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità, si riportano nella Tabella 2.3.6 le verifiche per i pilastri compressi e, nella Tabella 2.3.7, quelle per le travi soggette a flessione o pressoflessione.

Tabella 2.3.6. Verifica di stabilità per pilastri compressi o pressoinflessi (EC5)

<i>Snellezze</i>	<i>Verifiche</i>
$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$
$\lambda_y$ e $\lambda_{rel,y}$ : corrispondono alla flessione intorno all'asse y; $\lambda_z$ e $\lambda_{rel,z}$ : corrispondono alla flessione intorno all'asse z; $E_{0,05}$ : 5-percentile del modulo di elasticità parallelo alla fibratura.	$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$ $k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$ con: $k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2)$ $k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2)$ dove $\beta_c=0,2$ per gli elementi rientranti nei limiti di rettilineità, per legno massiccio.

Tabella 2.3.7. Verifica di stabilità per travi sollecitate a flessione o pressoflessione (EC5)

<i>Verifica - flessione</i>	<i>Verifica - pressoflessione</i>
$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$	$\left( \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$
$\sigma_{m,d}$ : tensione di calcolo a flessione; $f_{m,d}$ : resistenza di calcolo a flessione; $k_{crit}$ : è un coefficiente che tiene conto della resistenza ridotta dovuta allo sbandamento laterale. Posto uguale a 1 per travi con spostamento laterale impedito del lato compresso per tutta la sua lunghezza e appoggi torsionali	$\sigma_{m,d}$ : tensione di calcolo a flessione; $\sigma_{c,d}$ : tensione di calcolo a compressione; $f_{c,0,d}$ : resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibratura; $k_{c,z}$ : definito sopra.

Per determinare la deformata di una struttura lignea in opera bisogna considerare due fattori. Il primo è la riduzione del modulo elastico per effetto del degrado che nel corso degli anni il legno ha subito. Il secondo fattore è la

viscosità, ossia la deformazione sotto carico costante, cui il legno è soggetto. Quindi la deformazione è la somma di due aliquote: deformazione istantanea ( $u_{ist}$ ) e deformazione differita ( $u_{dif}$ ) dovuta al fluage.

Indicando con  $u_{fin}$  la deformazione finale essa sarà data da:

$$u_{fin} = u_{ist} + u_{dif}$$

Nell'analisi agli Stati Limite di Esercizio la deformazione istantanea dovrà essere calcolata secondo le combinazioni di carico rare e usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza.

Combinazioni rare

$$F_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

La deformazione differita dovrà essere calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, sempre usando il valore medio dell'appropriato modulo di rigidezza e tenendo conto della percentuale di umidità della struttura.

Detta  $u'_{ist}$  la deformazione istantanea calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, la deformazione differita assumerà il valore:

$$u_{dif} = u'_{ist} \times k_{def}$$

dove  $k_{def}$  è un coefficiente che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto all'effetto combinato dell'umidità e della viscosità; si possono utilizzare i valori  $k_{def}$  riportati nel prospetto 4.2.1 della Norma Italiana (Tab. 3.2 dell'EC5).

I valori limite sono riportati nella seguente Tabella 2.3.8.

Tabella 2.3.8. Valori limite della freccia di inflessione delle travi

	$u_{ist}$	$u_{net,fin}$	$u_{fin}$
<i>Trave appoggiata</i>	da L/300 a L/500	da L/250 a L/350	da L/150 a L/300
<i>Trave a mensola</i>	da L/150 a L/250	da L/125 a L/175	da L/75 a L/150

I limiti di deformabilità più restrittivi devono essere utilizzati in presenza di pavimenti e tramezzi rigidi.

Qualora la struttura sia formata da elementi con differente comportamento viscoso, come ad esempio aste e giunti, le formule sopra scritte che fanno riferimento ad un unico valore di  $k_{def}$  non sono più applicabili, pertanto le deformazioni vanno calcolate sul modello della struttura dove le caratteristiche elastiche sono opportunamente fittiziamente ridotte considerando moduli elastici e rigidezza dei giunti ridotti di un coefficiente pari a  $1+k_{def}$ .

#### *La Norma DIN 1052*

L'ultima versione della Norma DIN 1052 è stata di recente (anno 2004) pubblicata e si basa, come l'Eurocodice 5, sul metodo agli stati limite o dei coefficienti parziali. In questa sezione però si fa riferimento alla stessa norma dell'anno 1991, basata sul metodo di dimensionamento alle tensioni ammissibili, che, anche se ormai superato, fa innegabilmente parte delle basi tecniche di molti professionisti ed è ancora oggi spesso applicato in fase di progettazione delle strutture di legno, soprattutto in Germania, Austria, Italia e Svizzera.

I carichi sulle costruzioni sono suddivisi in:

- carichi principali, tra cui i pesi propri e i carichi imposti (incluso il carico da neve e escluso quello del vento);
- carichi secondari, tra cui i carichi dovuti al vento e le forze derivanti da deformazioni (conseguenti a variazioni di temperatura e/o umidità) impediti;
- carichi straordinari: gli urti orizzontali e i carichi da sisma.

Le condizioni di carico da considerare ai fini della verifica di sicurezza sono:

- condizioni di carico H, che comprendono solo carichi principali;
- condizioni di carico HZ, che comprendono carichi principali e carichi secondari.

La verifica della sicurezza avviene secondo il principio che la sollecitazione effettiva deve essere al massimo di valore uguale a una sollecitazione massima ammissibile, e può essere rappresentata nel modo seguente:

$$\sigma_{eff} \leq \sigma_{amm} \quad \text{oppure} \quad \frac{\sigma_{eff}}{\sigma_{amm}} \leq 1$$

- $\sigma_{eff}$  = tensione effettiva dovuta all'azione delle azioni applicate;
- $\sigma_{amm}$  = tensione massima ammissibile.

I valori di resistenza del materiale sono comprensivi dei margini di sicurezza, e quindi più ridotti se confrontati con i valori caratteristici da applicare nel caso della verifica secondo il metodo degli stati limite.

Nella seguente Tabella 2.3.9 si riporta uno schema riassuntivo delle verifiche relative al tipo ed alla direzione della sollecitazione.

Tabella 2.3.9 Verifiche di resistenza e stabilità (DIN 1052)

<b>Elementi tesi</b>	
<p style="text-align: center;"><i>Trazione centrata</i></p> $\frac{N}{A_n} \leq \sigma_{Z//amm}$ <p><math>A_n</math>: sezione trasversale netta;  <math>\sigma_{Z//amm}</math>: tensione di trazione ammissibile in direzione parallela alla fibratura</p>	<p style="text-align: center;"><i>Tensoflessione</i></p> $\frac{N}{A_n} + \frac{M}{W_n} \leq \sigma_{Z//amm} + \sigma_{Bamm}$ <p><math>A_n</math> e <math>W_n</math>: area e modulo di resistenza netti della sezione trasversale;  <math>\sigma_{Z//amm}</math> e <math>\sigma_{Bamm}</math>: tensioni ammissibili di trazione in direzione parallela e di flessione.</p>
<b>Elementi inflessi</b>	
<p style="text-align: center;"><i>Flessione</i></p> $\frac{M}{W_n} \leq \sigma_{Bamm}$ <p><math>W_n</math>: modulo di resistenza netto della sezione trasversale.</p>	
<p style="text-align: center;"><i>Taglio e torsione</i></p> $\frac{\tau_T}{\tau_{Tamm}} + \left( \frac{\tau_Q}{\tau_{Qamm}} \right)^m \leq 1$ <p><math>m</math>: coefficiente che vale 2 per il legno di conifera e 1 per il legno di latifolia;  <math>\tau_T</math>: tensione tangenziale dovuta alla torsione;  <math>\tau_Q</math>: tensione tangenziale dovuta al taglio;  <math>\tau_{Tamm}</math>: tensione ammissibile di torsione;  <math>\tau_{Qamm}</math>: tensione ammissibile di taglio.</p>	
<p style="text-align: center;"><i>Stabilità laterale</i></p> $\frac{M}{k_B \cdot 1,1 \cdot \sigma_{Bamm}} \leq 1$ <p><math>M</math>: momento flettente;  <math>k_B</math>: coefficiente di instabilità flesso-torsionale;</p>	

$k_B = \begin{cases} 1 \rightarrow \lambda_B \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_B \rightarrow 0,75 < \lambda_B < 1,4 \\ 1/\lambda_B^2 \rightarrow \lambda_B \geq 1,4 \end{cases}$	
$\lambda_B : \text{snellezza flessio-torsionale} = \lambda_B = \sqrt{\frac{s \cdot b \cdot \gamma_1 \cdot \sigma_{Bamm}}{\pi \cdot b^2 \cdot \sqrt{E_{//} \cdot G_T}}}$	
<p>h, b: altezza e base di travi rettangolari inflesse;  s: distanza tra i punti in cui il bordo compresso è impedito a spostarsi lateralmente;  <math>\gamma_1</math>: coefficiente di sicurezza che può essere assunto pari a 2 per entrambe le condizioni di carico H e HZ.</p>	
<b>Elementi compressi</b>	
<p style="text-align: center;"><i>Compressione centrata</i> (stabilità di elementi non composti)</p> $\frac{\frac{N}{A}}{\sigma_{kamm}} \leq 1$ <p>N: azione assiale massima;  A= sezione trasversale lorda dell'elemento;  <math>\sigma_{kamm} = \frac{\sigma_{D//amm}}{\omega}</math>;  <math>\sigma_{D//amm}</math>: tensione ammissibile per compressione parallela alle fibre;  <math>\omega</math>: fattore di amplificazione del carico per instabilità;  <math>\lambda</math>: grado di snellezza principale dell'elemento</p>	<p style="text-align: center;"><i>Pressoflessione</i> (resistenza)</p> $\frac{\frac{N}{A_n}}{\sigma_{D//amm}} + \frac{\frac{M}{W_n}}{\sigma_{Bamm}} \leq 1$ <p><math>\sigma_{D//amm}</math>: tensione ammissibile per compressione parallela alle fibre;  <math>\sigma_{Bamm}</math>: tensione ammissibile di flessione.</p> <p style="text-align: center;">(stabilità)</p> $\frac{\frac{N}{A_n}}{\sigma_{kamm}} + \frac{\frac{M}{W_n}}{k_B \cdot 1,1 \cdot \sigma_{Bamm}} \leq 1$ $\sigma_{kamm} = \frac{\sigma_{D//amm}}{\omega}$ <p><math>k_B</math>: coefficiente di instabilità flessio-torsionale.</p>

La deformabilità delle strutture e dei singoli elementi deve essere limitata al fine di garantire l'idoneità delle stesse in condizioni di esercizio. Le limitazioni si riferiscono sia alla presenza dei soli carichi imposti, sia alla presenza di carichi totali.

L'incremento di deformazione dovuto al creep si calcola amplificando la deformazione istantanea ( $u_{ist}$ ), valutata mediante l'analisi strutturale elastica assumendo un modulo elastico ridotto, mediante la seguente espressione:

$$u_{fin} = u_{ist} (1 + \varphi) \quad \text{con} \quad \varphi = (1/\eta_k) - 1 \quad (2)$$

Il coefficiente  $\eta_k$  dipende dal contenuto di umidità e dal rapporto tra i carichi totali ( $q$ ) ed i carichi fissi ( $g$ ).

Si precisa però che le deformazioni degli elementi inflessi dovute ai carichi permanenti, devono essere prese in considerazione solo per carichi permanenti maggiori del 50% dei carichi totali. Infatti, per travi ad una campata con carichi permanenti  $g$  e carichi totali  $q$ , il coefficiente di creep  $\varphi$  deve essere

calcolato con la seguente espressione:  $\varphi = \frac{1}{\eta_k} - 1$ ,

dove per gli elementi di legno con umidità di equilibrio in opera minore del 18% e maggiore del 18%,  $\eta_k$  vale rispettivamente:  $\eta_k = \frac{3}{2} - \frac{g}{q}$  e

$$\eta_k = \frac{5}{3} - \frac{4g}{3q}.$$

Per gli elementi inflessi si considera quale lunghezza effettiva  $L$  la distanza tra i baricentri degli elementi di sostegno. Nel caso di travi ad una sola campata con appoggio diretto su muratura o su calcestruzzo, tale distanza deve essere al massimo pari a 1,05 volte la luce libera fra gli elementi verticali.

I limiti assunti sono gli stessi riportati in Tabella 2.3.8.

### Capitolo III

## L'Appartamento Storico

### 3.1. GENERALITA'

L'Appartamento Storico del Palazzo Reale di Napoli (Fig. 3.1.1a) è il nucleo più antico di tutto l'edificio, situato al piano nobile dove si trovavano la residenza e la sede pubblica dei viceré spagnoli ed austriaci dal 1600 al 1734, e dei re Borboni dal 1734 al 1860. Ad esso si accede dal Cortile d'Onore del Palazzo Reale attraverso un monumentale e luminosissimo Scalone (Fig. 3.1.1b), rivestito di marmi e stucchi, ideato nel 1651 da Francesco Antonio Picchetti e poi sistemato e decorato da Gaetano Genovesi nell'ambito dei generali lavori di sistemazione voluti da Ferdinando II di Borbone in seguito ad un incendio del Palazzo nel 1837 (Electa, 2000).



Fig. 3.1.1. Palazzo Reale di Napoli: a) Facciata su piazza del Plebiscito; b) Scalone.



L'Appartamento Storico si presenta oggi in una forma museografica, assunta dopo i restauri del dopoguerra. Al suo interno sono visitabili la maggior parte delle sale più antiche nelle quali si svolgevano le funzioni istituzionali e di rappresentanza, splendidamente decorate ed adorne di pitture, statue, arazzi e mobili d'epoca.

Sul primo braccio ad ovest che corrisponde al lato di facciata su piazza Plebiscito (Fig. 3.1.2a), detta anche "largo di palazzo" in quanto luogo di parate, tornei e feste popolari, si aprono le stanze comprendenti il *Teatrino di Corte*, allestito da Ferdinando Fuga nel 1768 e le sale di Udienza comprendenti la *Sala Diplomatica* (II), così detta perché vi sostava il seguito delle delegazioni diplomatiche in visita, la *Seconda Anticamera* (IV) e la *Terza Anticamera* (V) mediante le quali si accede alla *Sala del Trono* (VI, Fig. 3.2b), il luogo dell'autorità, nella quale il re riceveva tutti i suoi ospiti. Chiudono questo braccio il *Passaggetto del generale* (VII), il *Salone degli Ambasciatori* (VIII, Fig. 3.1.2c), che divideva le stanze di rappresentanza da quelle private, la *Sala di Maria Cristina di Savoia* (IX), l'*Oratorio di Maria Cristina* (X), la *Sala del Gran Capitano* (XI), la *Sala dei Fiamminghi* (XII).

Sul secondo braccio sono allineate le stanze dell'antico appartamento privato che affacciano a sud, sul golfo, attraverso il verde del giardino pensile. Esso comprende lo *Studio del Re* (XIII), risalente al tempo di Gioacchino Murat, le *Sale della pittura* (XIV-XIX), anch'esse intitolate alla serie di dipinti che conservano, la *Sala delle colonne* (XX) e la *Sala dei pilastri* (XXI).

Girando per il terzo braccio dell'ambulacro si trovano il *Salone da ballo* o *Salone di Ercole* (XXII), un tempo sala dei Viceré, e la *Cappella reale* (XXX, Fig. 3.1.2d), costruita nella metà del XVII secolo su disegno di Cosimo Fanzago e dedicata all'Assunta. Il cassettonato ligneo nel catino absidale è del Cammarano, mentre si deve all'architetto de Simone la scenografica struttura in legno dipinta a finto marmo che ha trasformato l'intera parte absidale. La Cappella fu danneggiata dalle bombe nel 1943 ed è tuttora in restauro, ma conserva ancora opere rilevanti ed è oggi adibita a museo.

Infine, anch'esse disposte a sud, sono le retrostanze, dalla *Sala XXIII* alla *XXVIII*, e la *Sala delle guardie* (XXIX, Fig. 3.1.2e), tutte che si affacciano sul secondo braccio dell'ambulacro (Electa, 2000).



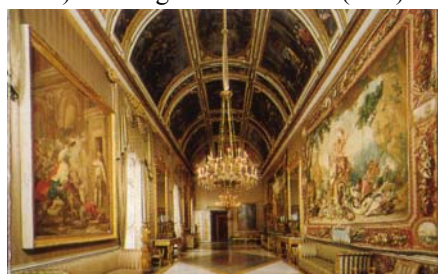
b) Sala del Trono (VI)



d) Cappella reale (XXX)



c) Sala degli Ambasciatori (VIII)



e) Sala delle guardie (XXIX)



Fig. 3.1.2. Appartamento Storico: a) Pianta; b) Alcune sale rappresentative.

### Tipologie strutturali delle coperture

Alcune Sale dell'Appartamento Storico presentano una copertura a volta con struttura portante in muratura, mentre, la maggior parte di esse, sono costituite da strutture lignee che conservano le tipologie tipicamente utilizzate nella pratica costruttiva del tempo. Negli edifici monumentali infatti, dove le luci da coprire risultavano importanti, si realizzavano gli orizzontamenti componendo due unità strutturali principali: la finta volta che aveva la funzione di controsoffittatura della sala, rivestita ed affrescata per nascondere la struttura sovrastante del solaio, il quale svolgeva la funzione portante orizzontale.

Relativamente alla coperture lignee, nel corso dei rilievi sono state messe in luce tre differenti tipologie strutturali (Fig. 3.1.3), di seguito descritte (Marzo et al., 2006):

- *Tipologia 1*: volta con struttura autoportante, appoggiata lungo tutto il perimetro alle pareti murarie (Fig. 3.1.3a);
- *Tipologia 2*: sistema composto volta-solaio, dove la volta, oltre ad appoggiare alla muratura perimetrale, è parzialmente sospesa al solaio sovrastante mediante un sistema di tiranteria lignea (Fig. 3.1.3b);
- *Tipologia 3*: volta appoggiata alla muratura perimetrale e sospesa mediante il sistema di tiranteria lignea ad una struttura appositamente concepita, indipendente dal solaio (Fig. 3.1.3c).

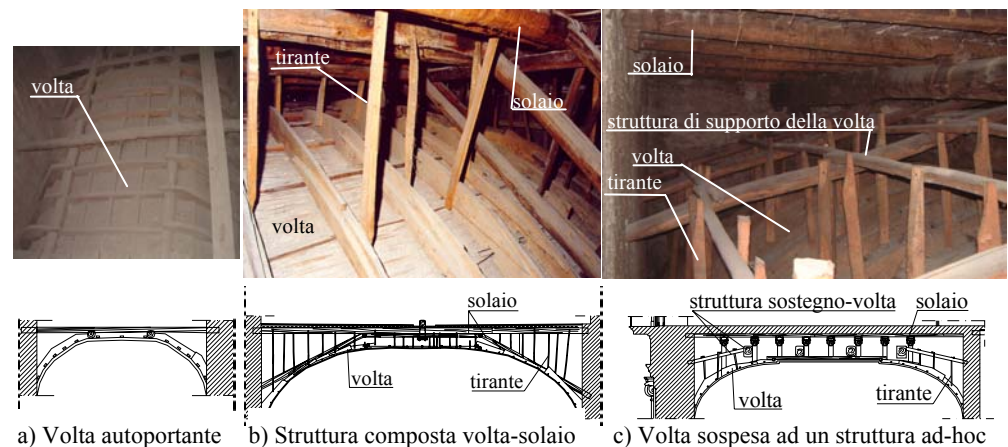


Fig. 3.1.3. Tipologie di copertura dell'Appartamento Storico.

Le specie legnose adoperate per la realizzazione di tali coperture sono: il legno di castagno per gli elementi portanti del solaio e della struttura di tenuta della volta e il legno di pioppo per la struttura della volta e dei tiranti di

collegamento “volta-struttura di sostegno” o “volta-solaio”, in quanto il pioppo è un legno più leggero.

Le volte lignee di controsoffittatura delle sale sono tipiche volte “a schifo”, chiamate anche “a specchio” o “a gavetta”, ovvero formate da volte a padiglione sezionate da un piano orizzontale che individua la chiave di volta centrale. Nella parte curva la struttura delle volte è costituita da un grigliato di centine e listelli e, in funzione della conformazione delle centine, è possibile distinguere le seguenti due tipologie (Fig. 3.1.4):

- *Tipo A*: schema di volte con centine pezzottate a più filari sagomate a taglio. Le centine sono ottenute affiancando e inchiodando due o tre profili a sezione rettangolare e sono disposte ad interasse tra i 30 e i 40cm. Esse sono irrigidite da listelli, anch'essi a sezione rettangolare con dimensioni minori, ortogonali e collegati alle centine mediante “incastro a mezzo legno” (Fig. 3.1.4);
- *Tipo B*: schema di volte con centine sagomate a taglio. La conformazione di tali volte, probabilmente realizzate in tempi più recenti rispetto alle prime, è molto più regolare in quanto le centine sono costituite da profili sagomati e allineati lungo la curvatura della volta, disposte ad interasse costante variabile tra gli 80 e i 120 cm. Alle centine sono inchiodati dal basso i listelli, generalmente di dimensioni minori rispetto a quelli della tipologia A, disposti ortogonalmente ad esse e ai quali sono, a loro volta, inchiodati dal basso altre file di listelli parallele alle centine. In questo caso quindi i listelli formano tra due centine successive un grigliato a maglie pressochè quadrate (Fig. 3.1.5).

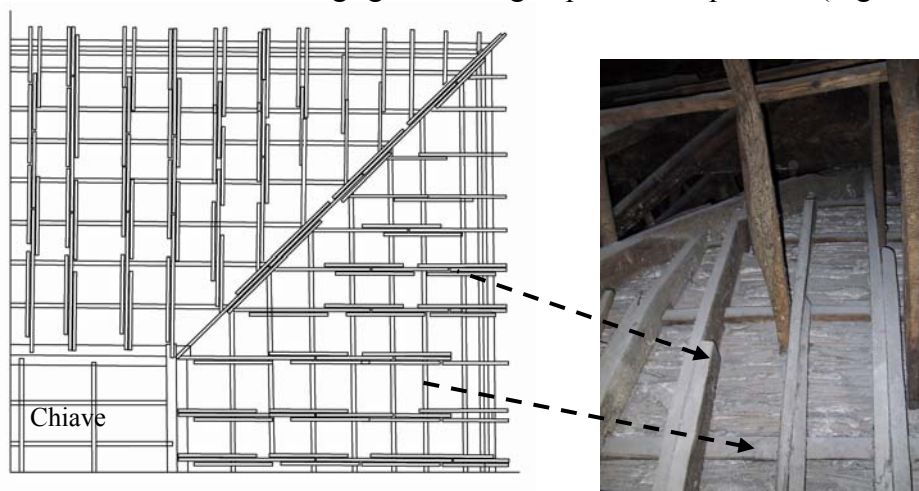


Fig. 3.1.4. Struttura volta Tipo A.

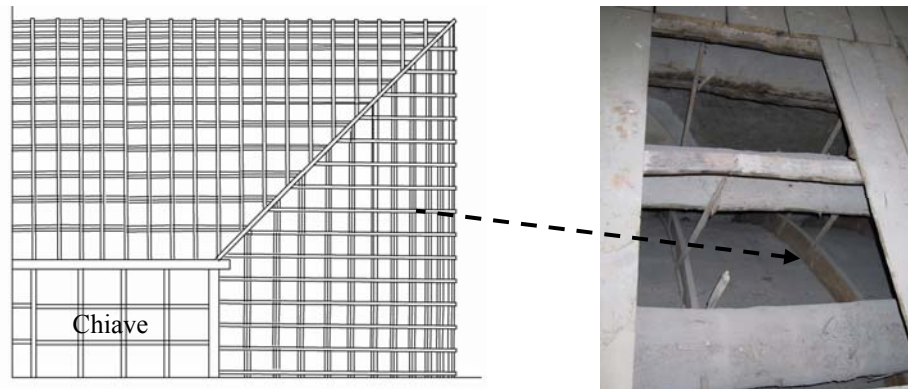


Fig. 3.1.5. Struttura volta Tipo B.

In Figura 3.1.6a si riporta la pianta relativa alla quota di primo ammezzato con il sistema “tenuta volte”, nella quale sono individuate, per ciascuna sala, le tipologie rilevate. In essa le coperture a volte in muratura sono indicate con la lettera “M”: sono quasi tutte volte a botte, con interasse tra i muri di imposta compreso tra i 5 m (*Sala XX*) e i 6,50 m (*Sala VIII*). Le coperture lignee sono invece individuate dalle tipologie strutturali (1, 2, 3) e dal tipo di volta (A, B): alla topologia 1 (autoportanti) appartengono le coperture delle *Sale XXVI* e *XXVII*; alla tipologia 2 appartengono solo le coperture della *Sala II* e della *Sala XXIX*; alla tipologia 3 appartengono tutte le altre.

In particolare, le strutture di copertura della *Sala Diplomatica (II)* e della *Sala delle guardie (XXIX)* sono disposte ad una quota più alta, anche quella relativa al *Salone d'Ercole (XXII)* e alla *Cappella reale (XXX)*, rispetto alla quota di primo ammezzato, pertanto non visibili nelle piante riportate precedentemente.

I solai delle strutture di copertura lignee sono solai a doppia o a semplice orditura, a seconda che l'assito è posto direttamente sulle travi principali o vi siano interposti i travicelli, rispettivamente (Fig. 3.1.6b).

I solai delle *Sale XV* e *XXIV* presentano elementi aggiunti in seguito ad interventi recenti, costituiti da travi di rinforzo con sezione composta acciaio-calcestruzzo.

In particolare, il solaio della *Sala XXIV* (Fig. 3.1.7), è un solaio a doppia orditura e in corrispondenza della mezzeria delle travi principali, si rilevano due travi composte acciaio-calcestruzzo, collegate all'orditura lignea principale mediante staffe traverse. Alle strutture della sala *XV* non è stato possibile accedere, ma da rilievi precedenti risulta presente lo stesso tipo di intervento. Le volte, realizzate con centine pezzotate a più filari, appartengono alla tipologia A.

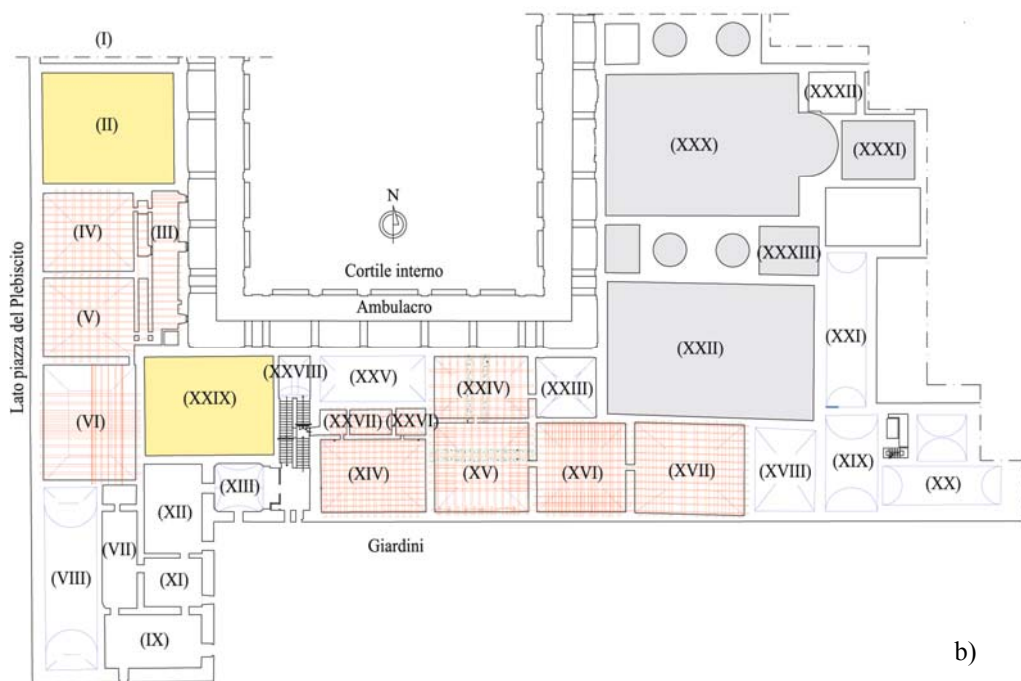
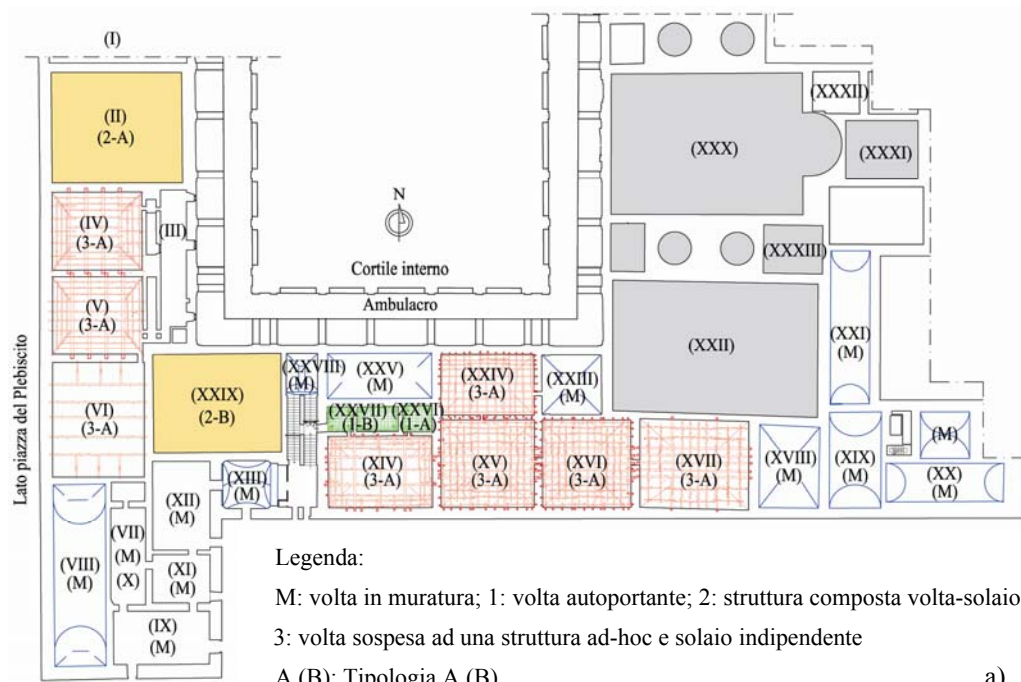


Fig. 3.1.6. Pianta quota ammezzato 1°: a) Orditura volte; b) Orditura solai.

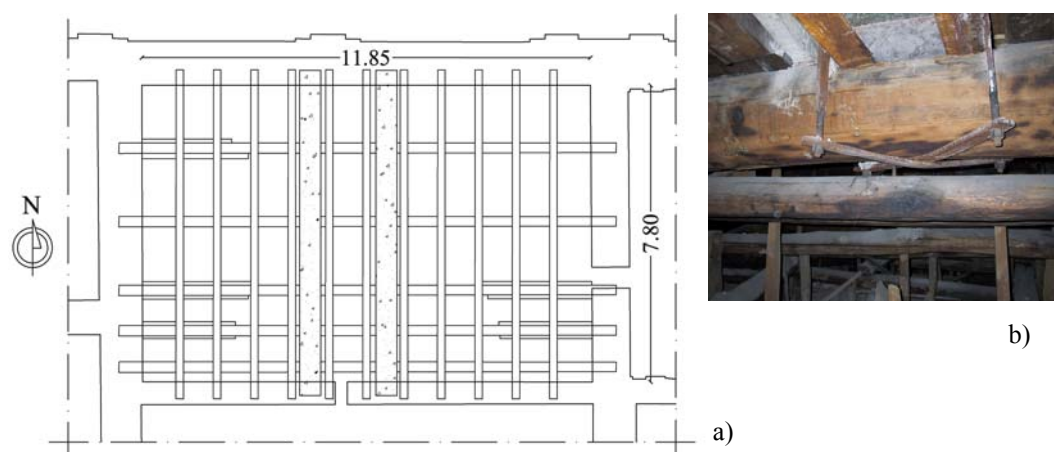


Fig. 3.1.7. Pianta solaio Sala XXIV: a) Orditura solaio; b) Particolare dell'intervento.

Nei paragrafi che seguono si presenta lo studio delle strutture dell'Appartamento Storico appartenenti alle tipologie 2 e 3, alle quali è stato possibile accedere lungo almeno due dei quattro lati, consentendo un rilievo dettagliato e la completa visibilità di quasi tutti gli elementi strutturali. La metodologia di analisi applicata è stata dettagliatamente illustrata nel Capitolo 2.

### 3.2. METODOLOGIA DI ANALISI

Per la valutazione dello stato di conservazione delle strutture in esame la procedura di seguito schematizzata.

#### *Fase 1. Rilievo geometrico e fotografico*

E' stato condotto un dettagliato rilievo geometrico e fotografico, nonché un attento esame visivo allo scopo di conoscere la funzione e la dimensione di ciascun elemento e la sua posizione nella gerarchia della struttura. Attraverso l'esame visivo è stato possibile definire la specie legnosa, valutare la presenza di eventuali attacchi biotici e rilevare gli eventuali difetti originari o dovuti ai successivi degradi. E' stato valutato anche il grado di funzionalità delle connessioni (giochi, distacchi ecc.), con particolare riguardo ad eventuali attacchi biologici, deformazioni e rotture.

#### *Fase 2. Indagine diagnostica del legname in opera*

Per la determinazione delle proprietà meccaniche del legno antico di castagno è stata condotta un'ampia campagna sperimentale, sia su travi in

dimensione d'uso strutturale sia su provini in legno netto, nel Laboratorio di Analisi e Progettazione Strutturale di Napoli.

La tipologia di prova e, conseguentemente, le caratteristiche geometriche del provino, sono state scelte in funzione della caratteristica meccanica da determinare. In particolari sono state condotte:

- prove a flessione su travi in dimensione d'uso strutturale per la determinazione del modulo elastico a flessione longitudinale (Calderoni et al., 2003; Mazzolani et al., 2004a);
- prove a compressione longitudinale e trasversale alla fibratura su provini in legno netto e su provini in dimensione d'uso strutturale, per la determinazione dei rispettivi moduli elastici a compressione (Giubileo, 2005);
- prove di giunti a flessione su provini in legno netto, per determinare la resistenza dei collegamenti chiodati, tipici delle costruzioni in legno (Marzo, 2003; Giubileo 2005);
- prove resistografiche per la determinazione indiretta delle caratteristiche meccaniche del legno in sito (Giubileo, 2005).
- prove a rifollamento longitudinali e trasversali alla fibratura su provini in legno netto (Marzo, 2003; Giubileo, 2006);

A queste prove sperimentali sono state affiancate indagini in situ condotte dall'IVALSA nei mesi di novembre e dicembre del 2004, sugli elementi strutturali del solaio della Sala Diplomatica, consistenti nelle indagini non distruttive che si descriveranno in dettaglio nel paragrafo successivo. Tali indagini hanno avuto come fine la valutazione della sezione resistete effettiva, del grado di umidità e della estensione di eventuali attacchi biotici, permettendo l'assegnazione di ogni elemento strutturale ad una classe di resistenza, con determinate caratteristiche meccaniche, secondo la norma UNI 11119 (2004).

La stessa classe di resistenza determinata per il castagno è stata assegnata al legno di pioppo.

Le informazioni ottenute dalle prove sperimentali su elementi in legno vecchio e dalle indagini in situ condotte sulla Sala Diplomatica (II), sono state utilizzate per l'analisi di tutte le strutture in legno delle sale oggetto di studio. In tal modo è stato possibile valutare la resistenza residua di ogni elemento strutturale analizzato, al fine di condurre le verifiche di sicurezza e determinare il coefficiente di sicurezza delle strutture.

### *Fase 3. Modellazione*

Sulla base delle conoscenze acquisite nel corso delle due fasi precedenti, è stato messo a punto un modello tridimensionale della struttura mediante il codice di calcolo Sap2000 (Wilson, 1998). Date le numerose irregolarità



strutturali sono state adottate necessariamente delle approssimazione nella fedinizione del modello, condotte sempre a vantaggio di sicurezza e valutandone di volta in volta l'efficacia e l'opportunità.

Al fine di valutare l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo nella struttura durante tutte le fasi di vita, sono stati messi a punto tanti modelli quanti sono gli schemi statici individuabili nelle differenti fasi. Inoltre sono stati considerati due modelli meccanici del materiale differenti: legno nuovo per i modelli corrispondenti a tutte le fasi di realizzazione e legno vecchio per i modelli corrispondenti alle condizioni attuali.

Per le caratteristiche meccaniche del legno nuovo sono stati utilizzati i valori presenti in letteratura (Giordano, 1989), mentre per le caratteristiche meccaniche del legno vecchio si è fatto riferimento ai risultati della fase di indagine diagnostica in situ (Fase 2).

A vantaggio di sicurezza si considera anche l'azione del sisma verticale, anche se nessuna delle strutture in oggetto rientra nei casi definiti dalla norma sismica. L'azioni sismica si valuta convenzionalmente mediante un'analisi statica: il sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, ha come risultante una forza statica equivalente ( $F_v$ ), calcolata, secondo l'OPCM 3431 oppure secondo il D.M. 16/1/1996. Si riportano in Tabella 3.2.2 le formule per il calcolo di  $F_v$ .

Tabella 3.2.2. Forze sismiche verticali equivalenti.

	<i>OPCM 3431</i>	<i>D.M. 16/1/1996</i>
$F_v$	$F_v = 0,45 \cdot (G_k + 0,3Q_k)$	$F_v = 0,14 \cdot (G + 0,3Q)$

#### *Fase 4. Analisi strutturale*

L'analisi delle strutture delle sale II, VI, XXIV e XXIX è stata condotta secondo il metodo agli stati limite, mentre l'analisi della Sala IV è stata condotta secondo il metodo alle tensioni ammissibili, anch'esse esposte nel Capitolo 2. Al fine di evidenziare le eventuali differenze derivanti dall'applicazione dei due metodi alla stessa struttura, la Sala V è stata studiata mediante entrambi gli approcci.

Stato deformativo e stato tensionale sono stati analizzati per tutte le fasi di vita caratteristiche di ciascuna struttura.

Per la valutazione della deformazione attuale sono stati considerati tre effetti: 1) la riduzione del modulo elastico per il degrado tipico del legno; 2) le deformazioni viscosi (creep) sotto carico costante; 3) il contenuto di umidità nel materiale.

### Fase 5. Verifiche

Le verifiche sono state condotte, come detto, con il metodo agli stati limite secondo l'EC5 per alcune strutture e con il metodo alle tensioni ammissibili secondo la DIN 1052 per altre. In particolare sono state condotte le seguenti verifiche:

- *Deformabilità*

Secondo l'EC5 i limiti di deformabilità per le travi principali di un solaio sono i seguenti:

$$1) u_{z,Qk1} \leq L/300$$

$$2) u_z \leq L/200$$

dove  $u_{z,i,Qk1}$  è lo spostamento verticale istantaneo dovuto ai carichi variabili e  $u_z$  è lo spostamento verticale istantaneo dovuto ai carichi totali.

Secondo la DIN 1052-1/A1 (1996) si valuta solo la deformazione finale delle travi che deve essere limitata al valore:

$$u_{fin} \leq L/300.$$

- *Resistenza*

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi, per determinare la resistenza di progetto del materiale legno nelle condizioni attuali di conservazione bisogna tener conto che essa è influenzata sia dalla durata del carico agente che dal contenuto di umidità. Di tali effetti si tiene conto mediante il coefficiente  $k_{mod}$ , che interviene nella determinazione della resistenza di progetto nella seguente equazione:

$$f_d = k_{mod} f_k / \gamma_m \quad (3)$$

dove  $f_k$  è il valore caratteristico della resistenza e  $\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza, che nel caso di legno massiccio è uguale a 1.3. Il coefficiente di riduzione  $k_{mod}$  è definito come una funzione della classe di durata dei carichi e della classe di servizio della struttura. Le classi di servizio sono 3 con caratteristiche meccaniche decrescenti dalla prima alla terza. Per combinazioni che includono carichi di diversa durata bisogna considerare il  $k_{mod}$  relativo al carico di durata minore. Pertanto, per legno massiccio, terza classe di servizio, e carichi di media durata,  $k_{mod}$  è uguale a 0.65. Di conseguenza  $f_d = 0.5f_k$ .

Le resistenze caratteristiche utilizzate sono riportate in Tabella 3.2.2, distinte per tipologia di sollecitazione e per specie legnose.

Nelle verifiche alle tensioni ammissibili invece la norma UNI 11119 del 2004 fornisce direttamente i valori delle tensioni ammissibili del legno in opera, distinte per specie legnose, distinguendo 3 classi di resistenza con caratteristiche di resistenza che diminuiscono dalla prima alla terza.

Le resistenze ammissibili utilizzate, relative alla 3° classe di resistenza, sono riportate in Tabella 3.2.3, distinte per tipologia di sollecitazione e per specie legnose.

Tabella 3.2.2. Resistenze di progetto  $f_d$  del legno vecchio ( $\text{kN/m}^2 \times 10^{-3}$ ).

Sollecitazione		Specie legnose	
		Castagno	Pioppo
Compressione // alla fibratura	$(f_{c,0,k})$	26.0	22.0
Tensione // alla fibratura	$(f_{t,0,k})$	24.0	16.0
Flessione	$(f_{m,k})$	40.0	27.0
Taglio	$(f_{v,k})$	3.8	2.8

Tabella 3.2.3. Resistenze ammissibili  $\sigma_{amm}$  del legno vecchio ( $\text{kN/m}^2 \times 10^{-3}$ ).

Sollecitazione		Specie legnose	
		Castagno	Pioppo
Compressione // alla fibratura	$(\sigma_{c,amm})$	9.0	8.0
Tensione // alla fibratura	$(\sigma_{t,amm})$	9.0	7.0
Flessione	$(\sigma_{m,amm})$	10.0	8.5
Taglio	$(\sigma_{v,amm})$	0.7	0.5

Le verifiche hanno permesso di evidenziare le sezioni critiche di ciascun elemento fornendo indicazioni, laddove è risultato necessario, sull'intervento di recupero o adeguamento strutturale da adottare.

### 3.3. LA SALA DIPLOMATICA (SALA II)

La Sala Diplomatica (Fig. 3.3.1) è la sala II situata al piano primo, adiacente al Teatrino di Corte. Essa fu adibita, durante il regno di Carlo di Borbone, ad anticamera dove sostava il seguito delle delegazioni diplomatiche ricevute nella Sala del Trono. Sulla volta si ammira l'affresco di Francesco De Mura (1696-1782) con l'*Allegoria delle virtù di Carlo di Borbone e Maria Amalia di Sassonia* (1738) ed alle pareti, due arazzi Gobelins della serie delle *Allegorie degli Elementi: il fuoco e l'aria* tessuti da Louis de La Tour su cartoni di Charles Lebrun per celebrare il potere di Luigi XIV di Francia (Electa, 2000).

Una passerella provvisoria situata nell'intercapedine tra la volta ed il solaio lungo il lato est-ovest, percorribile in posizione quasi eretta, permette l'ispezione della struttura di copertura. Ad essa si accede dal terrazzo al secondo piano, in corrispondenza dell'ambulacro.

La struttura è costituita da un complesso volta-solaio-capriata (tipologia 3, vedi par. 3.1) interamente in legno ed è databile tra la metà del 1600 e i primi

anni del 1700, unica data certa è quella relativa all'affresco sulla volta.

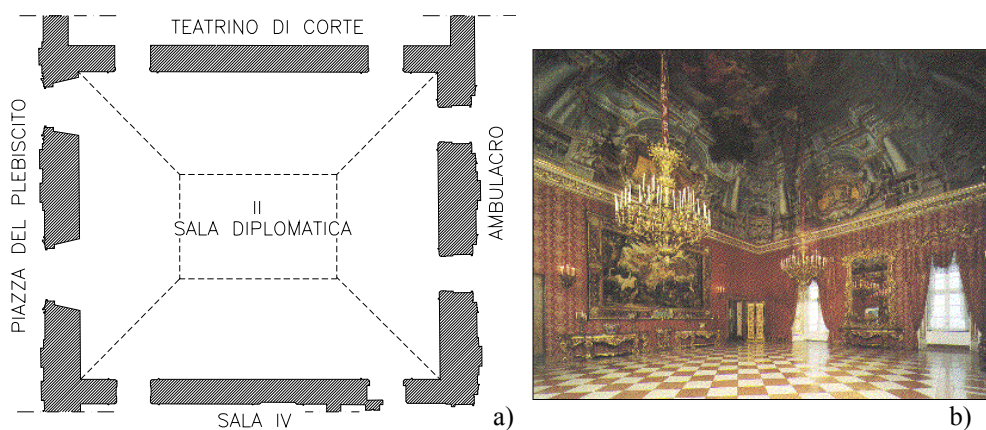


Fig. 3.3.1. La Sala Diplomatica: a) pianta; b) vista interna.

La volta costituisce la controsoffittatura della sala, all'intradosso della quale troviamo l'affresco; il solaio al quale è sospesa la volta, costituisce la struttura portante orizzontale; la capriata realizzata in corrispondenza della mezzera del solaio, ortogonalmente alle travi e collegata ad esse svolge una funzione di irrigidimento. Il collegamento volta-solaio avviene mediante tiranti lignei, mentre quello capriata-solaio mediante staffe metalliche che legano la catena ad alcune travi. Di seguito si riporta il rilievo geometrico dettagliato, corredato da fotografie della struttura lignea di copertura (Marzo, 2003; Mazzolani et al., 2004).

### 3.3.1. Rilievo geometrico e fotografico

La complessa struttura lignea è composta, come detto, da tre sistemi strutturali principali: 1) la volta, che costituisce la controsoffittatura della sala, all'intradosso della quale è applicato lo strato d'incannucciata e stucco; 2) il solaio ligneo la cui orditura è irrigidita mediante un sistema di sottotravi e puntoni ed al quale è collegata la volta mediante un sistema di tiranteria lignea; 3) la capriata, realizzata al di sopra del solaio in corrispondenza della mezzera ed ortogonalmente all'orditura principale, la cui catena è collegata alla struttura sottostante mediante fasciatura metallica.

Il rilievo geometrico ha permesso di conoscere le tipologie e le dimensioni degli elementi (travi, puntoni, tiranti ecc.) che costituiscono la struttura, mentre alcuni saggi effettuati nel solaio hanno permesso di approfondirne la morfologia e di conoscere lo spessore dello strato di caldana prima che le opere di completamento fossero rimosse. La struttura della capriata era

inizialmente nascosta da due pareti in mattoni forati, che è stato necessario demolire per poter procedere al rilievo.

### 3.3.1.1 La volta

La volta rappresenta l'ossatura di sostegno dell'incannucciata che fornisce supporto agli stucchi. Essa copre l'intera superficie della sala che ha dimensioni  $16,80 \times 14,20 \text{m}^2$  (Fig. 3.3.2). La chiave di volta (parte orizzontale) ha dimensioni  $7,42 \times 4,80 \text{m}^2$ . La struttura della volta è costituita da un grigliato di centine e listelli nelle parti curve e da un grigliato di elementi lignei nella parte orizzontale in chiave di volta. I profili che formano le centine sono a sezione rettangolare il cui spessore si può considerare costante e pari a circa 4 cm, ma la cui altezza varia tra 5 cm e 20 cm. La curvatura delle centine è conferita collegando elementi di lunghezza diversa in modo da formare una spezzata (Fig. 3.3.2a, b). La sezione resistente è stata ottenuta affiancando tre elementi di sezione rettangolare ed altezza variabile, inchiodati tra loro mediante due o tre chiodi e posti in opera in modo tale che “...una tavola abbracci l'altra”(CLEAN, 1996), ossia a sandwich. Solo in prossimità degli spigoli della volta è stata usata per le centine una sezione semplice rettangolare. Ad irrigidire la struttura sono state disposte quattro costole inclinate di circa  $45^\circ$  rispetto alla direzione delle centine, ai quattro spigoli della volta, la cui sezione è realizzata a sandwich come per le centine (Fig. 3.3.2c).

Le centine sono poste ad interasse variabile; in particolare dal rilievo geometrico si evidenzia che in prossimità delle quattro costole della volta, l'interasse è ridotto rispetto a quello rilevato nelle parti rimanenti.

I listelli, posti ortogonalmente alle centine ed incastrati ad esse dal basso sono di sezione rettangolare variabile tra  $3 \times 5 \text{cm}^2$  e  $3 \times 6 \text{cm}^2$  e disposti ad interasse circa uguale a quello delle centine in modo tale che la griglia risulta a maglie pressoché quadrate.

La chiave di volta è costituita da una griglia rettangolare di elementi di sezione circolare racchiusi in un perimetro di chiave costituita da elementi aventi lo stesso diametro di 12cm: in direzione X si rilevano 12 elementi di diametro 8-10cm con interasse 40cm; in direzione Y si rilevano 6 elementi di diametro 10-12cm, con interasse di circa 1.00m. tali elementi sono chiodati tra loro e agli elementi del perimetro di chiave (Fig. 3.3.2a).

La volta è appoggiata alla muratura lungo tutto il perimetro ed è collegata mediante tiranti lignei, distribuiti in modo non uniforme, al solaio sovrastante (Fig. 3.3.2b, c). I tiranti convergono nell'intersezione centina-listello e sono chiodati alle due estremità agli elementi del solaio e agli elementi della volta

rispettivamente. Sono stati rilevati anche dei sottili cavi metallici installati recentemente, probabilmente per migliorare il collegamento volta-solaio, ma il loro posizionamento risulta scorretto e dannoso in quanto il punto di congiungimento alla volta è sull'incannucciata (Fig. 3.3.2c).

All'intrastraosso della volta lo strato di canne e gesso completate con strato di stucco creano la base dell'affresco.

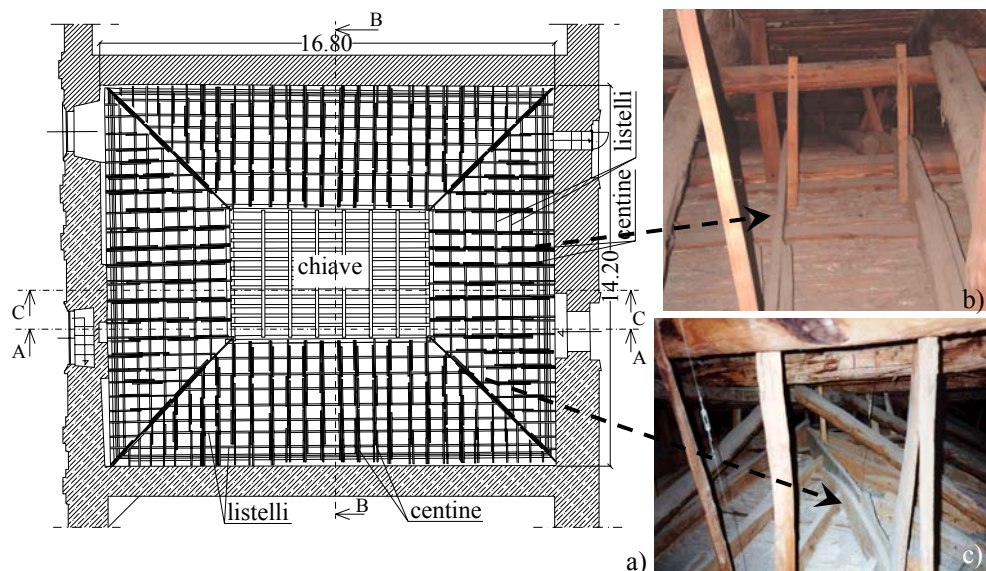


Fig. 3.3.2. Struttura della volta: a) Carpenteria; b) Particolare costola; c) Particolare parte laterale; d) Sezioni A-A.

### 3.3.1.2. Il solaio

Il solaio è costituito da un'orditura principale di travi disposte secondo la luce minore, ciascuna costituita da due tronchi che si affiancano nella mezzera per circa 5 m e che in tale tratto sono collegati mediante 4 chiodi ad interasse di circa 1.50 m (Fig. 3.3.3a, b). Detti chiodi sono a sezione quadrata di lato di circa 5 mm nella parte terminale che fuoriesce dalla trave, mentre la testa ha un diametro di circa 4 cm.

L'interasse tra le travi del solaio è variabile tra 0.80 m e 1.00 m.

Le travi hanno sezioni variabili tra 17cm e 30cm di diametro, ma i tratti con diametro minore si trovano in corrispondenza della zona in cui i tronchi sono affiancati. Una sola delle travi, indicata in Figura 3.3.3a come trave a sezione rettangolare, è un unico elemento lavorato di sezione rettangolare che copre l'intera luce ed ha sezione trasversale  $0.38 \times 0.48 \text{ m}^2$ . Inoltre il rilievo ha permesso di osservare che sono state poste in opera senza alcuna lavorazione,

tranne probabilmente la bruciatura della parte che poggia sul muro ad evitare che marcissero.

Il solaio così realizzato è irrigidito mediante tre sistemi: 1) puntoni e sottotravi longitudinali configurati a portali e posti al di sotto delle travi principali, di sezione circolare di diametro circa 12 cm; tale sistema non è presente per le prime tre travi da entrambi i lati (Fig. 3.3.3c, d); 3) due sottotravi ortogonali alle travi principali di diametro circa 12 cm (Fig. 3.3.3); 4) quattro puntoni di sezione circolare ortogonali alle travi e disposti a raggiera (Fig. 3.3.3c, e); di quest'ultimo sistema se ne rilevano tre per ogni lato: uno in corrispondenza della mezzeria delle travi e gli altri due in adiacenza delle due sottotravi trasversali. Come si evince dalla Figura 3.3.3.e, il terzo puntone, a partire dal muro, ha diametro maggiore degli altri tre, circa 14 cm, avendo gli altri un diametro di circa 12 cm. Tutte le sezioni sono ottenute da tronchi d'albero semplicemente scortecciati.

In corrispondenza della trave a sezione rettangolare si rilevano due puntoni inclinati senza sottotrave longitudinale.

I collegamenti tra i vari elementi sono realizzati mediante chiodatura.

In corrispondenza della trave posta in prossimità del muro di facciata, il rilievo ha messo in evidenza la presenza di cinque travi poste ortogonalmente ad essa (Fig. 3.3.3a), disposte tra i due sistemi di puntoni a raggiera, ad interasse costante pari a circa 0.50 m. La loro sezione è circolare e di circa 20 cm di diametro. Esse coprono solo la luce che va dal muro alla prima trave del solaio e dunque sono di lunghezza pari a 1.50 m.

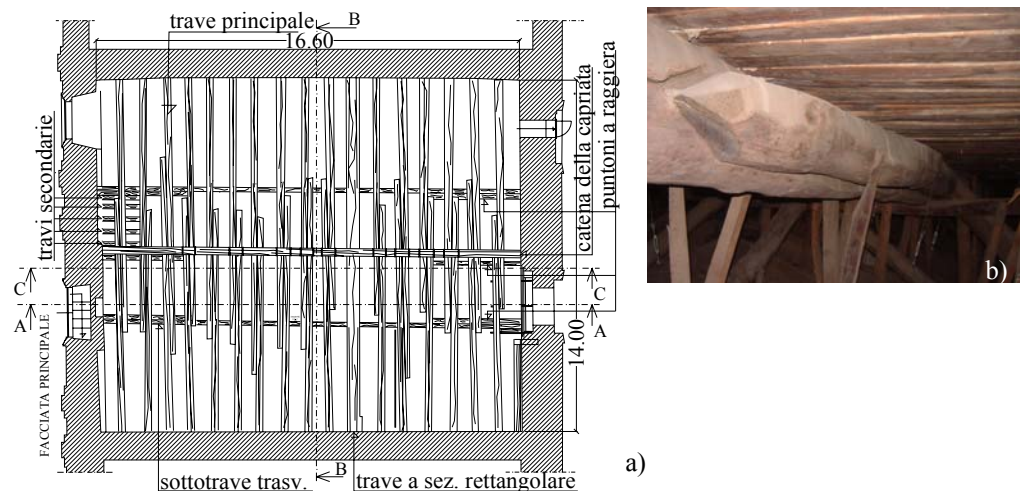


Fig. 3.3.3. Struttura del solaio: a) Carpenteria; b) Particolare sovrapposizione trave; c) Sezioni; d) Sistema di irrigidimento longitudinale; e) Sistema di irrigidimento trasversale. (continua)

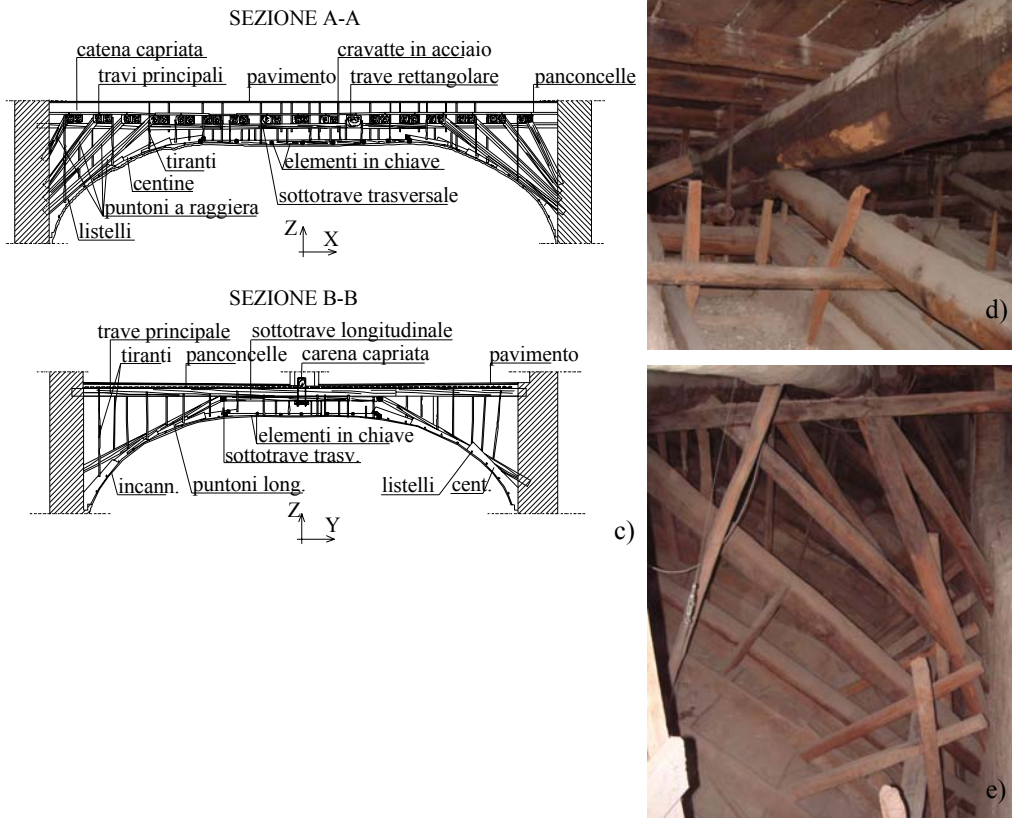


Fig. 3.3.3. Struttura del solaio: a) Carpenteria; b) Particolare sovrapposizione trave; c) Sezioni; d) Sistema di irrigidimento longitudinale; e) Sistema di irrigidimento trasversale.

Il collegamento tra tali travi e quelle del solaio è realizzato mediante strisce metalliche o di cuoio larghe circa 5 cm e dello spessore di qualche millimetro (Fig. 3.3.4).



Fig. 3.3.4. Travi di lunghezza ridotta adiacenti al muro di facciata.



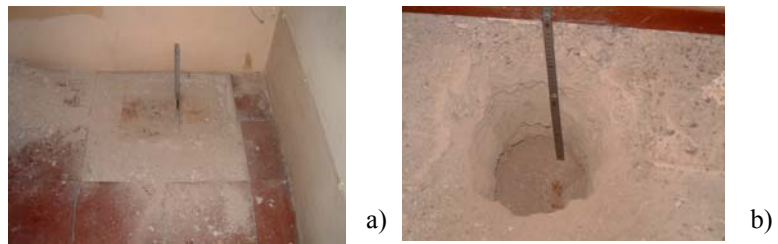


Fig. 3.3.5. Posizione dei saggi: a) All'appoggio; b) In mezzeria.

### 3.3.1.3 La capriata

La capriata è disposta in prossimità della mezzeria del solaio, perpendicolarmente all'orditura delle travi ed era racchiusa tra due pareti in mattoni, che sono state demolite (Fig. 3.3.6). La geometria della capriata è simile a quelle di copertura del palazzo (Fig. 3.3.6a). L'altezza della capriata è di circa 7,00 m. I puntoni sono a sezione variabile a tratti: all'appoggio si ha una sezione composta da due sezioni circolari e due rettangolari, procedendo verso la sommità si riduce fino a diventare composta dalle sole due sezioni circolari (Fig. 3.3.6c). I monaci principali, posti ad una distanza reciproca di circa 6.00 m, sono realizzati con sezione rettangolare composta i cui elementi sono collegati mediante chiodatura e fasciatura con anelli metallici posti ad una distanza di circa 1.00m. Ad essi sono collegati due ordini di saette, uno di sezione rettangolare e l'altro di sezione circolare. Il monaco centrale e le relative saette sono di sezione semplice circolare.

Nella Figura 3.3.6 sono indicate anche le sezioni dei vari elementi. Il collegamento tra la catena principale della capriata e le travi del solaio è realizzato mediante un sistema di staffe metalliche di sezione  $50 \times 5 \text{ mm}^2$  sagomate ad U, che "abbracciano" trave e catena (Fig. 3.3.6b). Detto collegamento però non è stato realizzato in corrispondenza di tutte le travi del solaio, se ne contano infatti solo nove disposti in maniera discontinua.

Nella Figura 3.3.6a si evidenzia la presenza di tiranti inclinati in ferro, che erano parte del sistema di controventamento dei tramezzi stessi, non interferendo in alcun modo con la struttura lignea.

I due grossi lampadari della Sala Diplomatica (Fig. 3.3.7) sono sospesi alla catena della capriata.

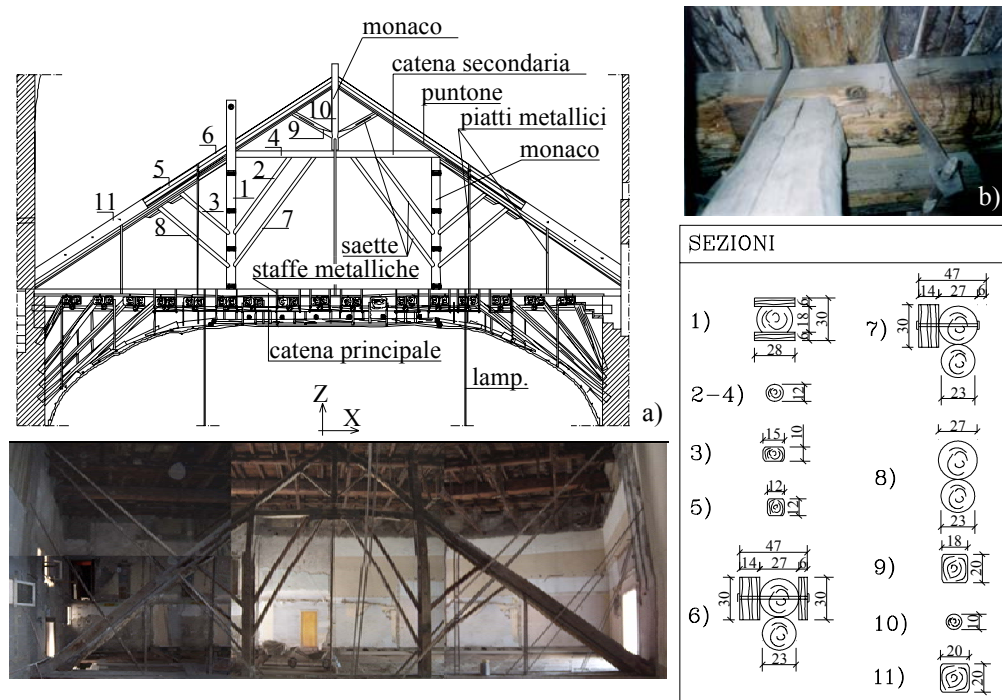


Fig. 3.3.6. Capriata: a) Prospetto; b) Particolare collegamento travi-catena; c) Sezione trasversale degli elementi.



Fig. 3.3.7. Lampadario

### 3.3.2. Indagine diagnostica del legname in opera

#### 3.3.2.1 Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione

La specie legnosa è stata determinata secondo le modalità indicate dalla norma UNI 11118 (2004): gli elementi sono tutti in legno di castagno (castanea saliva Mill), fatta esclusione per la trave 11, il solo elemento in un

pezzo unico a sezione rettangolare, privo di connessioni, che è di abete bianco (*Abies alba* Mill.) (Fig. 3.3.8 a, b).

La metodologia seguita per l'identificazione strutturale è quella prevista dalla normativa UNI 11119 (2004), integrata con ispezione strumentale tramite trapano resistografico per la valutazione dello stato di conservazione delle porzioni di elemento inserite all'interno delle murature.

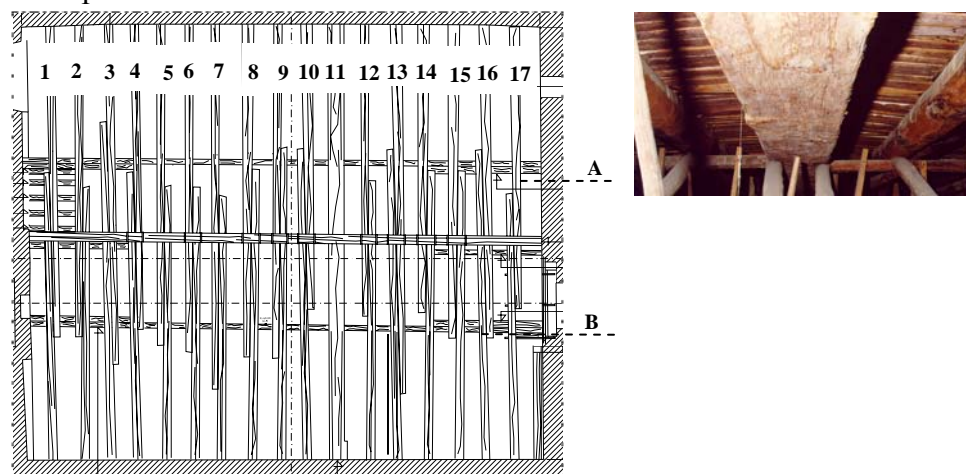


Fig. 3.3.8. a) Carpenteria; b) Particolare trave n. 11.

L'indagine ha permesso di eseguire la classificazione strutturale degli elementi, in quanto è assicurato il completo accesso a ciascun elemento, una volta rimosse le panconcelle, come richiesto e come previsto dalla normativa citata. I risultati delle indagini condotte evidenziano quanto segue:

- Tutte le travi hanno un appoggio sulla muratura estremamente limitato (10-15cm), inoltre gli appoggi delle travi 4, 5, 6, 7 e 8 presentano una vistosa sofferenza del muro sottostante, causata probabilmente da un sovraccarico gravante sull'appoggio molto limitato (Fig. 3.3.9).
- Su quasi tutti gli elementi sono diffusi pesanti attacchi da parte di insetti Anobidi che hanno degradato l'alburno, così come sono diffusi dei camminamenti di termiti corrispondenti ad attacchi non più in atto che non hanno provocato diminuzioni di sezione rilevanti, essendo tutti a carico unicamente dell'alburno (Fig. 3.3.10a), essendo l'alburno nel castagno corrispondente ad uno spessore molto limitato (solitamente inferiore al centimetro).
- Le prove resistografiche hanno evidenziato cipollature tipiche del castagno (Fig. 3.3.10b). Le connessioni chiodate tra i due elementi che compongono le travi, realizzate con 4 chiodi ribattuti (con sezione del

gambo quadrata), non sono sempre sicure in quanto in numerosi casi i chiodi non sono più presenti.



Fig.3.3.9. Particolari appoggio travi.



Fig. 3.3.10. Difetti e degrado del legno: a) Attacchi di insetti all'alburno; b) Cipollature.

- La trave rompitratta A (Fig. 3.3.8a) è incastrata nel muro lato Piazza Plebiscito (Fig. 3.3.11a) ed è costituita da un unico elemento fino all'altezza della trave 9, dove si giunta a becco di flauto con un elemento breve che a sua volta incontra (senza collegarvisi) la trave 11 (Fig. 3.3.11b), la quale, essendo di dimensioni molto maggiori, costringe tale elemento ad interrompersi, essa riprende oltre in un unico elemento fino ad interrompersi, senza appoggio, all'altezza della rampa di ingresso, sotto la trave 17 (Fig. 3.3.11c). Essa presenta una forte inflessione a livello della trave 5 in quanto la stessa grava direttamente su di essa, a differenza delle altre travi, il cui carico è ripreso dai puntoni.
- La trave rompitratta B (Fig. 3.3.8a) dal lato Piazza Plebiscito non è incastrata nel muro, ma poggia in modo labile su di un breve elemento verticale di legno (Fig. 3.3.12a). Anch'essa si interrompe a livello della trave 9, per giuntarsi a becco di flauto con un breve elemento che cessa all'altezza della trave 11 (Fig. 3.3.12b,c). Riprende poi con un elemento unico fino ad inserirsi nella muratura del lato cortile; quest'ultimo tratto presenta un accentuato incurvamento in corrispondenza degli appoggi delle travi 15 e 17, non adeguatamente sorrette dai relativi puntoni. E' presente anche una cipollatura superficiale tra le travi 14 e 15. Le travi

rompitratta sono collegate tramite un chiodo, a ciascuna delle travi soprastanti.

- La trave 5 presenta una evidente crisi per flessione (Fig. 3.3.13a).
- I puntoni sono inseriti nella muratura all'interno di una nicchia più ampia delle loro dimensioni, in alcuni casi causata da una lesione, che consente una ottima aerazione dell'elemento stesso, oltre ad una facile ispezionabilità delle testate: non si sono rese pertanto necessarie, se non in rari casi, ispezioni strumentate tramite trapano resistografico (Fig. 3.3.13b). Il nodo trave-puntone è risolto tramite una chiodatura dal basso (non ribattuta) che collega i due elementi (Fig. 3.3.13c).



Fig. 3.3.11. Trave rompitratta A: a) Appoggio lato Piazza del Plebiscito; b) Interruzione in corrispondenza della trave 11; c) Estremo libero.



Fig. 3.3.12. Trave rompitratta B: a) Appoggio lato Piazza del Plebiscito; b) Giuntura a becco di flauto; c) Interruzione in corrispondenza della trave 11.



Fig. 3.3.13. a) Trave n. 5 rotta per flessione; b) Appoggio dei puntoni; c) Nodo trave-puntone.

L'analisi della capriata si è limitata alla valutazione approfondita della funzionalità della catena e dei nodi puntone-catena, alla luce del fatto che è sulla catena che si basava lo schema statico iniziale, non servendo più la capriata come telaio di sostegno della copertura.

La catena è costituita da due elementi di legno di castagno, estremamente difettosi per le rare porzioni ispezionabili a vista, che si accoppiano a metà luce per la lunghezza compresa tra le travi 7 e 12 (Fig. 3.3.14a). Anche i puntoni sono di legno di castagno e presentano guance di rinforzo di legno di quercia caducifolia che si incastrano con analoghi rinforzi presenti all'estremità della catena a completare il nodo puntone-catena. Le analisi effettuate hanno dimostrato la presenza di forti attacchi fungini a carico di ambedue i nodi puntone-catena; in particolare l'attacco sul nodo verso Piazza Plebiscito ha completamente compromesso la testata della catena, l'estremità del puntone e le guance di rinforzo (Fig. 3.3.14b); in tale zona la catena appoggia attualmente sulle travi 1 e 2, come dimostrato anche dalla parziale fuoriuscita dei chiodi di collegamento trave-catena. L'estremità opposta appare degradata negli elementi originari, ma le tavole laterali di rinforzo mantengono la loro funzionalità. Il forte degrado descritto fa sì che non sia più la catena a contribuire al sostenimento dello sforzo sulle sottostanti travi, ma, al contrario, sia la catena stessa (e in parte la capriata) a gravare sulle travi, come dimostrato dalla lassità delle cravatte di collegamento tra catena e travi dallo scivolamento dei chiodi di collegamento tra i due sistemi. Ad aggravare la situazione, le guance di rinforzo del monaco lato cortile sembrano forzare sulla sottostante trave, che appare in quella zona particolarmente inflessa.

La struttura appare complessivamente deformata, soprattutto per la forte perdita di planarità causata da una forte inflessione della zona a metà luce verso la Piazza Plebiscito. Probabilmente a causa dei forti carichi sopportati e della minore resistenza meccanica della zona (e dell'aggravio di carico dovuto alla capriata) tale porzione della struttura sembra aver subito le conseguenze maggiori. Per contro i livelli di degrado causati da organismi biotici sono piuttosto limitati: la situazione peggiore è sicuramente quella causata nel passato dalla caduta di acque meteoriche in corrispondenza del torrino dell'orologio, posto in corrispondenza della facciata su Piazza del Plebiscito (vedi Fig. 3.1.1a) della L'attacco da funghi ha interessato, oltre al nodo puntone catena della capriata, un'ampia porzione della trave 1, che risulta completamente scavata per metà della luce totale; tale danneggiamento ha reso necessario la messa in opera delle cinque travi di luce 1.50m delle quali si è parlato nel paragrafo precedente (Fig. 3.3.14c). Comunque la causa scatenante sembra oramai pregressa.

Attacchi superficiali da funghi sugli estradossi di alcune travi sono stati riscontrati in zone destinate a bagni o cucine negli appartamenti smantellati, ma anche tali attacchi sono da considerarsi pregressi e non sembrano aver ridotto più di tanto le sezioni resistenti.

Le testate delle travi e dei puntone sono in genere in buone condizioni di conservazione, solo molto raramente sono stati riscontrati attacchi fungini. L'unica situazione a rischio di attacchi futuri sembrano essere la testata della trave 11 adiacente al Teatrino di Corte, con umidità ancora molto elevata, probabilmente per problemi relativi alla muratura su cui insiste. Non sono presenti attacchi in atto da parte di insetti xilofagi. Sono visibili attacchi avvenuti nel passato, ma oramai esauriti, da parte di Anobidi e di Termiti. Si tratta di organismi in grado di attaccare manufatti di legno anche molto vecchi, per cui il pericolo di nuovi attacchi sussiste, non tanto per quanto riguarda la possibilità di attacchi da parte degli Anobidi sulle travi di castagno, in quanto il durame di tale specie è resistente, quanto piuttosto per i possibili attacchi futuri da Termiti. In tal senso sarà opportuno da un lato mantenere una costante vigilanza sull'intera struttura, attraverso la pianificazione delle ispezioni, dall'altro non introdurre materiale legnoso con attacchi in atto nel corso degli interventi di restauro. Un'adeguata ventilazione e il mantenimento di un basso livello di umidità nelle muratura preserverà il legno dagli attacchi di funghi. Anche in questo caso una costante attività di controllo nel tempo potrà costituire l'assicurazione migliore.

L'attuale deformazione della porzione centrale può essere causata, oltre che dall'elevato carico e dalla mancanza di ripresa del carico da parte della soprastante capriata che costituisce attualmente un carico, anche dall'inefficienza delle connessioni tra gli elementi (Fig. 3.3.14d).

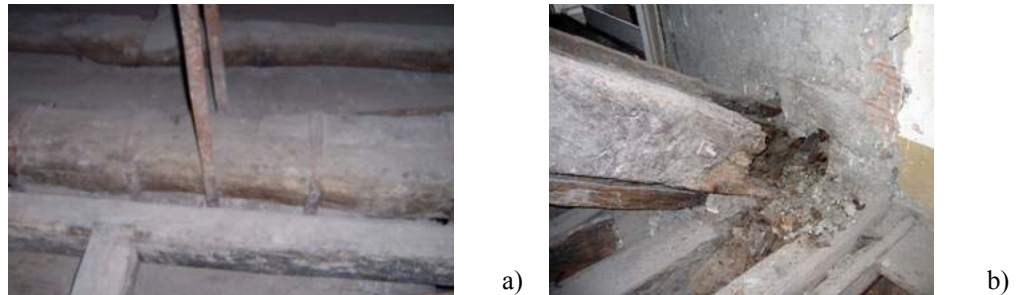


Fig. 3.3.14. a) Catena della capriata; b) Puntone lato Piazza del Plebiscito; c) Trave n.1; d) Nodo trave-sottotravi-puntone. (continua)

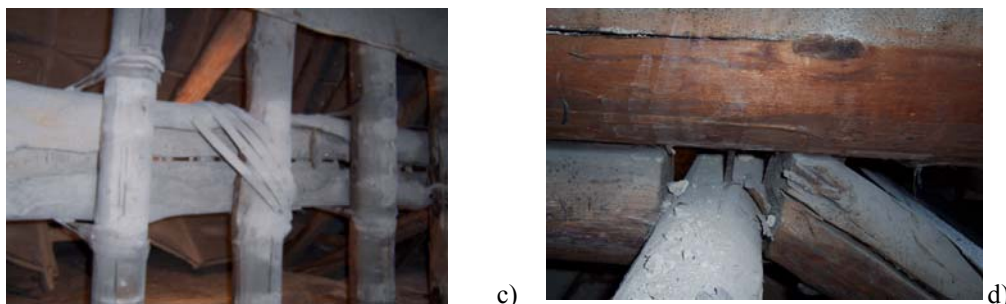


Fig. 3.3.14. a) Catena della capriata; b) Puntone lato Piazza del Plebiscito; c) Trave n.1; d) Nodo trave-sottotravi-puntone.

### 3.3.2.2 Proprietà meccaniche del materiale

I risultati dell'indagine in situ hanno fornito, per ciascun elemento la classe strutturale, attraverso la quale si giunge, conoscendo la specie legnosa, al profilo resistente (UNI 11119, 2004). Gli elementi costituenti la struttura in esame sono stati classificati tra la classe II e la classe III; pochi elementi sono stati collocati in classe I. Dovendo operare a vantaggio di sicurezza, date le numerose incertezze che caratterizzano le strutture antiche in opera, si considerano tutti gli elementi appartenenti alla classe III.

Dall'indagine risulta che, in accordo alle pratiche costruttive del tempo (Clean ed., 1996), gli elementi strutturali del solaio e della struttura di sostegno della volta sono in castagno, mentre gli elementi della volta sono in pioppo.

I valori delle proprietà meccaniche delle due specie di legno costituenti la struttura sono sintetizzati in Tabella 3.3.1.

Tabella 3.3.1. Proprietà meccaniche del legno.

Specie	$\gamma$	$E_0$	$E_{90}$	$\nu_0$	$\nu_{90}$	$G_0$	$G_{90}$
	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2 \times 10^{-3}$				$\text{kN/m}^2 \times 10^{-3}$	
Legno nuovo							
Castagno	5.8	11380	544	0.37	0.46	750	185
Pioppo	3.7	7850	376	0.38	0.47	490	128
Legno vecchio							
Castagno		8000	400			500	137
Pioppo		7000	350			450	119

### 3.3.3. Modellazione

L'analisi dell'evoluzione dello stato tensionale e deformativo della copertura oggetto di studio, presuppone l'individuazione delle diverse fasi di vita della stessa, dal tempo  $t_0$  in cui è stata realizzata, al tempo  $t_1$  attuale. A ciascuna fase corrisponde un modello, definito dalla configurazione



geometrica strutturale, dalle caratteristiche meccaniche del materiale e dalle azioni agenti. Relativamente alle unità strutturali esistenti, solaio e volta, si definiscono di seguito le fasi di vita e i relativi modelli.

*Fase 1: Realizzazione dell'orditura del solaio*

La struttura è costituita dal solaio e relativi elementi di irrigidimento. I carichi gravanti sono rappresentati dal solo peso proprio (Modello S1).

*Fase 2: Realizzazione della capriata superiore*

La struttura, costituita dal solaio e relativi elementi di irrigidimento, viene integrata da una sovrastante capriata la cui catena è collegata al solaio mediante staffatura metallica. Anche in questo caso i carichi gravanti sono rappresentati dal solo peso proprio (Modello S2).

*Fase 3: Realizzazione della volta*

In questa fase si hanno due strutture separate: la prima costituita dalla capriata e dal solaio, quest'ultimo ancora privo di opere di completamento; la seconda costituita dalla volta non ancora collegata al solaio, caricata dal solo peso proprio (Modello V1).

*Fase 4: Realizzazione delle opere di completamento del solaio.*

La struttura è costituita dalla capriata e dal solaio completo in ogni sua parte. I carichi gravanti sono il peso proprio e i carichi permanenti (opere di completamento e tramezzi) (Modello S3).

*Fase 5: Collegamento della volta al solaio e suo completamento con incannucciata e stucchi*

La struttura è completa in ogni sua parte. I carichi gravanti sono i pesi propri e quelli delle opere di completamento sia della volta che del solaio (Modello 4).

*Fase 6: Struttura completa ed in esercizio*

La struttura è completa ed è in esercizio. I carichi gravanti sono quelli fissi e quelli accidentali relativi alle condizioni di esercizio dei locali sovrastanti (Modello 5).

Le prime sei fasi analizzate sono relative alla struttura in legno nuovo. Per valutare gli effetti del tempo e quindi le condizioni statiche attuali, è necessario introdurre, per la stessa struttura, il modello meccanico di legno vecchio, pertanto si considerano in aggiunta le seguenti fasi.

*Fase 7: Struttura completa in legno vecchio*

La struttura è completa in ogni sua parte. I carichi agenti sono i pesi propri e i carichi permanenti (Modello 6). Il Modello 6 differisce dal Modello 4 sia per la geometria: mancano la trave n. 1 e la capriata (vedi par. 4.3.2); sia per le caratteristiche meccaniche dei materiali. Il materiale si modella come legno vecchio.

#### Fase 8: *Struttura completa ed in esercizio in legno vecchio*

La struttura è completa in ogni sua parte ed in esercizio. I carichi agenti sono i pesi propri, i carichi permanenti ed i sovraccarichi (Modello 7). Il Modello 7 differisce dal Modello 6 solo per l'azione dovuta al sovraccarico accidentale.

I modelli definiti vanno implementati utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 vers. 7.12 (Wilson, 1998). Data la variabilità di alcuni parametri (interassi tra gli elementi, dimensioni delle sezioni, spessore della caldana sovrastante il solaio ecc), è inevitabile dover accettare una serie di approssimazioni che non alterano il contributo delle varie parti, ma che ne semplificano la rappresentazione. In ogni caso tutte le approssimazioni che è stato necessario fare rispettano il principio di agire a vantaggio di sicurezza.

Si riporta di seguito, per ogni sottostruttura, la definizione del modello.

*La volta* è stata modellata come simmetrica rispetto agli assi X e Y. Le centine sono state modellate con sezione rettangolare costituite da un singolo profilo ad asse spezzato di sezione  $4 \times 15 \text{cm}^2$ . Esse sono state vincolate ad entrambe le estremità con cerniere: esterne per l'appoggio alla muratura ed interne per l'attacco alla chiave di volta. Al fine di regolarizzare l'interasse tra le centine e tra i listelli è stato adottato un criterio di fascia. In particolare, disegnato l'involuppo di tutte le centine, con un colore differente per ognuno dei quattro quadranti individuati dagli assi di simmetria x e y, sono stati sovrapposti i quadranti ed è stato tracciato l'asse di ciascuna banda individuata dalla sovrapposizione (Fig. 3.3.15a,b). In questo modo è stato definito l'asse di ciascuna centina, ottenendo una disposizione simmetrica delle stesse (Fig. 3.3.15c).

I listelli sono stati modellati come elementi rettangolari di sezione  $3 \times 5 \text{cm}^2$ , pari alla minore tra quelle rilevate, con interasse uguale a quello tra le centine. Il vincolo centina-listello è stato modellato come incastro.

La parte orizzontale in chiave di volta è stata modellata come una griglia di elementi a sezione circolare: di diametro 8cm ed interasse 35cm in direzione x e di diametro 10cm e interasse 100cm in direzione y (Fig. 3.3.15d). Gli elementi della griglia sono stati vincolati agli elementi del perimetro mediante cerniere interne, mentre tra di loro mediante incastro.

*Il solaio* è stato modellato con travi costituite da un unico tronco di diametro costante pari a 25cm (valore medio tra quelli rilevati), assumendo pertanto che il collegamento trave-trave sia tale da garantire la continuità (incastro). L'unica trave a sezione rettangolare presente è stata modellata con le sue dimensioni reali ( $38 \times 48 \text{cm}^2$ ). L'interasse tra le travi è stato considerato costante, 0.95m, corrispondente al valore medio tra quelli rilevati.

La trave adiacente al muro di facciata, risultata completamente scavata in

seguito alla rimozione degli elementi di completamento del solaio, non è stata considerata nella modellazione, così come il sistema di cinque travi rilevate in prossimità dello stesso muro. I puntoni inclinati, le relative sottotravi longitudinali e le sottotravi trasversali sono stati modellati come elementi a sezione circolare costante di diametro 12cm.

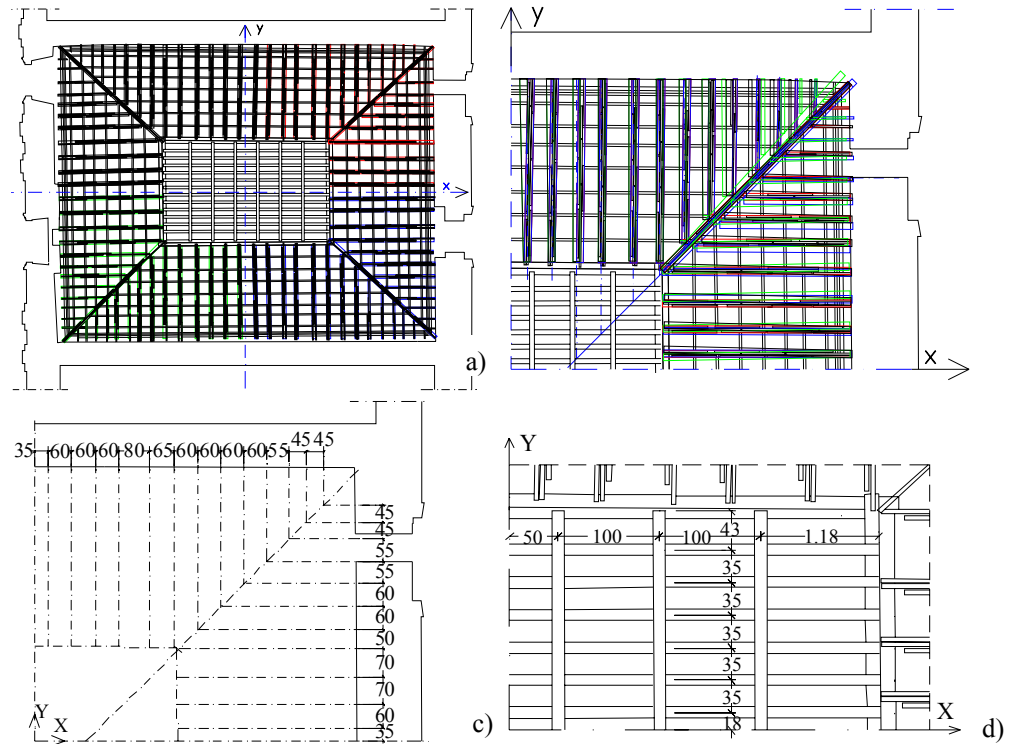


Fig. 3.3.15. Modellazione della volta: a) Inviluppo delle centine; b) Sovrapposizione dei quattro quadranti; c) Assi delle centine; d) chiave di volta.

I vincoli alle estremità degli elementi strutturali del solaio (travi, puntoni e sottotravi) sono stati modellati come cerniere. Il collegamento tra le sottotravi longitudinali e le travi del solaio realizzati mediante cravatte metalliche, che le collegano anche alla catena della capriata, sono stati modellati come constraints, tipo di vincolo che impone a due o più punti lo stesso spostamento lungo gli assi di riferimento X, Y e Z e le stesse rotazioni intorno agli stessi assi. Il collegamento tra le sottotravi trasversali e le travi principali sono invece dei constraints che impongono ai punti in questione lo stesso spostamento secondo gli assi di riferimento e la stessa rotazione intorno all'asse X, considerando che la rigidità flessionale del solaio è maggiore

della rigidità torsionale della sottotrave.

*I tiranti volta-solaio* sono stati modellati come elementi di sezione rettangolare  $4 \times 4 \text{ cm}^2$ .

Alcune immagini del modello 3D implementato in seguito alle suddette semplificazioni sono riportate in Figura 3.3.16.

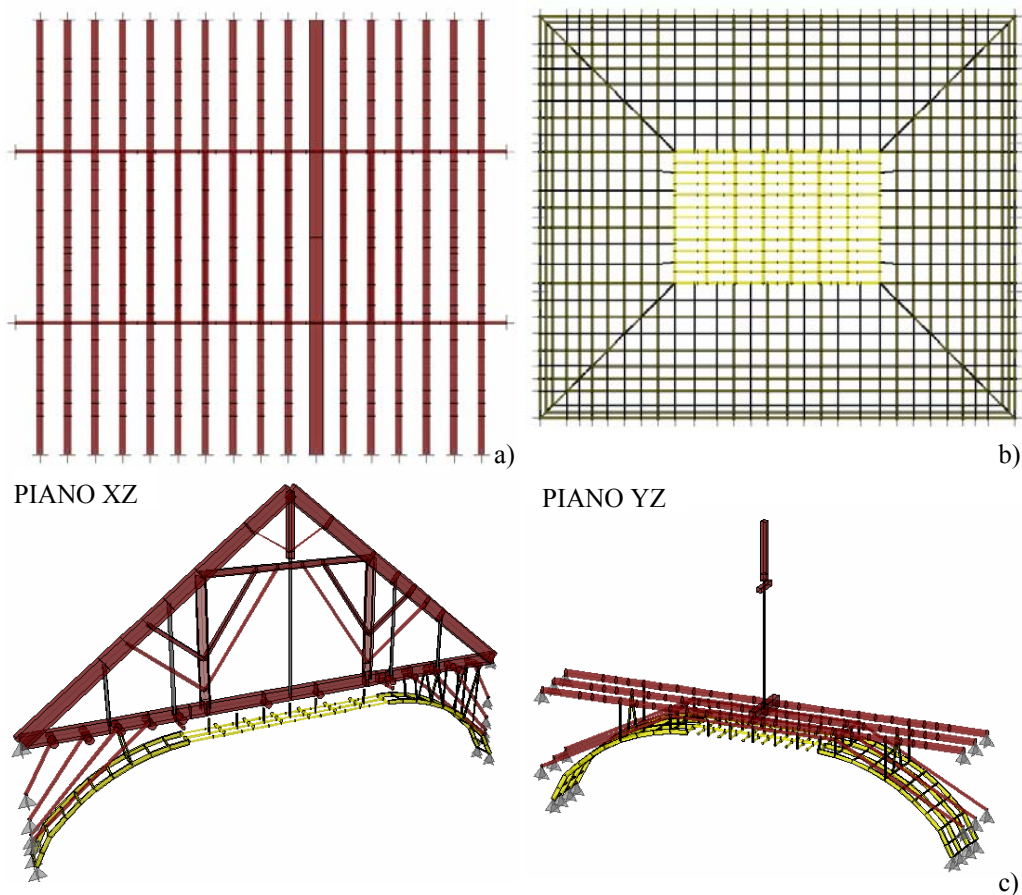


Fig. 3.3.16. Modello strutturale: a) Solaio; b) Volta; c) Sezioni caratteristiche; d) modello 3D.  
(continua)

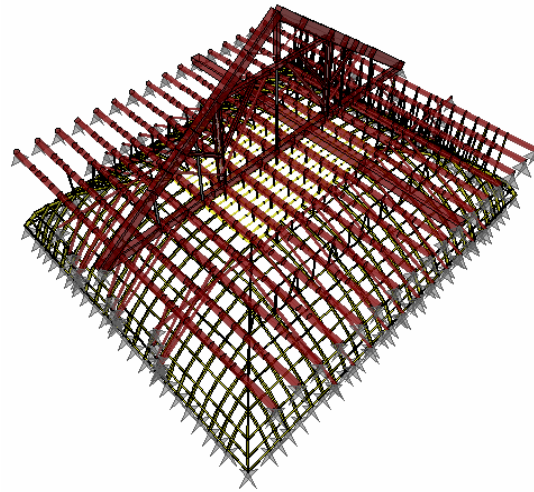


Fig. 3.3.16. Modello strutturale: a) Solaio; b) Volta; c) Sezioni caratteristiche; d) modello 3D.

#### 3.3.4. *Analisi dei carichi*

Al fine di definire le fasi di realizzazione dell'opera ed i corrispondenti modelli strutturali è stata condotta preliminarmente l'analisi dei carichi, che si riporta di seguito per ciascuna delle unità strutturali. In seguito, per determinare lo stato di deformazione e tensionale agente nella struttura nelle condizioni attuali, sono state condotte specifiche analisi sui modelli strutturali individuati.

I carichi unitari agenti sulle singole unità strutturali sono di seguito riportati.

Sulla volta agisce, oltre al peso proprio, il peso dell'incannucciata, dello stucco e del gesso. Lo spessore totale dello strato di stucco, gesso ed incannucciata si può stimare di circa 5 cm. Il peso per unità di volume di detti materiali si considera, complessivamente, di 20.00 kN/mc. Quindi il peso gravante sulla volta a metro quadro risulta:

$$g_v = 0.05 \times 20.00 = 1 \text{ kN/mq}$$

Tale peso deve essere applicato come carico nodale, essendo la volta costituita da un grigliato di elementi frame, proporzionato alle dimensioni delle maglie della griglia. In prima approssimazione si considera un'area d'influenza (Fig. 3.3.17) pari alla maggiore tra quelle possibili, a vantaggio di sicurezza. Essa fornisce carichi nodali pari a:

$$A_{\text{volta}} = (0.80 + 0.70) / 2 \times 0.60 = 0.45 \text{ mq}$$

$$F_1 = 1.00 \times 0.45 = 0.45 \text{ kN}$$

sui nodi intermedi

$$A_{\text{chiave\_volta}} = 0.35 \times 1.00 = 0.35 \text{ mq}$$

$$F_2 = 1.00 \times 0.35 = 0.35 \text{ kN}$$

sugli elementi in chiave

In definitiva tutti i nodi della parte curva della volta saranno caricati con una forza nodale  $F_1=45 \text{ kN}$ , mentre i nodi della parte orizzontale (chiave volta) saranno caricati con una forza pari a  $F_2=35 \text{ kN}$ .

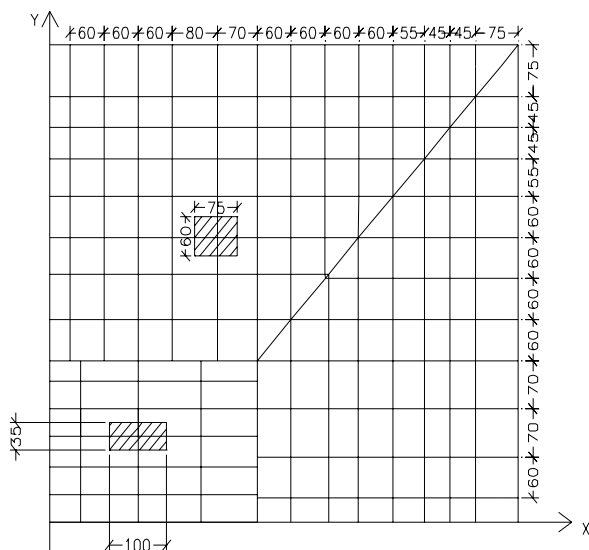


Fig. 3.3.17. Individuazione delle aree d'influenza del carico

Sul solaio, oltre al peso proprio e al peso delle opere di completamento agisce il peso dei tramezzi del piano sovrastante. Essi sono realizzati parte in laterizi forati e parte in legno ed hanno altezze e spessori variabili. Pertanto è stato necessario computare il peso complessivo dei tramezzi esistenti per poi considerarlo distribuito su tutta l'area in maniera uniforme, ottenendo un carico per incidenza tramezzi di circa  $1.94 \text{ kN/mq}$ .

In definitiva i carichi agenti sul solaio sono sintetizzati in Tabella 3.3.3 seguente.

Tabella. 3.3.3. Analisi dei carichi

Analisi dei carichi	$\text{kN/m}^3$	$\text{kN/m}^2$
Assito $s=4 \text{ cm}$	6.00	0.24
Caldana $s_m=20 \text{ cm}$	20.00	4.00
$G_k$ Sottofondo $s=2 \text{ cm}$	18.0	0.36
Pavimento $s=2 \text{ cm}$	20.00	0.40
Incidenza tramezzi		2.00
$Q_k$ Sovraccarico		2.00

Pertanto i carichi agenti per metro lineare di trave ( $g_k$  e  $q_k$ ) risultano dalle seguenti espressioni:

$$g_k = G_k \times i_{med} = 7.00 \times 0.95 = 6.65 \text{ kN/ml}$$

$$q_k = Q_k \times i_{med} = 2.00 \times 0.95 = 1.90 \text{ “}.$$

Inoltre è stato considerato, a vantaggio di sicurezza, anche l'azione del sisma sussultorio in accordo al D.M. del 16/01/1996, pur non rientrando la struttura nei casi previsti da detto decreto.

### 3.3.5. *Analisi strutturale*

#### 3.3.5.1. *Valutazione dello stato di deformazione*

Per conoscere la deformata attuale della struttura in oggetto bisogna innanzitutto determinare quella iniziale ossia quella che corrisponde all'epoca in cui la struttura fu eretta, considerando l'assestamento subito nelle varie fasi di realizzazione. Si scelgono come parametri di riferimento gli spostamenti lungo  $z$  dei punti di mezzeria delle travi, si calcola il valore che essi assumono per ognuna delle fasi di realizzazione e si ricava quindi l'evoluzione della deformata dall'inizio alla fine dell'opera. Dopo di che, tenendo conto delle modifiche nella configurazione statica e modellando il materiale come legno vecchio, si determina la deformata attuale. I modelli analizzati sono quelli riportati nel paragrafo 3.3.4 definendo le opportune caratteristiche del materiale.

Il risultato di quest'analisi è sintetizzato nel grafico di Figura 3.3.18 che riporta sull'asse delle ascisse i punti scelti come parametro di riferimento ossia i punti di mezzeria delle travi del solaio (Fig. 3.3.18a) e sull'asse delle ordinate gli abbassamenti relativi a tali punti espressi in centimetri. Si ricorda che l'interasse tra le travi è costante.

Dall'analisi del grafico possiamo osservare quanto segue: 1) i punti nei quali convergono i puntoni a raggiera, ossia i primi quattro da entrambi i lati, subiscono un abbassamento trascurabile (inferiore ad 1cm) rispetto a quelli in cui tali puntoni non ci sono; 2) nel Modello S2 è evidente la minore freccia dei punti che in questa fase vengono collegati alla catena della capriata (circa 1cm), rispetto a quelli non collegati (circa 2cm); 3) nei Modelli S3, 4 e 5 le deformate hanno lo stesso andamento di quella relativa al modello S2, ma naturalmente valori maggiori di abbassamento, con valori massimi di 2.5cm; 4) l'effetto del degrado, ma con la capriata ancora funzionante, si evidenzia nei Modelli 6 e 7, che forniscono una frecci massima di 7cm e 9cm, rispettivamente; 5) nelle condizioni attuali, ossia di legno vecchio e degrado di alcuni elementi della struttura portante, cambia sia il modello di carico che lo schema statico e si hanno infatti notevoli incrementi di freccia nei punti delle

travi non più irrigiditi dalla capriata, con valori massimi di circa 11cm (Modello 8); 6) il parametro che determina un maggiore incremento di deformazione rispetto agli altri è il fluage (confronto tra modello 4 e modello 6); il sisma produce un incremento di freccia di circa 3cm

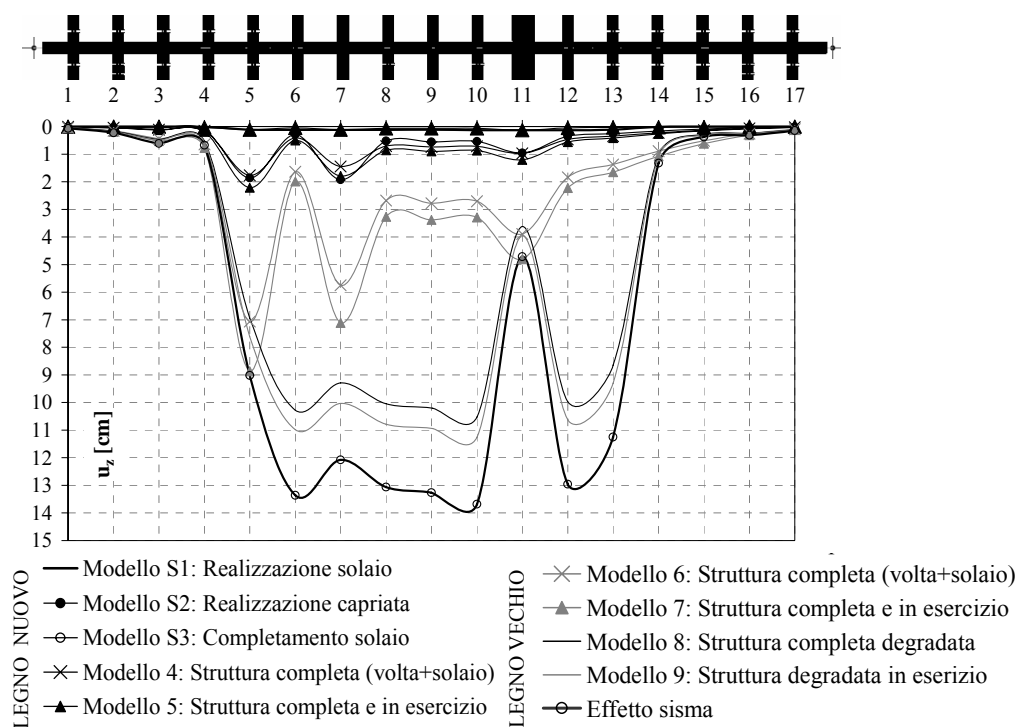


Fig. 3.3.18. Stato di deformazione del solaio: a) Sezioni di riferimento; b) Spostamenti verticali ( $u_z$ ).

E' importante a questo punto valutare l'incremento di spostamento verticale subito dai punti della volta dall'epoca in cui la struttura fu completata ad oggi per valutare gli effetti sull'affresco.

Considerando come parametri di riferimento i punti appartenenti ad una sezione caratteristica della volta, evidenziati con i cerchi in Figura 3.3.19a, si riportano gli abbassamenti calcolati per tutte le fasi analizzate, differenziando i modelli relativi alla struttura nuova da quelli relativi alla struttura nelle attuali condizioni di conservazione (Fig. 3.3.19b). Dal grafico si rileva che alcuni punti della volta subiscono spostamenti verso il basso (parte centrale) ed alcuni spostamenti verso l'alto (parte periferica). Dall'analisi dello stato di deformazione si evince che l'abbassamento massimo subito dalla volta, nelle



attuali condizioni di conservazione è di circa 10cm. Questo giustifica le gravi lesioni all'intradosso che ne hanno richiesto il restauro.

Si precisa che i valori degli spostamenti della volta sono amplificati di cinque volte per ottenere una migliore rappresentazione.

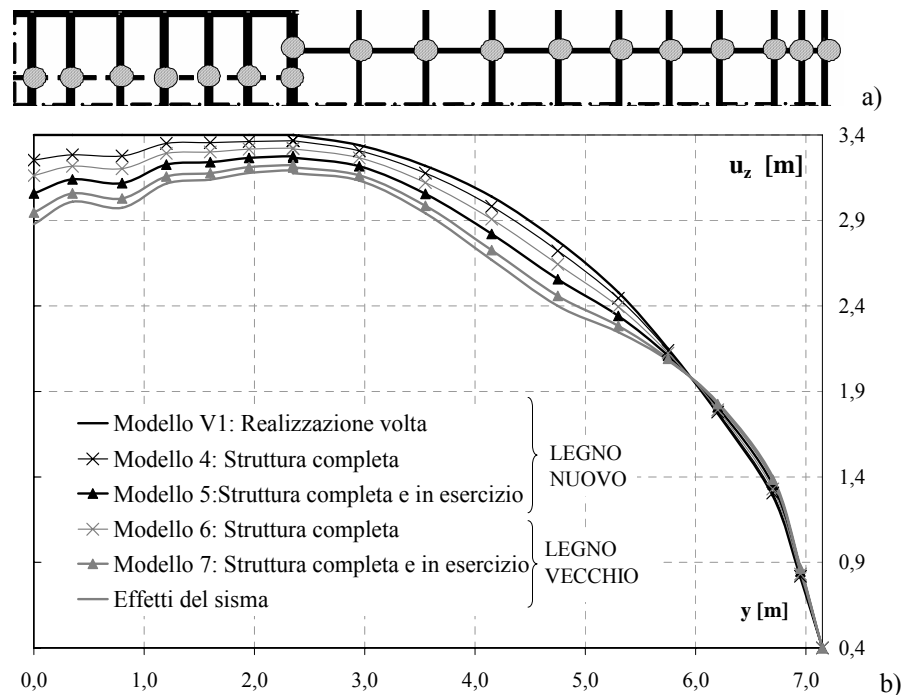


Fig. 3.3.19. Stato di deformazione della volta: a) Punti di riferimento scelti; b) Configurazioni deformate di una sezione tipica della volta nelle fasi di vita studiate.

### 3.3.5.2. Valutazione dello stato di deformazione

Anche per la determinazione dello stato tensionale agente nei vari elementi della struttura si considerano le varie fasi di realizzazione dell'opera. In questo modo si può valutare quale parte della struttura ha un "peso" maggiore sullo stato tensionale finale. Le sollecitazioni agenti nella struttura completa a legno nuovo (Modello 4) e nella stessa struttura a legno vecchio (Modello 6) sono diverse in quanto cambiano la configurazione statica e le condizione di carico. Nel Modello 6, infatti, mancano sia la trave n. 1 completamente danneggiata, sia la capriata lignea per la quale le indagini hanno evidenziato l'assenza dell'appoggio sul muro di facciata, completamente distrutto (vedi par. 3.3.2). L'assenza della trave n. 1 non modifica il modello statico, ma solo l'entità delle sollecitazioni negli elementi adiacenti, mentre l'inefficienza di uno degli appoggi della capriata fa sì che essa agisca come carico sul solaio sottostante,

invece che come elemento irrigidente. Per fornire un'indicazione qualitativa sulla distribuzione delle sollecitazioni nei vari elementi della struttura si riportano, per due sezioni caratteristiche, i diagrammi delle sollecitazioni relativi a due fasi di vita significative rappresentate dal Modello 4 e dal Modello 6 (Fig. 3.3.20 e 3.3.21).

Le combinazioni di carico sono quelle ottenute utilizzando i coefficienti relativi agli stati limite ultimi.

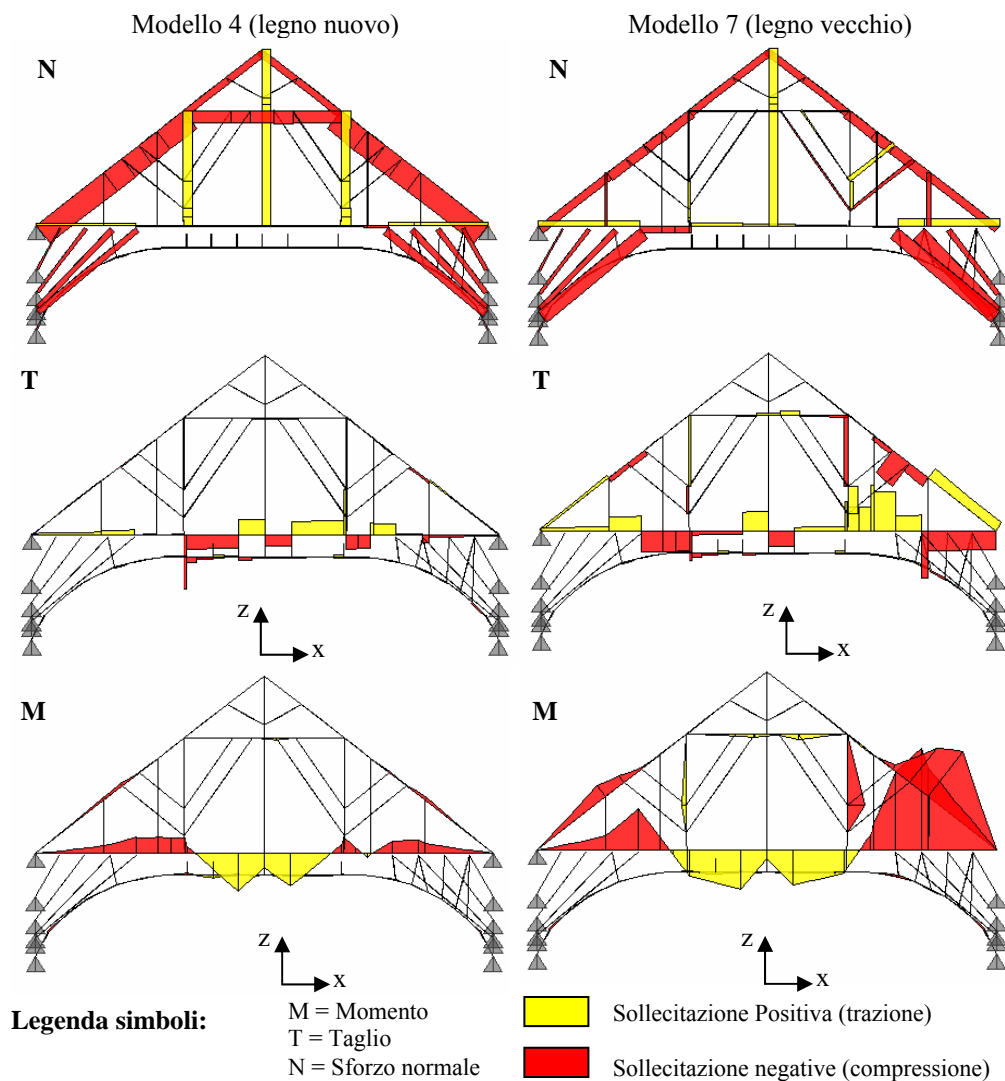


Fig. 3.3.20. Diagrammi delle sollecitazioni nelle sezioni caratteristiche più sollecitate del piano XZ.

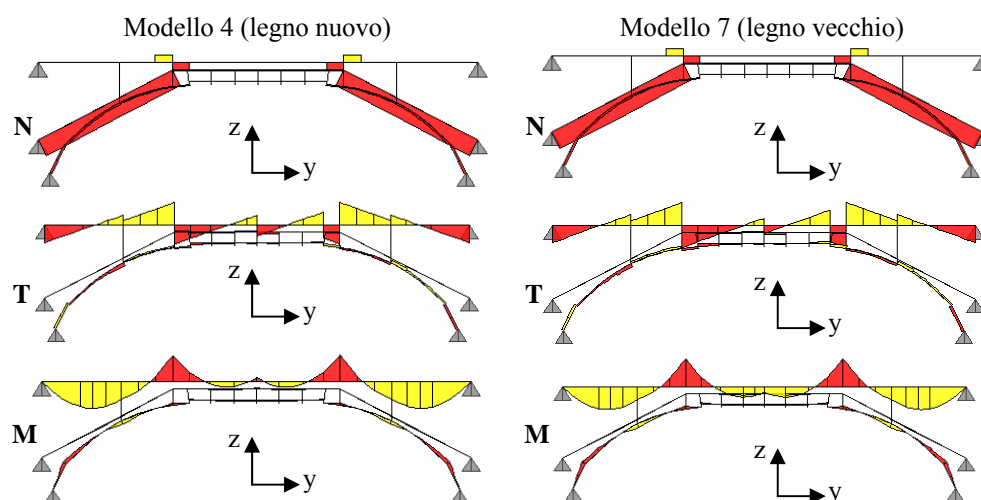


Fig. 3.3.21. Diagrammi delle sollecitazioni nelle sezioni caratteristiche più sollecitate del piano YZ.

### 3.3.6. Verifiche

#### 3.3.6.1 Verifiche di deformabilità

I valori degli spostamenti verticali subiti dai punti della volta dall'epoca della sua realizzazione ad oggi sono risultati dannosi in quanto lo stucco ha subito lesioni importanti e tali da danneggiare l'affresco. L'analisi dello stato deformativo e tensionale ha evidenziato infatti un cattivo funzionamento dei alcuni elementi di collegamento volta-solaio (Fig. 3.3.22). In particolare i collegamenti volta-solaio più esterni risultano compressi anziché tesi, quindi, esplicando un'azione spingente sulla volta, hanno generato uno stato di sollecitazione eccessivamente gravoso.

Il quadro fessurativo manifestatosi all'intradosso della volta ha reso necessario l'intervento di restauro dell'affresco e successivamente il puntellamento della volta per evitare il riformarsi delle fessure, mentre si procede al consolidamento della struttura sovrastante.

Con riferimento al solaio in esame, considerando la luce  $L=14.20\text{m}$ , i limiti di deformabilità (vedi par. 3.2) da rispettare sono  $u_{z,i,Qk1,max}=4.70\text{cm}$  e  $u_{z,max}=7.10\text{cm}$ .

Dall'analisi dello stato di deformazione risulta che il primo limite (confronto tra i modelli 8 e 9) è rispettato, mentre il secondo è superato dalle travi n. 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12 e 13 (vedi Fig. 3.3.18 Modello 9).

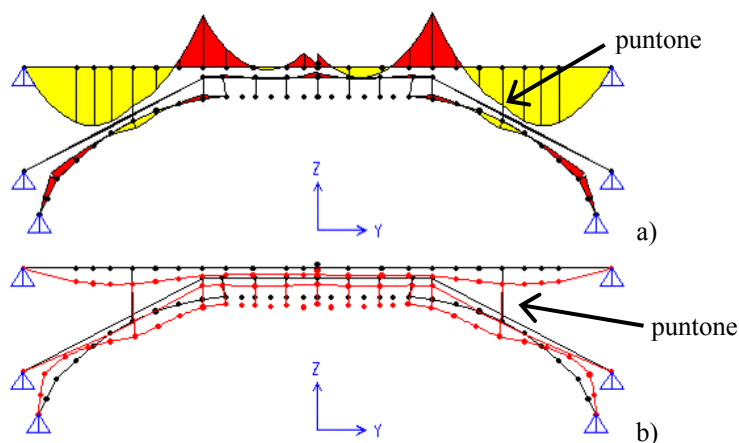


Fig. 3.3.22. a) Diagramma del momento; b) Deformata.

In definitiva, la deformata delle travi del solaio è sempre inferiore al limite prescritto dalla norma, nel caso di legno nuovo, mentre l'effetto del tempo (creep) e il degrado inducono incrementi di deformazioni che, per alcune travi, non sono accettabili.

Pertanto, nelle condizioni attuali, non sono soddisfatte le verifiche di deformabilità.

### 3.3.6.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il metodo agli stati limite ultimi. Esse forniscono indicazioni sulla resistenza residua di tutti gli elementi strutturali e sulla eventuale necessità di procedere ad un intervento di recupero.

Come già detto nel paragrafo 3.2 la durata del carico ed il contenuto di umidità influenzano la resistenza del materiale. Di questi effetti si tiene conto, mediante un opportuno coefficiente riduttivo ( $k_{mod}$ ). Nel nostro caso si considera, in base ai risultati dell'indagine in sito, una classe di servizio III che, per l'azione agente (media durata) fornisce un  $k_{mod}$  uguale a 0.65 e di conseguenza il valore di vale:

$$f_d = 0.5f_k.$$

A conclusione di questo paragrafo, si riportano alcune osservazioni relative all'analisi effettuata, distinte per unità strutturali, utili per valutare la necessità di un intervento di recupero della struttura oggetto di studio.

La volta, ha subito nel corso degli anni, per effetto del degrado del materiale e del fluage, una deformazione tale da provocare la fessurazione

dello stucco e quindi il danneggiamento dell'affresco. Per effetto della maggiore deformabilità del solaio rispetto alla volta, alcuni degli elementi di collegamento volta-solaio sono compressi ed esplicano sulla volta delle sollecitazioni nodali che provocano uno stato tensionale di flessione che supera il valore limite ultimo.

Nel solaio i puntoni, costituenti uno dei sistemi di irrigidimento, sono elementi snelli per i quali non è rispettata la verifica di stabilità, quindi si instabilizzano. La struttura priva dei puntoni subisce deformazioni che superano i valori consentiti, ed è soggetta ad un regime tensionale più gravoso, che in alcune sezioni supera il valore limite.

La capriata nelle condizioni attuali è portata dal solaio, ma negli elementi integri lo stato tensionale non ottiene, in nessuna sezione, a valori limite.

### **3.4. LA SECONDA ANTICAMERA (SALA IV)**

La Seconda Anticamera (sala IV in Figura 3.4.1) è situata tra la Sala Diplomatica e la Terza Anticamera. Nel soffitto Belisario Corenzio, con la collaborazione della sua bottega, dipinge a fresco i "Fasti Militari della Casa di Aragona", divisi in cinque scomparti raffiguranti le imprese gloriose della Corona d'Aragona. La committenza è il vicerè spagnolo, infatti perfino le didascalie sono in lingua spagnola.

La critica recente ha ipotizzato per questo ciclo una datazione posteriore a quella della Sala degli Ambasciatori (vedi Fig. 3.1.1), databile nel primo ventennio del secolo XVII, ma i documenti di pagamento al pittore lasciano irrisolto il problema della datazione.

Le strutture lignee di copertura della sala sono costituite da un complesso appartenente alla Tipologia 2 (vedi par. 3.1): la volta posta a controsoffittare la sala sospesa ad una struttura appositamente realizzata ed il solaio indipendente da esse (Marzo et al., 2006).

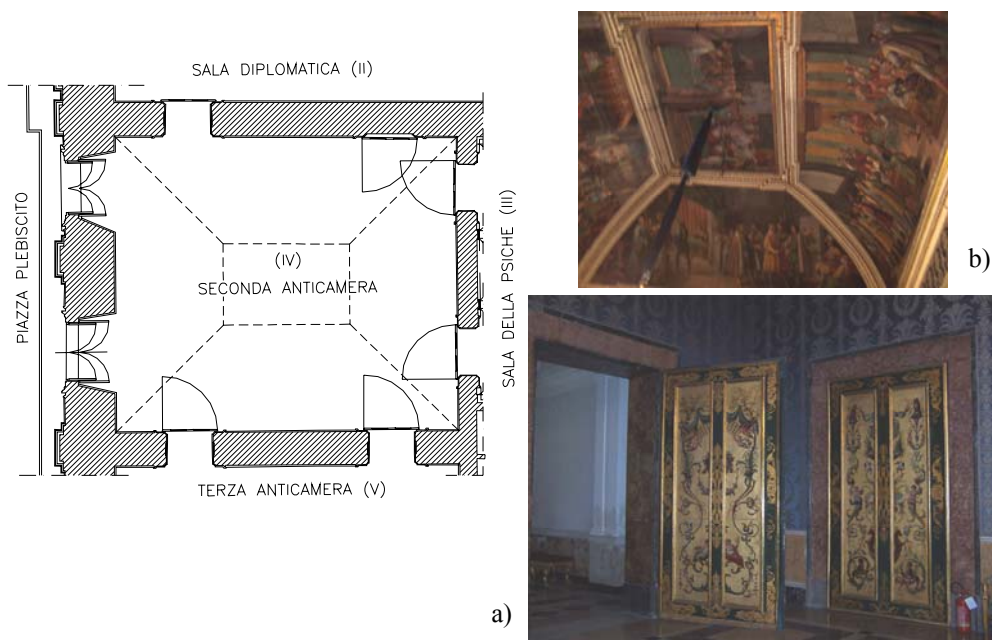


Fig. 3.4.1. La Seconda Anticamera: a) pianta; b) viste interne.

### 3.4.1. Rilievo geometrico e fotografico

Alle strutture lignee di copertura si accede mediante una botola raggiungibile dal vano ascensore e una doppia scala a pioli, che accede ad un corridoio lungo circa 6m e largo 2m, in corrispondenza della sala III (Sala della Psiche). Da tale corridoio si passa, attraverso un vano di luce 50cm, alle coperture, come indica la freccia in Figura 3.4.2a.

La sala ha dimensioni  $11.45 \times 9.95 \text{m}^2$  e la sua struttura di copertura è composta da tre unità principali: 1) solaio; 2) volta; 3) struttura di sostegno della volta.

#### 3.4.1.1 La volta

La struttura portante della volta è costituita da una griglia di elementi centine e listelli, sagomati a chiglia di nave rovesciata, irrigidita agli spigoli mediante quattro costole che hanno un'estremità appoggiata all'incrocio tra le pareti murarie e l'altra chiodata allo spigolo della parte orizzontale posta in chiave (Fig. 3.4.4a). Essa costituisce l'ossatura di sostegno dello strato di incannucciata e strucco sul quale sono dipinti gli affreschi.

Le centine sono ottenute mediante chiodatura di due o tre elementi di sezione rettangolare il cui spessore si può ritenere costante e pari a 4cm, la cui altezza varia tra i 10 e i 15cm (Fig. 3.4.4b). La loro curvatura, così come quella delle costole, è conferita collegando elementi di lunghezza diversa,

posti di coltello, in modo da formare una spezzata. Esse sono irrigidite dai listelli, disposti ortogonalmente collegate dal basso mediante un “incastro a mezzo legno”. La sezione dei listelli è rettangolare con dimensioni minime rilevate pari a 5x6cm ed hanno interasse uguale a quello delle centine, per cui la griglia costituita da centine e listelli è a maglie rettangolari (Fig. 3.4.4b,c). L'interasse tra le centine vaia tra i 45cm ed i 55cm.

La chiave di volta è costituita da un rettangolo di elementi a sezione circolare con diametro di 12cm e da dieci elementi interni ad esso, orditi lungo la luce maggiore ad interasse costante, di diametro 12cm (Fig. 3.4.4a).

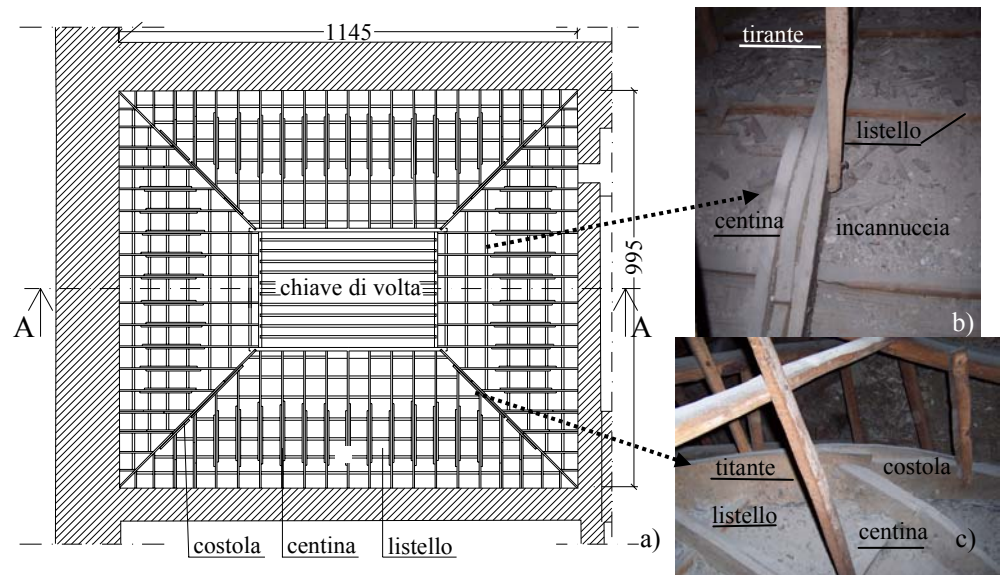


Fig. 3.4.4. La volta: a) Carpenteria; b) Particolari.

#### 3.4.1.2 La struttura di sostegno della volta

La struttura di sostegno della volta è composta da quattro travi di sezione rettangolare  $36 \times 45 \text{ cm}^2$ , ordite lungo la luce minore di 9.95m. Il piano che le contiene dista circa 40cm da quello delle travi del solaio (Fig. 3.4.3).

Sei file di travetti costituiscono l'orditura secondaria ai quali è sospesa la chiave di volta attraverso tiranti lignei. L'interasse tra di essi varia tra 80cm e 128cm, ed hanno sezione circolare di diametro circa 10cm (Fig. 3.4.3a,b).

Alle due travi più esterne si appoggia un grigliato di puntoni inclinati e travetti reticolari, ortogonali tra loro. Agli incroci della griglia così formata convergono gli elementi lignei di collegamento (tiranti) volta-struttura di sostegno (Fig. 3.4.3b,c). Gli elementi della griglia hanno sezione circolare; i puntoni hanno diametro 10cm e i travetti hanno diametro 6cm. L'interasse tra

gli elementi costituenti la struttura di sostegno è riportato nella carpenteria di Figura 3.4.3a. Gli elementi lignei di connessione volta-struttura di supporto hanno sezione rettangolare 4x4cm (Fig. 3.4.3d).

I collegamenti sono di tipo chiodato.

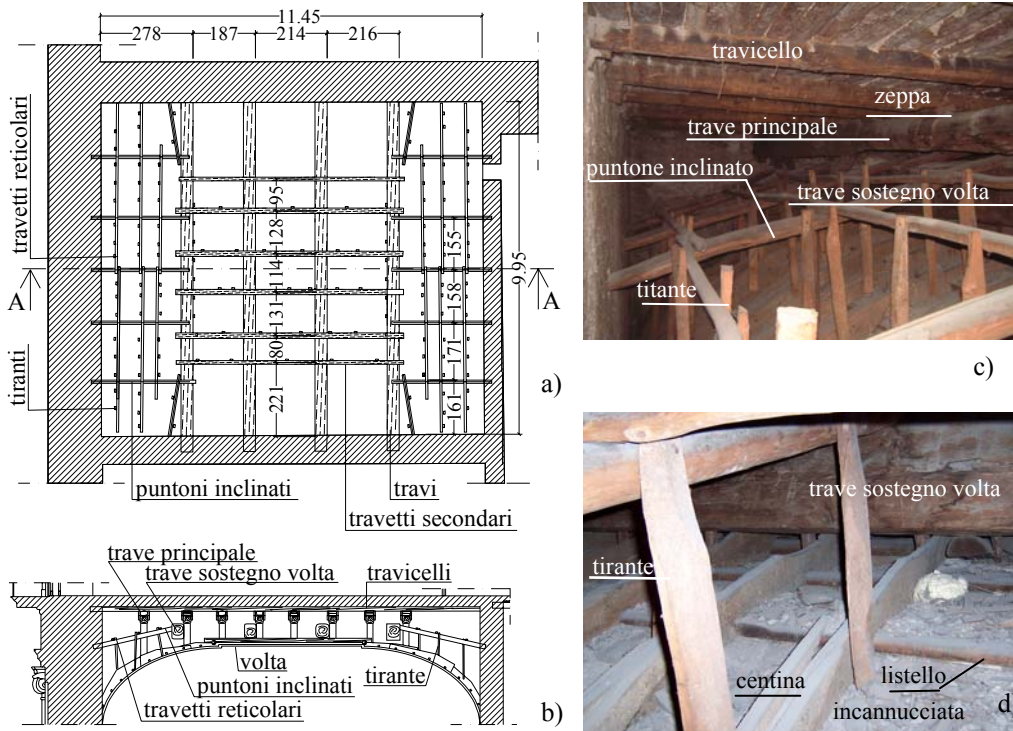


Fig. 3.4.3. Struttura di supporto della volta: a) Carpenteria; b) Sezione A-A; c, d) Particolari.

### 3.4.1.3 Il solaio

Il solaio è a doppia orditura: travi principali ordite secondo la luce minore e travicelli superiori ad esse ortogonali. Le travi principali hanno interasse costante e sezione circolare di diametro medio 26cm (Fig. 3.4.2a). Esse sono irrigidite mediante un sistema di puntoni inclinati longitudinali con sezione circolare di diametro 15cm e presentano un ringrosso alle due estremità realizzato mediante due “guance” lignee (Fig. 3.4.2b), aventi, ognuna, sezione rettangolare di dimensioni variabili (larghezza tra 5cm e 8cm ed altezza di circa 30cm) e lunghezza pari a 3,40m. I travicelli, posti anch’essi ad interasse costante, hanno sezione rettangolare circa 15x13cm<sup>2</sup>.

L’impalcato ha spessore medio di circa 30cm ed è costituito da un assito di panconcelle, ossia da assi a mezzo tronco, su cui è posto un massetto di lapilli



e malta bastarda detto caldana, con spessore di circa 20cm, costituente la base per il massetto di sottofondo e per il sovrastante pavimento in maioliche.

Tutti i collegamenti tra i vari elementi sono chiodati. L'assito, realizzato con panconcelle di circa 4cm di spessore, costituisce la base per la caldana.

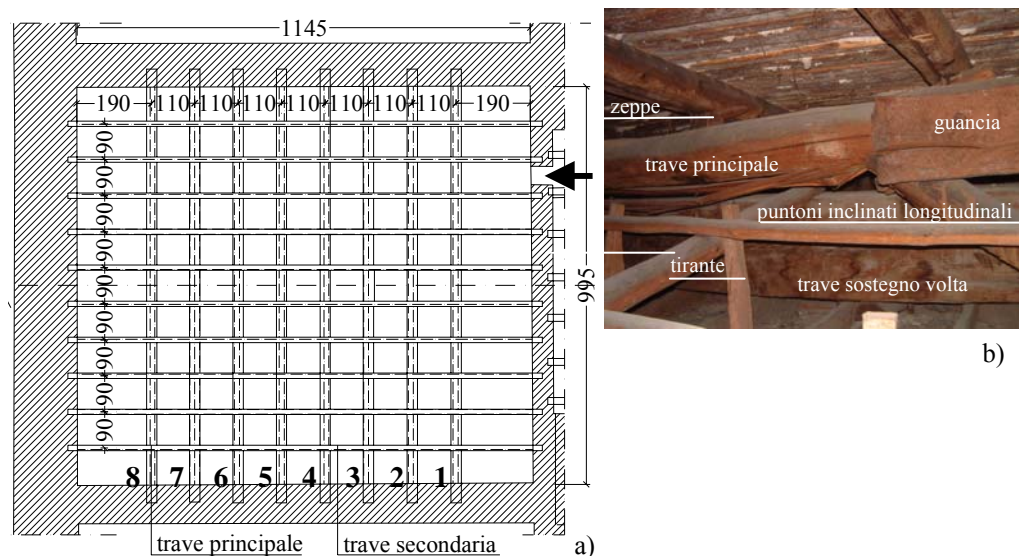


Fig. 3.4.2. Solaio: a) Carpenteria; b) Particolare.

### 3.4.2. Indagine diagnostica del legname in opera

#### 3.4.2.1 Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione

L'indagine visiva ha permesso di valutare lo stato di conservazione degli elementi e delle connessioni ed è stato rilevato quanto segue.

#### *La volta e la struttura di sostegno*

Gli elementi della volta e della struttura di sostegno non presentano degrado né tracce di attacchi biotici, pertanto si presentano in buono stato di conservazione. Le travi principali della struttura di sostegno presentano solo piccole lesioni da ritiro.

Le connessioni non presentano discontinuità, anche se in alcuni punti, quali la chiave di volta e l'appoggio alla muratura, non è stato possibile effettuare un'indagine adeguata in quanto non raggiungibili o coperti da detriti.

#### *Il solaio*

Le travi del solaio presentano un consistente imbarcamento che in mezzeria raggiunge i 15 cm (Fig. 3.4.5a).

La trave n. 1 presenta una crisi per sollecitazione flettente in prossimità

dell'appoggio del puntone (Fig. 3.4.5b).



Fig. 3.4.5. a) Imbarcamento del solaio; b) Crisi della trave n.1.

### 3.4.2.2 Proprietà meccaniche del materiale impiegato

Al fine di eseguire una identificazione strutturale degli elementi lignei costituenti il complesso strutturale in studio, si fa riferimento all'attività diagnostica svolta sul solaio della Sala Diplomatica, la quale fornisce utili indicazioni circa l'individuazione delle specie legnose utilizzate, il contenuto di umidità e la categoria in opera degli elementi, anche se non può essere di riferimento per la valutazione del degrado meccanico, dipendendo esso, in genere, dalla statica della struttura e dai collegamenti tra le varie unità che la compongono, differenziandosi quindi da caso a caso.

Dall'indagine visiva condotta risulta che, come le alte sale esaminate e in accordo alle tecniche costruttive del tempo, gli elementi costituenti il solaio, la struttura di irrigidimento relativa e gli elementi della struttura di supporto sono in legno di castagno, mentre gli elementi della volta e quelli di collegamento volta-struttura di sostegno sono in legno di pioppo. Pertanto le caratteristiche meccaniche dei materiali sono quelle indicate in Tabella 3.2.1.

### 3.4.3. Modellazione

Le fasi di vita dell'opera, che individuano sia quelle di realizzazione (tempo  $t_0$ ) in cui il materiale è nuovo, sia quelle attuali (tempo  $t_1$ ) in cui il materiale è vecchio ed i relativi modelli messi a punto sono riportate di seguito distinte per ciascuna unità.

#### *Solaio*

##### *Fase 1: Realizzazione della struttura del solaio*

La struttura è composta dall'orditura principale, da quella secondaria e dagli elementi di irrigidimento delle travi. In questa fase agisce solo il peso proprio degli elementi in legno di castagno (Modello S1).

##### *Fase 2: Realizzazione delle opere di completamento del solaio*

Il solaio è completo in ogni sua parte, struttura e opere di completamento

(assito, caldaia, sottofondo di allettamento e pavimento). I carichi agenti sono quelli permanenti cui si aggiunge il peso del lampadario (Modello S2).

Fase 3: *Solaio completo e in esercizio*

La struttura è completa in ogni sua parte ed è in esercizio. I carichi agenti sono quelli permanenti ed accidentali, questi ultimi relativi alla destinazione d'uso dei locali sovrastanti (uffici non aperti al pubblico) (Modello S3).

Fase 4: *Solaio completo in legno vecchio (configurazione attuale)*.

Il modello geometrico e di carico differisce dal Modello S2 poiché si è avuta la crisi per flessione della trave 1. Pertanto cambiano sia il modello statico che il materiale, che si modella come legno vecchio (Modello S4).

Fase 5: *Solaio completo in legno vecchi, in esercizio (configurazione attuale)*.

Il modello geometrico e di carico differisce da quello della fase 4 solo per condizioni di carico (Modello S5).

*Volta*

Fase 1: *Realizzazione della struttura portante*

In questa prima fase agisce solo il peso proprio della struttura, relativo al legno pioppo (Modello V1);

Fase 2: *Volta sospesa*

In questa fase si considera l'ossatura lignea della volta sospesa alla struttura di supporto. Il carico gravante è solo il peso proprio (Modello V2);

Fase 3: *Volta sospesa e completa*

La volta sospesa è completata mediante lo strato di incannucciata, gesso e stucco. I carichi agenti sono tutti quelli permanenti (Modello V3);

Fase 4: *Volta sospesa, completa in legno vecchio*

I carichi agenti sono tutti quelli permanenti (Modello V4).

Il modello V4 differisce dal modello V3 solo le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il modello FEM 3D stato è stato implementato mediante il programma di calcolo strutturale SAP2000 v. 8.23 (Wilson, 1998). Atteso l'alto livello di variabilità ed irregolarità rilevate, il modello è necessariamente affetto da approssimazioni, condotte sempre a vantaggio di sicurezza. Esse riguardano i seguenti elementi:

- *Gli elementi della volta*, centine, listelli e costole, sono modellati come elementi di sezione rettangolare. Le centine e le costole hanno sezione uguale,  $4 \times 15 \text{cm}^2$ ; i listelli hanno sezione  $7 \times 5 \text{cm}^2$ . Le centine e le costole sono vincolate al muro e al perimetro di chiave mediante cerniere, mentre i listelli

sono incastrati ad esse. Gli elementi del rettangolo di chiave si considerano incernierati alle estremità e con vincolo fisso tra loro.

- Il grigliato di *elementi in chiave di volta* è simmetrico rispetto agli assi X e Y. Gli elementi e l'interasse tra essi sono quelli rilevati.

- *La struttura a sostegno della volta* si modella secondo la configurazione e le sezioni trasversali ottenute dal rilievo geometrico. I vincoli sia esterni che interni, si modellano come cerniere.

- *Il solaio* è a doppia orditura, con irrigidimento delle travi principali. Ciascuna trave è modellata come unico elemento, con sezione circolare di diametro pari a 26cm ed interasse costante. Nel modello si trascurano i ringrossi disposti alle estremità di ciascuna trave ("guance" lignee), in quanto il collegamento con chiodatura non garantisce una perfetta aderenza con le travi. Si trascurano nel modello le zeppe lignee, pertanto si dispone l'orditura secondaria nello stesso piano XY contenente gli assi delle travi principali. Ciascun travicello è modellato come unico elemento, con sezione rettangolare 15x13cm.

La configurazione e le sezioni degli elementi del sistema di irrigidimento definite nel modello, sono quelle ottenute dal rilievo geometrico.

I vincoli tra gli elementi di irrigidimento e tra essi e la struttura muraria circostante sono modellati come cerniere, interne ed esterne rispettivamente.

I modelli delle unità strutturali così ottenuti sono rappresentati in Figura 3.4.6.

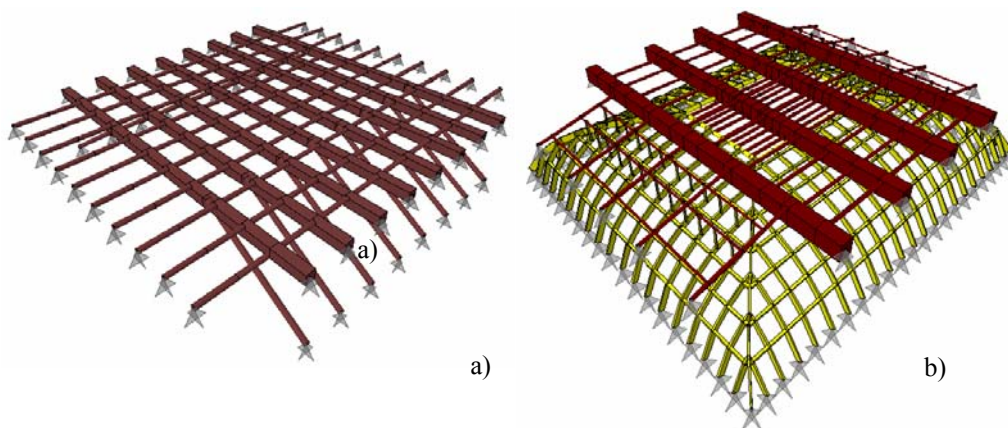


Fig. 3.4.6. Il modello 3D: a) Solaio; b) Volta e la relativa struttura di sostegno.

#### 3.4.4. *Analisi dei carichi*

Al fine di valutare l'evoluzione dello stato tensionale e deformativo agente nella struttura dall'epoca di realizzazione ad oggi sono stati messi a punto

opportuni modelli strutturali corrispondenti a ciascuna fase di vita dell'opera.

In particolare i modelli differiscono l'uno dall'altro non solo per schema statico, ma anche per le caratteristiche del materiale. Infatti, per analizzare il comportamento della struttura all'epoca della realizzazione sono state considerate tutte le fasi di realizzazione, e sono stati messi a punto i relativi modelli geometrico e meccanico. Per queste fasi il materiale si modella come legno nuovo, mentre per valutare lo stato di sollecitazioni e di deformazioni agenti nelle attuali condizioni della struttura, considerando degrado e fluage, il materiale si modella come legno vecchio.

Preliminarmente è stata condotta l'analisi dei carichi per il solaio, sintetizzata in Tabella 3.4.1.

I carichi determinati vanno moltiplicato per l'interasse, per ottenerne il valore per metro lineare di trave.

Tabella. 3.4.1. Analisi dei carichi

Analisi dei carichi		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
	Assito s=4 cm	6.00	0.24
	Caldana s <sub>m</sub> =20 cm	20.00	4.00
G <sub>k</sub>	Sottofondo s=2 cm	18.0	0.36
	Pavimento s=2 cm	20.00	0.40
	Incidenza tramezzi		2.00
Q <sub>k</sub>	Sovraccarico		2.00

Per la volta invece si valuta il carico a metro quadro, considerando il peso per unità di volume dello strato di stucchi e incannucciata con spessore medio di 5cm:

$$g_v = 0.05 \times 20.00 = 1 \text{ kN/mq}$$

Tale peso deve essere applicato come carico nodale agli elementi della parte curva, essendo la volta costituita da un grigliato di elementi frame, proporzionato alle dimensioni delle maglie della griglia, mentre dovrà essere applicato come carico uniformemente distribuito sugli elementi della chiave.

In definitiva, considerando a vantaggio di sicurezza un'area d'influenza di 45x45cm<sup>2</sup> si ha che tutti i nodi della parte curva della volta saranno caricati con una forza nodale F<sub>1</sub>=0.20 kN, mentre gli elementi della parte orizzontale (chiave volta) saranno caricati con una forza pari a F<sub>2</sub>=0.55 kN/ml.

L'analisi numerica della struttura in esame è stata condotta secondo il metodo alle tensioni ammissibili, pertanto la combinazione delle azioni agenti è conforme alla norma DIN 1052-1/A1 del 1996. Essa riguarda le due

complesse unità strutturali principali tra loro indipendenti: 1) Solaio e relativo sistema di irrigidimento; 2) Volta e relativa struttura di sostegno.

Sia per la volta che per il solaio è stata considerata l'azione del sisma sussultoria, calcolata in accordo al D.M. LL.PP. 16/01/1996, anche se la struttura non rientra nei casi previsti dalla norma stessa.

### 3.4.5. Analisi strutturale

#### 3.4.5.1 Valutazione dello stato di deformazione

Per la valutazione dell'evoluzione dello stato deformativo della struttura si analizzano le configurazioni deformate relative ai modelli caratteristici definiti. In particolare, con riferimento alla trave n. 1 del solaio, si riportano in Figura 3.4.7 gli spostamenti verticali rappresentativi delle varie fasi.

Dall'analisi dello stato di deformazione si evince che la freccia massima in condizioni di legno vecchio è circa 2cm.

Per la struttura in esame l'incremento di deformazione dovuto al creep è stato portato in conto mediante il fattore di amplificazione  $\varphi$  funzione del contenuto di umidità e delle condizioni di carico (vedi par. 3.2) in accordo alla norma DIN 1052-1/A del 1996.

Pertanto si ha per la (2):

$$u_{fin} = u_{ist} (1 + \varphi) = u_{ist} [1 + (1/\eta_k) - 1]$$

$$\text{ed essendo } \eta_k = 3/2 - g/q = 1.5 - 0.72 = 0.78$$

si ha che la deformazione finale  $u_{fin}$  è 1.28 volte quella istantanea  $u_{ist}$ .

Nella Figura 3.4.7 che segue sono riportate le configurazioni deformate di una sezione caratteristica della volta, nelle fasi di vita analizzate. Il coefficiente di amplificazione  $\varphi$  dovuto al creep è uguale a 1, essendo il rapporto  $g/q$  uguale a 1. Pertanto  $u_{fin}$  è 2 volte  $u_{ist}$ .

La volta subisce un abbassamento nella parte centrale, in corrispondenza della chiave, con un valore massimo in mezzeria, calcolato sul Modello V1 (volta con struttura autoportante), superiore a 6cm, che si riduce a circa 1cm nel caso in cui la volta è sospesa alla struttura sovrastante (Modello V2). La particolare configurazione che si legge in corrispondenza del rettangolo di chiave è dovuto al fatto l'asse dell'elemento del perimetro e l'asse del listello non sono allineati (vedi particolare in Fig. 3.4.8). Le curve sono ottenute, infatti, congiungendo gli assi degli elementi intercettati dalla linea di sezione ideale.

Si precisa che, per una più chiara rappresentazione, il valore degli abbassamenti della volta è stato amplificato 5 volte.

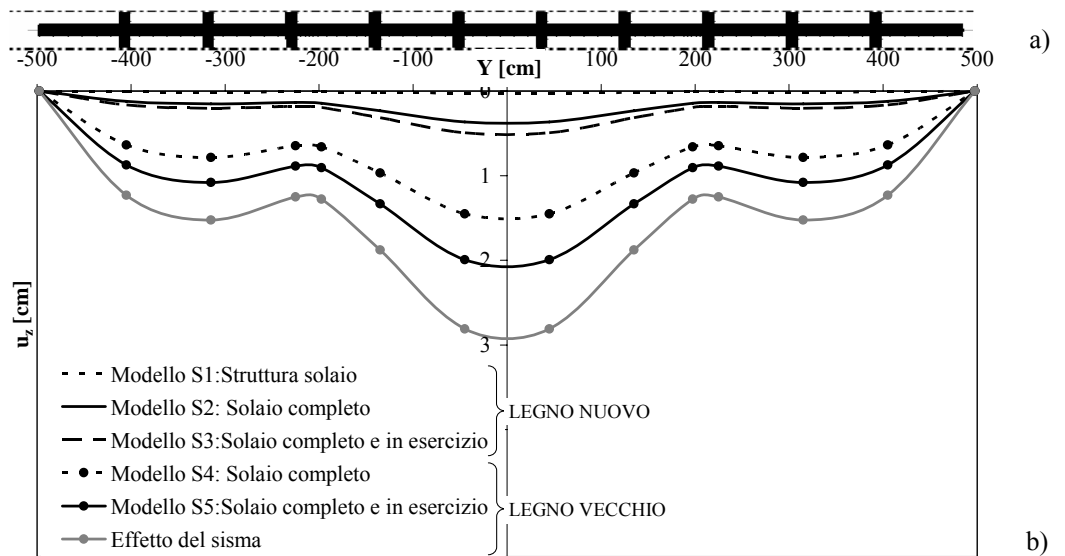


Fig. 3.4.7. Stato di deformazione del solaio: a) Sezioni di riferimento trave n.2; b) Spostamenti verticali ( $u_z$ ).

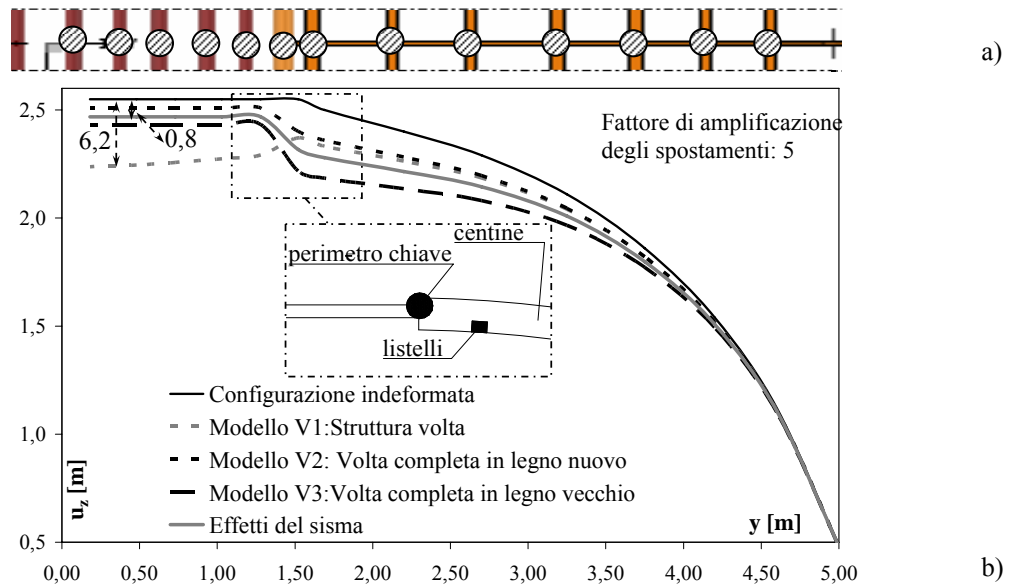


Fig. 3.4.8. Stato di deformazione della volta: a) Punti di riferimento scelti; b) Configurazioni deformate di una sezione tipica nelle fasi di vita studiate.

### 3.4.5.2 Valutazione dello stato tensionale

I risultati dello studio svolto sono sintetizzati nei diagrammi delle

sollecitazioni riportati in Figura 3.4.9. In particolare in detta figura sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni negli elementi del solaio, relativamente ad una sezione tipo. La distribuzione delle sollecitazioni nelle altre sezioni cambia solo per l'intensità, rimanendo immutato lo schema statico. Per le travi principali si fa riferimento alla trave 2 del Modello S3, considerando che la trave 1 è inefficace in seguito alla crisi per flessione. Per l'orditura secondaria si osserva che lo sforzo normale è nullo, pertanto si riportano solo i diagrammi di taglio e momento flettente (amplificati di 10 volte rispetto a quelli delle travi principali) per i modelli S3 ed S4, evidenziandone la differenza in seguito alla crisi della trave 1.

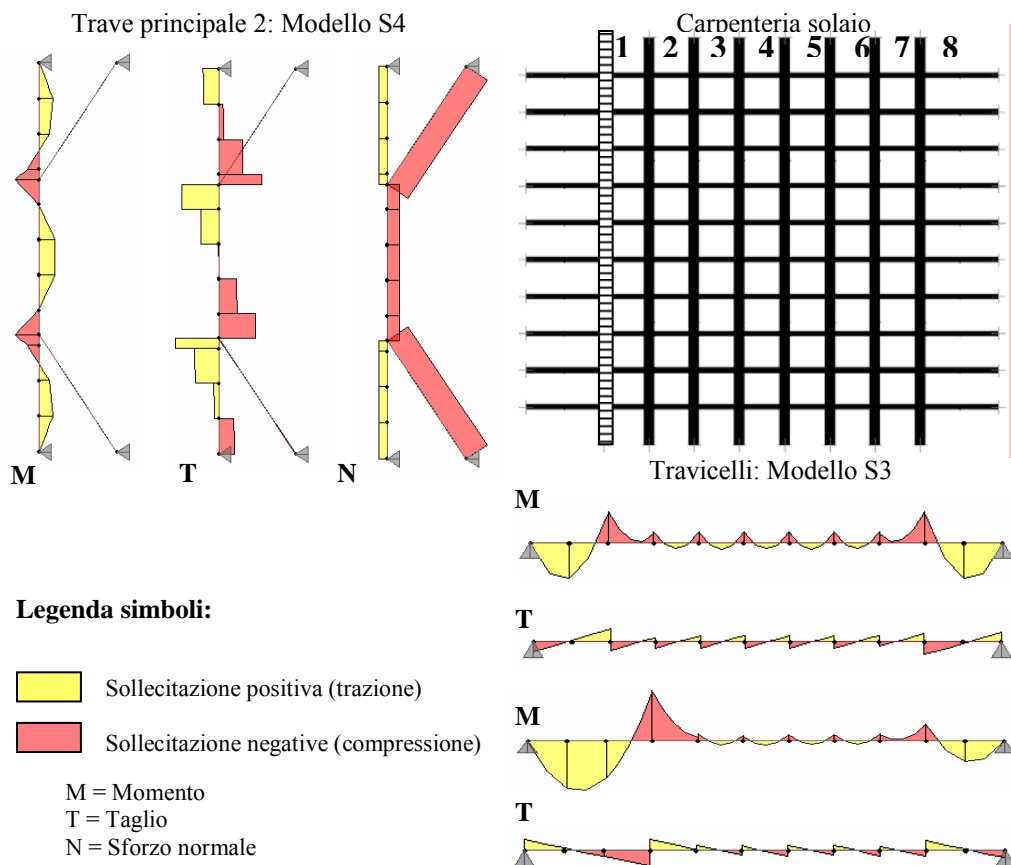


Fig. 3.4.9. Distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del solaio.

Nella Figura 3.4.10 si riporta lo stato tensionale agente negli elementi della volta con riferimento a due sezioni caratteristiche tra loro ortogonali. Si riporta



in particolare il confronto tra due configurazioni statiche: la volta autoportante (Modello V1, Fig. 3.4.10a) e la volta sospesa alla struttura di sostegno (Modello V3, Fig. 3.4.10b), al fine di evidenziare l'effetto benefico della sospensione, in particolare per gli elementi in chiave.

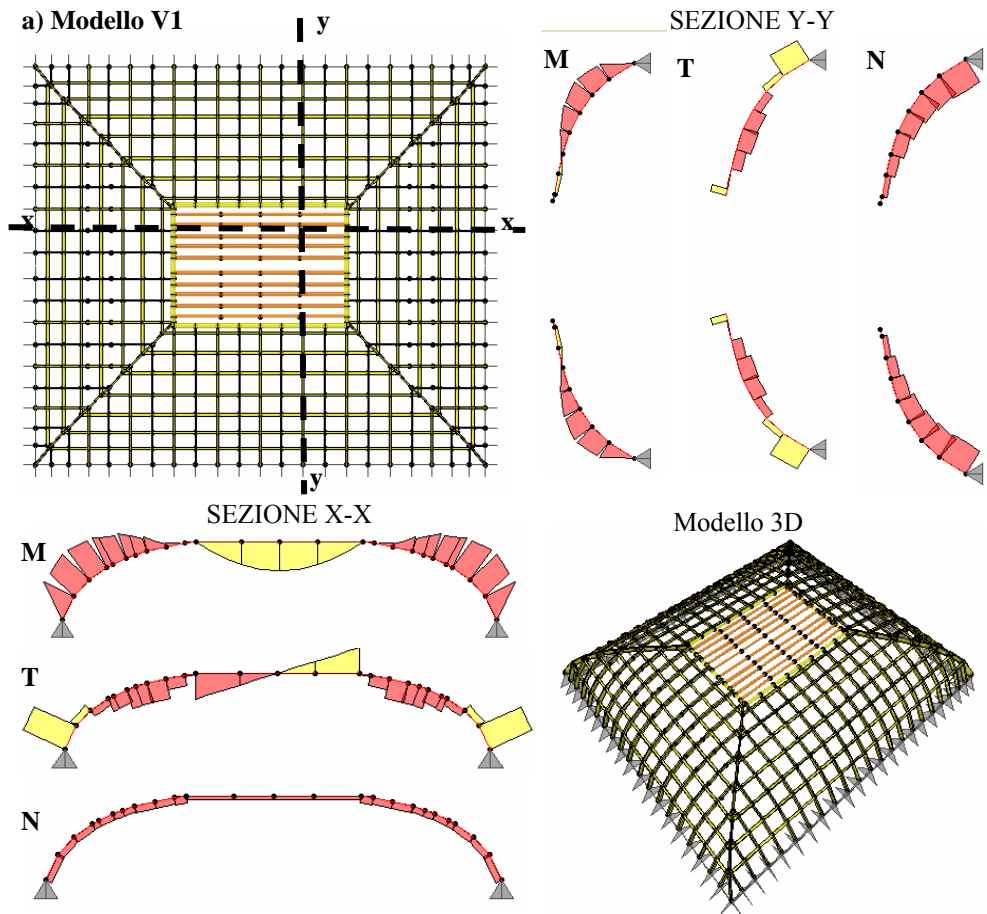


Fig. 3.4.10. Distribuzione delle sollecitazioni negli elementi della volta: a) Volta autoportante; b) Volta sospesa. (continua)

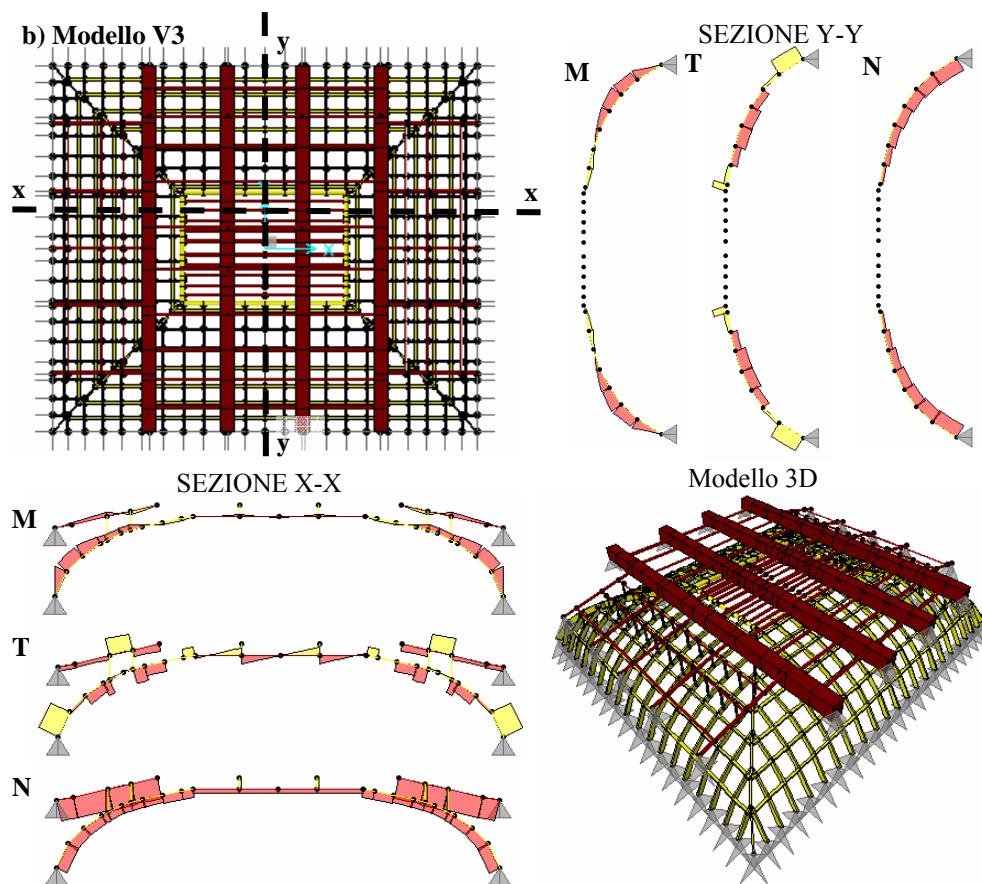


Fig. 3.4.10. Distribuzione delle sollecitazioni negli elementi della volta: a) Volta autoportante; b) Volta sospesa.

### 3.4.6. Verifiche

#### 3.4.6.1 Verifiche di deformabilità

Secondo la DIN 1052-1/A1 (1996), la deformazione finale delle travi deve essere limitata al valore:

$$u_{fin} \leq L/300$$

pertanto per la luce di 10m,  $u_{tot} = 1000/300 = 3.33\text{cm}$ , che è maggiore del valore calcolato ( $u_{max} = 2.20\text{cm}$ ) con riferimento al Modello S4. Queste deformazioni devono essere sommate alle irregolarità del tronco che induce uno stato di deformazione di gran lunga superiore, come testimonia la presenza delle zeppe poste in corrispondenza dei travicelli (vedi Fig. 3.4.2 e 3.4.3).

E' importante notare che le configurazioni deformate sono state calcolate considerando ancora efficaci i puntoni longitudinali che irrigidiscono le travi del solaio. Nel caso in cui, come si vedrà nei successivi paragrafi, essi non soddisfano le verifiche di stabilità e quindi perdono la funzionalità, il solaio risulta semplicemente appoggiato alla sola muratura e subisce deformazioni considerevoli (50cm nella sezione di mezzera delle travi).

Con riferimento alla volta si osserva che il collegamento alla struttura sovrastante rende trascurabili gli abbassamenti sia in corrispondenza della chiave (circa 1cm), sia in corrispondenza del perimetro di chiave (circa 2cm). L'effetto del sisma induce un ulteriore abbassamento, inferiore ad 1cm, che non pregiudica la conservazione dello stucco e quindi dell'affresco.

#### 3.4.6.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

Le verifiche condotte secondo la DIN 1052-1/A1 (1996), con riferimento alle proprietà meccaniche del materiale riportate in Tabella 3.2.3, hanno evidenziato quanto segue:

##### *Solaio*

- la trave n. 1 presenta una crisi per flessione;
- la trave principale del solaio n. 2 e i travicelli, nelle condizioni attuali di legno vecchio (Modello S4), non soddisfano le verifiche di resistenza;
- i puntoni longitudinali di irrigidimento non soddisfano le verifiche di stabilità e per le travi prive le frecce raggiungono valori superiori a quelli ammissibili (circa 30cm).
- alcuni appoggi delle travi sono ridotti al punto da generare crisi nella muratura sottostante.

##### *Volta*

- gli elementi in chiave di volta, nel caso di volta autoportante, non soddisfano le verifiche di resistenza, pertanto risulta necessaria la sospensione della volta alla struttura di sostegno;
- è necessario migliorare la distribuzione dei collegamenti lignei volta-struttura di sostegno in quanto alcuni di essi, quelli esterni alla zona di chiave, non sono tiranti, ma puntoni.

Quanto ottenuto dalle verifiche trova riscontro nell'indagine visiva, condotta per la valutazione dello stato di conservazione degli elementi (par. 3.4.2). La stessa ha evidenziato inoltre la necessità di ripristinare tutti i collegamenti tra gli elementi strutturali.

### 3.5. LA TERZA ANTICAMERA (SALA V)

La Terza Anticamera è la Sala V dell' Appartamento Storico del Palazzo Reale di Napoli situata sul primo braccio ad ovest, adiacente alla *Seconda anticamera (IV)* e alla *Sala del trono (VI)* (Fig. 3.5.1a).

In essa, decorata e arredata nell'Ottocento, si ammira il soffitto sul quale Giuseppe Cammarano (Sciacca 1766 – Napoli 1850) dipinse un riquadro raffigurante “Pallade che incorona la Fedeltà (Fig. 3.5.1b)”, firmato e datato 1818 e riferibile alla Restaurazione di Ferdinando I. Particolarmente significativo è l'arazzo di manifattura Napoletana di Pietro Duranti (Roma? – Napoli dopo il 1791) raffigurante l' “Allegoria del Fuoco” o “Ratto di Proserpina” (Fig. 3.5.1c). Il cartone preparatorio fu commissionato a Gerolamo Storace Franchis nel 1762 con la consulenza di Luigi Vanvitelli. L'arazzo completava a distanza di un ventennio la serie degli “Elementi”, la prima serie della Fabbrica fondata dai Borbone nel 1737, portando a Napoli telai e maestranze della Fabbrica Medicea di Firenze che si era chiusa in quell'anno (Electa, *Il Palazzo Reale di Napoli*, 2000).

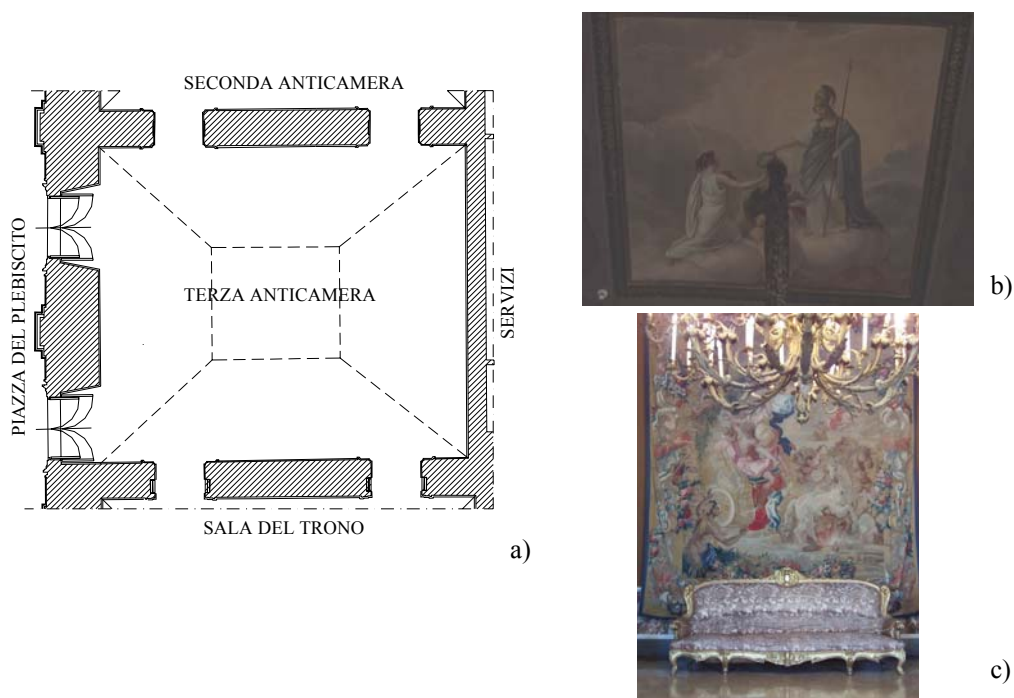


Fig. 3.5.1. Terza Anticamera: a) Pianta; b) Soffitto con affresco; c) Arazzo

La copertura della Terza Anticamera è una struttura lignea costituita da una

volta sospesa ad una struttura lignea appositamente concepita ed un solaio indipendente (tipologia 3, paragrafo 3.1), databile tra la metà del 1600 e i primi del 1700 e restaurata intorno al 1840 in seguito ad un incendio che colpì molti locali dell'Appartamento Storico.

### **3.5.1. Rilievo geometrico e fotografico**

Come fase preliminare di conoscenza della copertura lignea è stato eseguito un dettagliato rilievo geometrico che ha consentito di individuare l'organizzazione gerarchica degli elementi costituenti l'intero complesso e la configurazione dei vari sistemi strutturali, nonché i collegamenti tra essi.

Relativamente a ciascuna unità strutturale, di seguito si riporta una descrizione geometrica dettagliata corredata da fotografie e disegni.

#### *3.5.1.1. La volta*

La volta incannucciata copre in pianta l'intera superficie della sala (11,50x10m). La struttura di sostegno della volta è costituita da quattro costole poste in corrispondenza degli spigoli, da un grigliato di centine e listelli nella parte curva e dalla chiave rettangolare, disposta centralmente rispetto alla sala (Fig. 3.5.2a). Le costole hanno una sezione resistente ottenuta affiancando tre profili, collegati tra loro mediante due o tre chiodi, ciascuno con spessore ed altezza pari rispettivamente a 4 e 15cm (Fig. 3.5.2b). Le centine sono ottenute mediante chiodatura di due o tre elementi di sezione rettangolare il cui spessore si può ritenere costante e pari a 4cm, ma la cui altezza varia tra i 10 e i 15cm, poste ad interasse costante di 30cm. Esse sono irrigidite dai listelli, disposti ortogonalmente e collegati ad esse dal basso mediante un "incastro a mezzo legno". La sezione dei listelli è rettangolare con dimensioni minime rilevate 5x6cm ed il loro interasse, in proiezione orizzontale, è variabile e compreso tra i 23 e i 52 cm, per cui la griglia costituita da centine e listelli è a maglie rettangolari (Fig. 3.5.2c). Le costole e le centine sono collegate da un lato alle travi perimetrali della chiave e dall'altro, mediante semplice appoggio ai muri perimetrali.

Il perimetro della chiave di volta è costituito da un rettangolo di elementi a sezione circolare con diametro di 10cm, tra loro chiodate. Gli elementi in chiave, chiodati alle travi perimetrali, formano anch'esse un grigliato realizzato mediante due orditure, principale e secondaria. L'orditura principale è costituita da elementi a sezione rettangolare di dimensioni 4x10cm, disposti, lungo la dimensione minore, ad interasse 30cm, alle quali sono chiodate, dal basso, elementi di sezione rettangolare 5x4cm, anch'essi posti ad interasse costante di 30cm, costituenti l'orditura secondaria (Fig. 3.5.2d).

La membrana di gesso comprende una sottile stuoia di canne, detta incannucciata, posta in prossimità dell'intradosso della volta che serviva a far da cassero per il gesso.

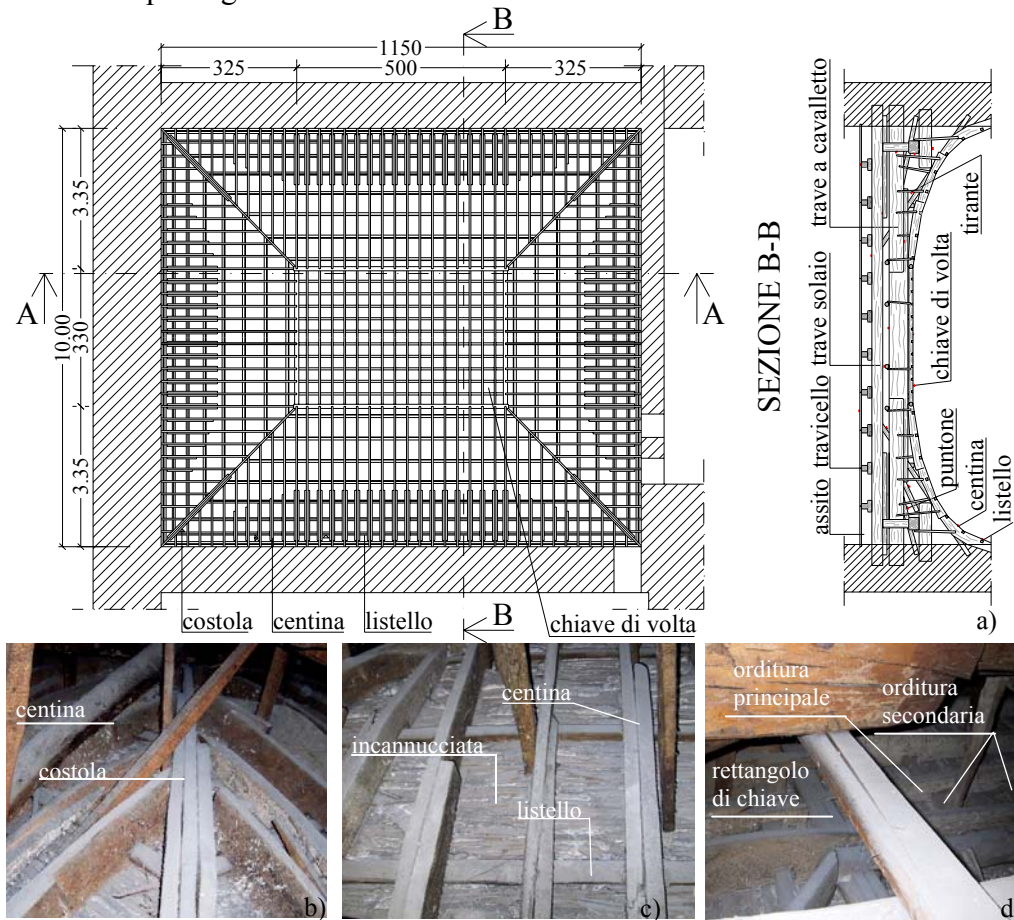


Fig. 3.5.2. Struttura volta: a) Carpenteria e sezione; b) Particolare costola; c) Oritura centine e listelli; d) Particolare chiave di volta.

### 3.5.1.2. La struttura di sostegno della volta

La struttura a sostegno della volta è costituita da due orditure, travi a cavalletto e travetti, da elementi sussidiari, puntoni e travetti reticolari, e da un sistema di tiranteria lignea (Fig. 3.5.3a).

L'orditura principale è composta da quattro travi a cavalletto, disposte in direzione nord-sud (parallelamente alle travi del solaio) ad interasse variabile, compreso tra 2.15m e 2,58m, di sezione rettangolare 33x45cm. Il piano medio

orizzontale che le contiene dista 55cm da quello delle travi principali del solaio. Quattro file di travetti costituiscono l'orditura secondaria, hanno interasse variabile tra 1,00m e 1,50m e sezione circolare di diametro 10cm (Fig. 3.5.3b). La trave a cavalletto n. 3 è costituita da un primo tratto che fuoriesce a mensola dal muro costituito da due semitronchi lignei, a cui è collegato il secondo tratto mediante un coprigiunto (Fig. 3.5.3c). L'altra estremità della trave non è stata rilevata, sempre per l'impossibilità di accesso, ma si suppone realizzata allo stesso modo. Le altre travi sono costituite invece da un unico tronco. Lungo le pareti ovest ed est sono situati, da entrambi i lati della volta, quattro puntoni inclinati (puntone a parete), di sezione 10cm, appoggiati da un estremo al muro e dall'altro alle travi a cavalletto 1 e 4. Quattro puntoni angolari sono situati nei punti di intersezione tra le travi ed i puntone a parete di estremità e sono innestati sulle murature in corrispondenza degli spigoli della sala (Fig. 3.5.3d).

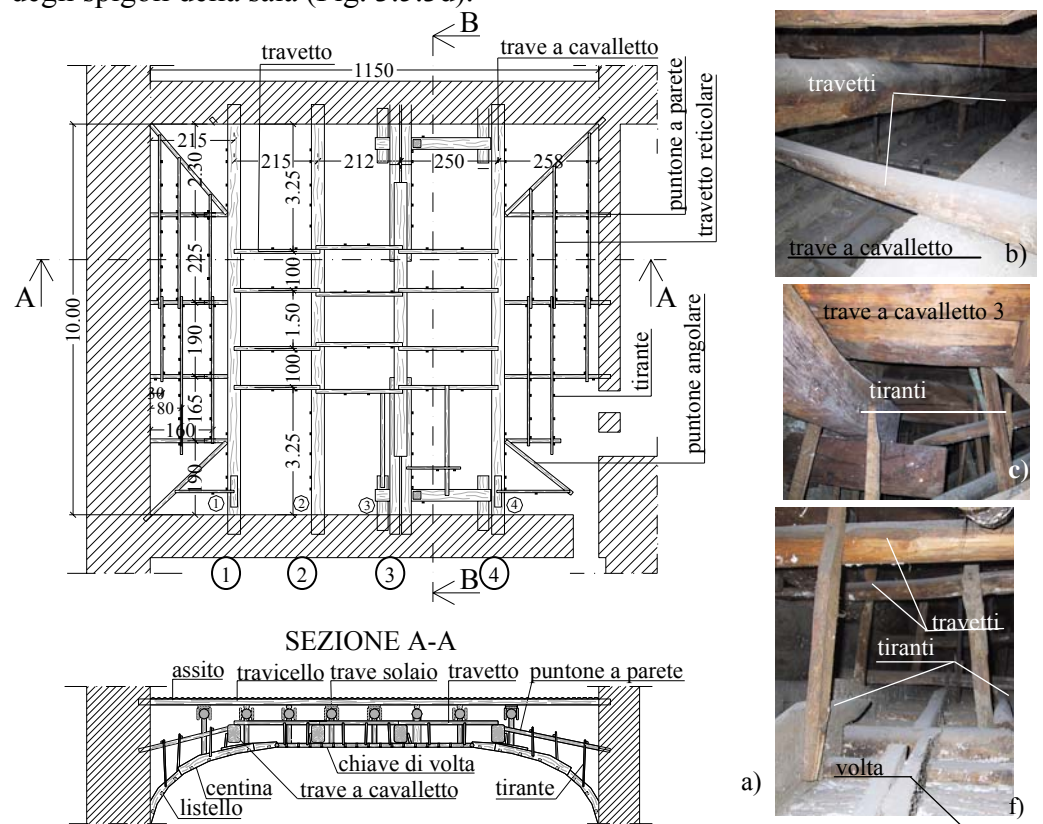


Fig. 3.5.3. Struttura di supporto della volta: a) Carpenteria e sezione; b,c,d,e,f) Particolari. (continua)

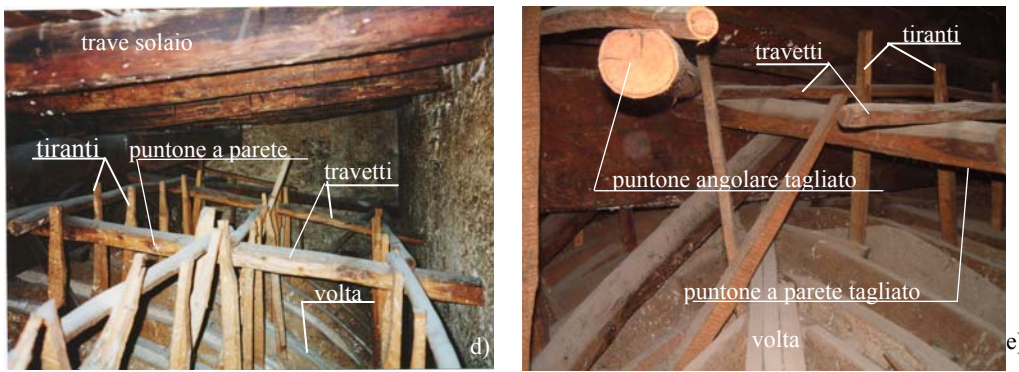


Fig. 3.5.3. Struttura di supporto della volta: a) Carpenteria e sezione; b,c,d,e,f) Particolari.

Il puntone angolare e quello a parete, disposti nel quadrante a sud-est, risultano tagliati per consentire il passaggio alla copertura della Sala del Trono (VI), adiacente alla Terza Anticamera (V) (Fig. 3.5.3e).

Sui puntoni a parete poggiano tre file di travetti reticolari, la cui sezione è circolare di diametro 6cm (Fig. 3.5.3d).

Gli elementi di collegamento volta-struttura di sostegno (tiranti in Fig. 3.5.3f) hanno sezione rettangolare di dimensioni medie 3x5cm.

I collegamenti tra gli elementi lignei sono realizzati mediante chiodatura.

Il lampadario è disposto centralmente rispetto alla sala, ma non è stato possibile, nell'intercapedine tra volta e solaio, nè rilevare il sistema che lo sorregge, nè individuare gli elementi gravati dal suo peso. Si ipotizza verosimilmente, dalla sua posizione, che esso gravi sulle travi principali centrali.

### 3.5.1.3. Il solaio

Il solaio ligneo è composto da due ordini di travi tra loro ortogonali: travi principali e travicelli (Fig. 3.5.4a). L'orditura principale è costituita da otto travi maestre disposte in direzione nord-sud, secondo la luce di 10m, ad interasse variabile, compreso tra 1,10m e 1,32m. La sezione delle travi principali è circolare, di diametro medio 26cm. Alle due estremità di ogni trave si rilevano due "guance" lignee di ringrosso (Fig. 3.5.4b), lunghe circa 3,40m, aventi sezione rettangolare di spessore variabile tra 5cm e 8cm ed altezza di circa 30cm, e ).

Ciascuna trave risulta irrigidita da due puntoni longitudinali, inclinati a formare un sistema a portale (Fig. 3.5.4b), di sezione circolare di diametro 12cm. Soltanto una trave, indicata in carpenteria con il numero 6 (Fig. 3.5.4a,c), è irrigidita mediante un sistema diverso: ad una distanza di 50cm dal



muro perimetrale, essa è rinforzata da una sottotrave a mensola, di sezione rettangolare 10x20cm e di lunghezza 2,20m, mediante la quale poggia su una sella verticale con coprighiunto. La sella ha sezione quadrata di lato 20cm, altezza di circa 70cm ed appoggia ad un terzo della luce di una trave che a sua volta poggia su due mensole incastrate al muro. La trave ha luce 2,58m e sezione rettangolare 30x25cm.

Le mensole hanno sezione rettangolare 28x30cm, una luce di 1m ed il loro asse dista 1,20m dal piano medio contenente le travi principali.

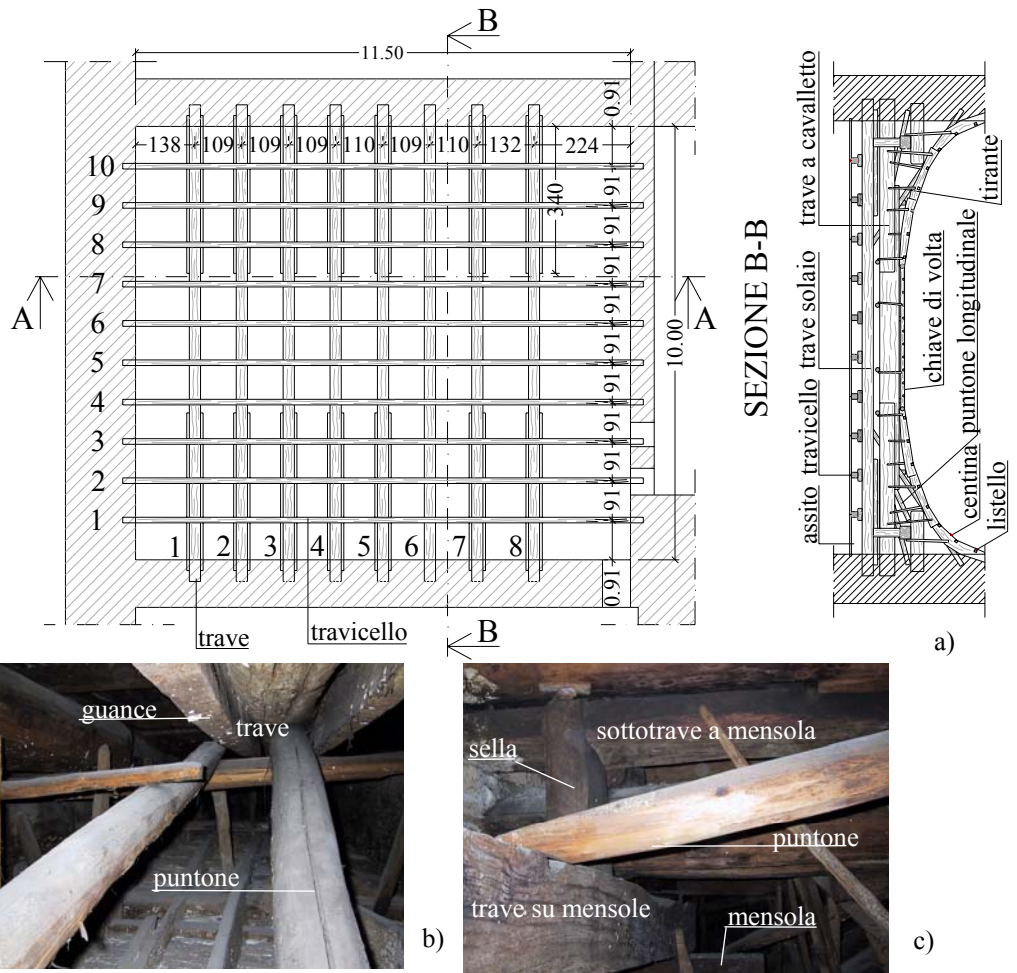


Fig. 3.5.4. Struttura solaio: a) Carpenteria e sezione; b,c,d,e,f) Particolari.

L'orditura secondaria è costituita da 10 travicelli disposti in direzione ovest-est ad interasse costante circa 90cm, di sezione rettangolare 13x15cm (Fig.

3.5.5). Al fine di garantire la planarità del solaio e un piano orizzontale per l'assito, i travicelli appoggiano sulle travi mediante l'interposizione di zeppe lignee di varia forma e dimensioni.



Fig. 3.5.5. Particolari orditura solaio.

L'impalcato ha spessore medio di circa 30cm ed è costituito da un assito di panconcelle, ossia assi a mezzo tronco, su cui è posto un massetto di lapilli e malta bastarda detto caldana, di spessore medio di 20cm, costituente la base per il massetto di sottofondo e per il sovrastante pavimento in maioliche.

I collegamenti tra i vari elementi lignei sono realizzati mediante chiodatura.

### 3.5.2. Indagine diagnostica del legname in opera

#### 3.5.2.1 Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione

##### *La volta e la struttura di sostegno*

La trave a cavalletto 2 presenta, in prossimità dell'appoggio a muro, una grossa lesione a circa metà altezza che sembra una grossa fenditura da ritiro (Fig. 3.5.6a). I puntoni longitudinali, in particolar modo quelli relativi alle travi 7 e 8, appaiono deformati per instabilità e presentano lesioni che si estendono per quasi tutta la loro lunghezza a partire dalla zona di innesto con le travi, in cui è anche visibile una parziale rottura per compressione (Fig. 3.5.6b).

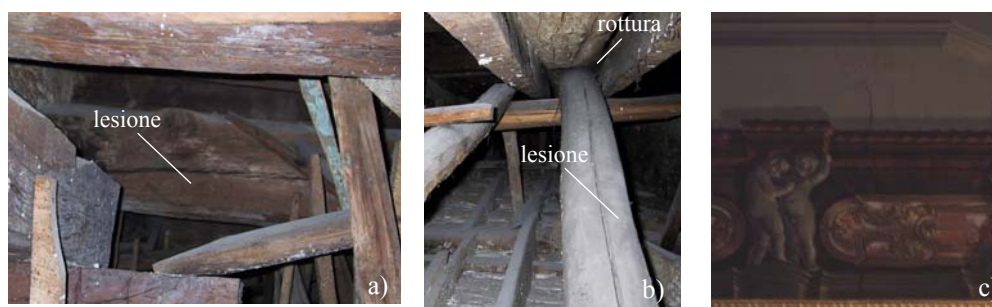


Fig. 3.5.6. a) Lesione trave a cavalletto; b) Difetti e danni dei puntoni; c) Lesioni volta.

Per la volta sono state rilevate alcune macchie di umido e fessure all'intradosso della stessa, in corrispondenza della chiave di volta, dei quattro spicchi d'angolo e soprattutto lesioni all'imposta in corrispondenza della mezzeria del muro a confine con la zona servizi (lato cortile interno), causate, come confermerà l'analisi strutturale, dello stato di deformazione conseguente alla particolare disposizione dei puntoni (Fig. 3.5.6c). L'ambiente fra volta e solaio presenta valori di umidità elevati a causa delle infiltrazioni, le cui cause vanno identificate e rimosse.

#### *Il solaio*

Le travi del solaio, indicate in carpenteria con i numeri 7 e 8, appaiono particolarmente inflesse. Infatti su di esse grava un carico maggiore dovuto al loro interasse, superiore rispetto a quello medio tra le altre travi; la trave 6 è la più imbarcata in quanto non irrigidita, come le altre, da puntoni longitudinali che ne avrebbero ridotto l'abbassamento in mezzeria. Inoltre la trave 7 presenta un danneggiamento delle fibre inferiori (Fig. 3.5.7) a circa metà della luce, valutabile come una rottura per flessione.



Fig. 3.5.7. Trave 7 con danneggiamento delle fibre inferiori.

Il legno in opera si presenta complessivamente in buone condizioni; infatti, pur essendo le fenditure da ritiro diffuse, esse non sono particolarmente profonde o passanti e solo qualche elemento presenta lesioni pericolose ai fini della sua sicurezza. Sono però evidenti cipollature che comunque sono una conseguenza quasi inevitabile del legno di castagno. Inoltre le zone interessate da degrado biologico sono piuttosto limitate; sono però visibili, su alcuni elementi, i camminamenti superficiali lasciati dalle termiti anche se tali attacchi interessano generalmente solo l'alburno. Infine le fessurazioni da ritiro, il degrado meccanico e biologico rilevati non comportano una riduzione della sezione resistente degli elementi (la sezione efficace coincide con quella reale), particolarmente gravosa ai fini delle verifiche di deformabilità e resistenza, oggetto della successiva analisi strutturale.

Si ritiene quindi opportuno, sulla base delle considerazioni appena fatte, assegnare la qualità dei legni di tutti gli elementi, ad una categoria intermedia,

la seconda, con capacità portante normale a cui corrispondono buone proprietà di resistenza e rigidità.

### 3.5.2.2 *Proprietà meccaniche del materiale*

In base all'esame visivo svolto in fase di rilevazione è possibile affermare che gli elementi del solaio (travi, travicelli, puntoni, sistema di sostegno della trave 6) e della struttura a sostegno della volta (travi a cavalletto, travetti, puntoni a parete e angolari, travetti reticolari) sono tutti in legno di castagno (come confermato anche dalla diagnostica sul solaio della Sala Diplomatica); gli elementi costituenti l'ossatura della volta (costole, centine e listelli) e i tiranti che la collegano alla sottostante struttura, sono in legno di pioppo, il quale, essendo particolarmente leggero, in passato era spesso utilizzato per la realizzazione di plafoni negli edifici storici. Pertanto le caratteristiche meccaniche degli elementi sono quelle riportate nella Tabella 3.2.1.

### 3.5.3. *Modellazione*

L'analisi dell'evoluzione dello stato tensionale e deformativo presuppone l'individuazione delle diverse fasi di vita della stessa, dal tempo  $t_0$  in cui è stata realizzata, al tempo  $t_1$  attuale. A ciascuna fase corrisponde un modello, definito dalla configurazione geometrica strutturale, dalle caratteristiche meccaniche del materiale e dalle azioni agenti. Relativamente alle unità strutturali indipendenti, solaio e volta, si definiscono di seguito le fasi di vita e i relativi modelli.

#### *Solaio*

Fase 1: Realizzazione della struttura portante

In questa fase agisce solo il peso proprio degli elementi portanti, relativo al legno castagno di cui sono costituiti tutti gli elementi (Modello S1).

Fase 2: Realizzazione delle opere di completamento, solaio completo

Il solaio è completo in ogni sua parte, costituito dalla struttura portante e dalle opere di completamento. I carichi agenti sono quelli permanenti (Modello S2).

Fase 3: Solaio completo e in esercizio

La struttura è completa in ogni sua parte ed è in esercizio. I carichi agenti sono quelli permanenti ed accidentali, questi ultimi relativi alla destinazione d'uso dei locali sovrastanti (uffici non aperti al pubblico) (Modello S3).

Fase 4: Solaio completo in legno antico

Nel periodo compreso tra il tempo in cui è stata realizzata la struttura e quello attuale, il legno ha subito l'effetto del degrado, sia di natura meccanica che biologica, per cui le sue caratteristiche meccaniche corrispondono a quelle del

“legno antico” (vedi par. 3.2). I carichi agenti sono quelli permanenti (Modello S4).

Fase 5: Solaio completo e in esercizio in legno antico

Il solaio è completo e in esercizio ed agiscono i carichi permanenti e variabili (Modello S5).

Si osserva che i modelli S2 ed S4 differiscono solo per le caratteristiche meccaniche del materiale, cos' come i modelli S3 ed S6.

#### *Volta*

Fase 1: Realizzazione struttura volta

In questa prima fase agisce solo il peso proprio della struttura, relativo al legno di pioppo (Modello V1).

Fase 2: Volta sospesa alla struttura di sostegno

L'ossatura lignea della volta è sospesa alla sovrastante struttura, mediante tiranti lignei, costituiti da legno pioppo. La struttura a sostegno della volta è realizzata in legno di castagno. Il carico gravante è solo il peso proprio degli elementi strutturali (Modello V2).

Fase 3: Volta sospesa e completa

La volta sospesa è completata mediante lo strato di incannucciata, gesso e stucco. I carichi agenti sono tutti quelli permanenti (Modello V3).

Fase 4: Volta sospesa e completa in legno antico

La struttura della volta è la stessa di quella del modello V3, ma con proprietà di rigidità e resistenza relative a quelle del “legno antico” (Modello V4).

La modellazione delle diverse unità strutturali, solaio, volta e relativa struttura di sostegno, che costituiscono la copertura della Terza Anticamera, è stata eseguita con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000, v. 9.1.6 (Wilson, 1998).

Relativamente a ciascuna unità strutturale si definiscono di seguito la geometria e le condizioni di vincolo.

Nel modello del *solaio* è ciascuna trave è modellata come unico elemento di luce 10,00m, con sezione circolare di diametro 26cm ed interasse variabile, secondo il rilievo geometrico. Si trascurano i ringrossi disposti alle estremità di ciascuna trave (“guance” lignee), in quanto il collegamento con chiodatura non garantisce una perfetta aderenza con le travi e le zeppe lignee. L'orditura secondaria si dispone, pertanto, nello stesso piano XY contenente gli assi delle travi principali. Ciascun travicello è modellato come unico elemento di lunghezza 11,50m, con sezione rettangolare 13x15cm.

La configurazione e le sezioni degli elementi del sistema di irrigidimento definite nel modello, sono quelle ottenute dal rilievo geometrico. Il sistema di rinforzo della trave 6, (vedi particolare in Fig. 3.5.8a), è costituito dai seguenti

elementi monodimensionali: una sella verticale di lunghezza 1,2m a cui si assegna una sezione quadrata di lato 20cm, da una trave lunga 2,58m, con sezione rettangolare 30x25cm, due mensole di luce 1m, disposte nel piano  $Z=-1,20m$ , con sezione rettangolare di dimensioni 28x30cm. Si trascura nel modello la sottotrave di irrigidimento della trave 6.

Le travi si modellano come appoggiate ai muri laterali e ai puntoni intermedi. I travicelli, invece, sono elementi continui su dieci appoggi, di cui, quelli corrispondenti alle 8 travi, cedevoli. I vincoli tra gli elementi di irrigidimento e tra questi e la muratura, si modellano come cerniere. Per quanto riguarda il sistema di rinforzo della trave 6, si definisce il seguente schema statico: ciascuna sella si modella come pendolo verticale, cedevole in corrispondenza dell'appoggio sulla trave che, a sua volta, è semplicemente appoggiata alle. Le mensole si possono considerare incastrate al muro e sono degli elementi tozzi.

*La volta* si modella considerando le centine come elementi di sezione rettangolare di dimensioni  $4 \times 15 \text{cm}^2$  e le costole della stessa dimensione. I listelli si modellano come elementi continui, con sezione rettangolare  $5 \times 6 \text{cm}^2$  (le minime tra quelle rilevate). Il grigliato di elementi in chiave di volta è simmetrico rispetto agli assi X e Y. Gli elementi e l'interasse tra essi sono quelli rilevati.

Le centine e le costole sono vincolate al muro e al perimetro di chiave mediante cerniere, mentre i listelli sono incastrati ad esse. Gli elementi del rettangolo di chiave si considerano incernierati alle estremità e con vincolo fisso tra loro.

*La struttura a sostegno della volta* si semplifica modellando la trave a cavalletto 3 (costituita da due tronchi lignei collegati mediante coprighiunto) come elemento costituito da un unico tronco con sezione di inerzia equivalente.

La posizione degli altri elementi costituenti la struttura si modella secondo il rilievo geometrico. Le sezioni trasversali che si assegnano sono quelle medie rilevate.

I vincoli sia esterni che interni si modellano come cerniere.

I modelli delle unità strutturali così ottenuti sono rappresentati in Figura 3.5.8.

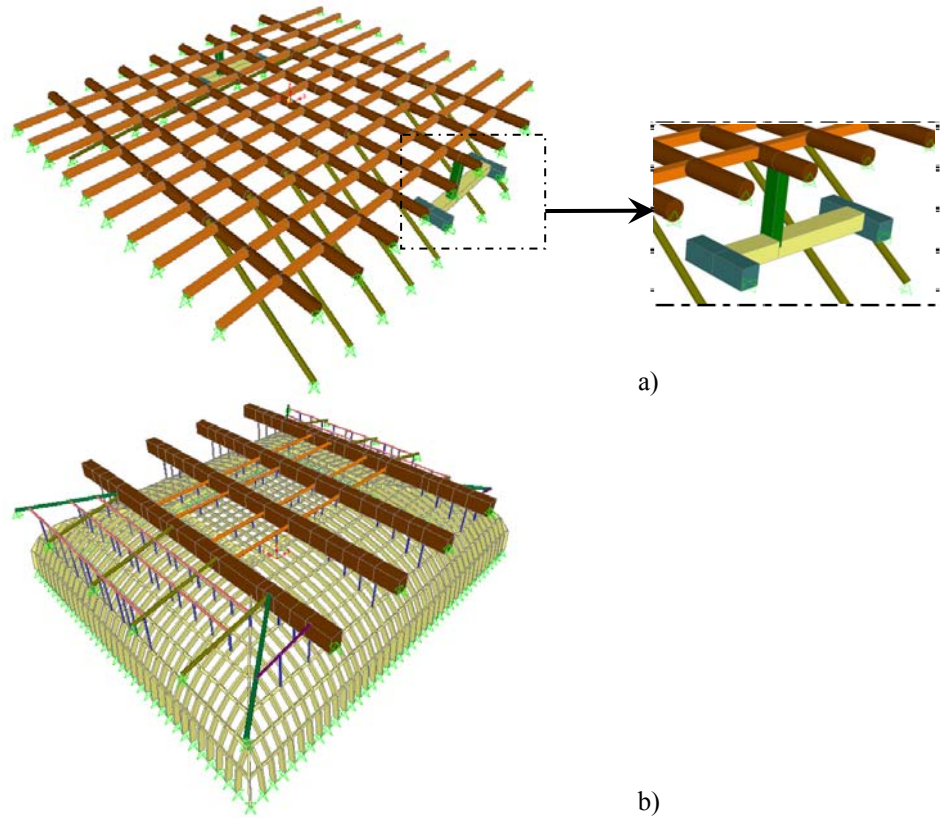


Fig. 3.5.8. Il modello 3D: a) Solaio; b) Volta e la relativa struttura di sostegno.

**3.5.4. Analisi dei carichi**

Per il solaio oggetto di studio si considerano solo le azioni verticali, suddivise e classificate in: permanenti, variabili e sismiche.

Nella tabella 3.5.1 si riportano, relativamente a ciascuna parte costituente l'impalcato, il materiale ed il relativo peso specifico e lo spessore.

Tabella. 3.5.1. Analisi dei carichi

Analisi dei carichi	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Assito s=4 cm	6.00	0.24
Caldana s <sub>m</sub> =20 cm	20.00	4.00
G <sub>k</sub> Sottofondo s=2 cm	18.0	0.36
Pavimento s=2 cm	20.00	0.40
Incidenza tramezzi		2.00
Q <sub>k</sub> Sovraccarico		2.00

Si ricorda, a questo punto, che l'analisi delle strutture di questa sala, è stata condotta secondo entrambi i metodi : Stati Limite (EC5, 2004) e Tensioni Ammissibili (DIN 1052-1, 1996); pertanto i carichi vanno combinati opportunamente a seconda che si proceda secondo l'uno o l'altro metodo.

Sulla struttura della volta agiscono le azioni verticali, classificate in permanenti e sismiche. Le azioni permanenti sono costituite dal peso proprio e dal peso dello strato composto dall'incannucciata, dallo stucco e dal gesso, di spessore circa 7 cm e peso specifico  $16 \text{ kNm}^{-3}$ . Esso è modellato come carico nodale, mediante forze concentrate applicate nei punti di intersezione dei diversi elementi lignei che costituiscono il grigliato di centine e listelli, nella parte curva, e di elementi in chiave di volta, tessuti in direzioni tra loro ortogonali.

E' necessario quindi determinare le aree d'influenza ( $A_i$ ) da considerare per il calcolo delle forze nodali. In prima approssimazione si considera un'unica area d'influenza calcolata moltiplicando gli interassi maggiori ( $0,30 \times 0,54 \text{ cm}^2$ , nella parte curva, corrispondente ad un'area di  $0,162 \text{ cm}^2$ . Pertanto si ha:

$$g_v = 0.07 \times 20.00 = 1.4 \text{ kN/mq}$$

$$F_v = g_v \cdot A_i = 1.40 \times 0.30 \times 0.54 = 0.23 \text{ kN}$$

In definitiva, si ha che tutti i nodi volta saranno caricati con una forza nodale  $F_1 = 0.23 \text{ kN}$ . I nodi perimetrali saranno caricati con una forza  $F_2 = 0.115 \text{ kN/ml}$ , considerando che su di essi agisce il peso di metà della superficie d'influenza.

A vantaggio di sicurezza si considerano anche le azioni sismiche verticali, sia per la volta sia per il solaio, nonostante le caratteristiche delle strutture non rientrano nei casi previsti dalla norma. Esse si calcolano sia secondo l'OPCM 3431 sia secondo il D.M. 16/01/1996, a seconda che si proceda secondo il metodo agli stati limite o alle tensioni ammissibili, rispettivamente.

### 3.5.5. Analisi strutturale

#### 3.5.5.1. Valutazione dello stato di deformazione

In questa fase di analisi si valuta l'evoluzione dello stato deformativo delle strutture, solaio e volta, definendo l'andamento degli spostamenti nel tempo.

La deformata finale calcolata secondo l'EC5 risulta dalla formula:

$$u_{fin} = u_{ist} + u_{creep} = u_{ist,G} (1 + k_{def}) + u_{ist,Q} (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

dove

$$\psi_2 = 0.3 \quad \text{per uffici}$$

$$k_{def} = 0.8 \quad \text{per classe di servizio 2.}$$



Secondo la DIN 1052 invece si ha:

$$u_{fin} = u_{ist}(1 + \varphi) = u_{ist}[1 + (1/\eta_k) - 1]$$

essendo  $\eta_k = 3/2 - g/q$

Per la struttura del solaio in esame si ha pertanto:

$$u_{fin} = u_{ist} + u_{creep} = 1.8u_{ist,G} + 1.24u_{ist,Q} \quad \text{Eurocodice 5}$$

$$u_{fin} = u_{ist}(1 + 0.3) = 1.3u_{ist} \quad \text{DIN 1052.}$$

I parametri di riferimento per l'analisi dello stato deformativo del solaio, sono gli abbassamenti  $u$  delle sezioni di mezzeria delle travi principali, la cui evoluzione è rappresentata dal grafico in Figura 3.5.9.

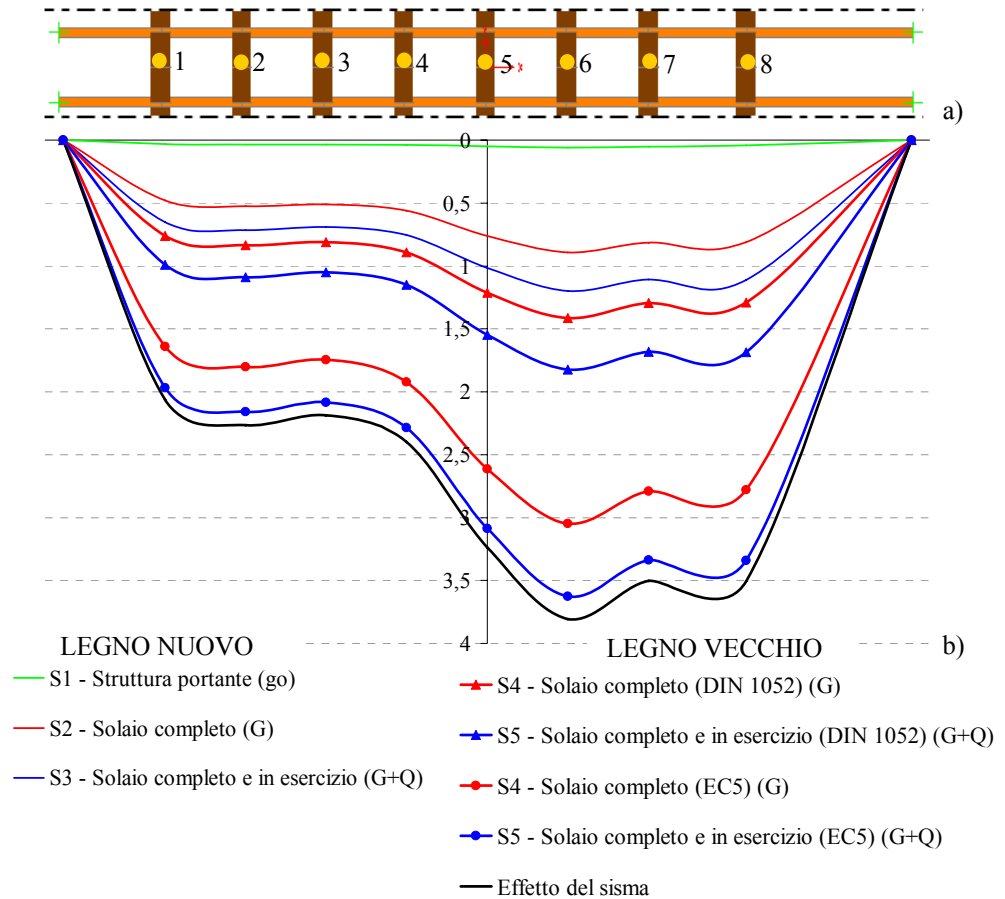


Fig. 3.5.9. Solaio: Stralcio di carpenteria; b) Evoluzione dello stato deformativo.

Il grafico riporta sull'asse delle ascisse la posizione delle sezioni di mezzeria delle otto travi, individuate con cerchietti gialli sullo stralcio di

carpenteria (Fig. 3.5.9a) e sull'asse delle ordinate i valori degli abbassamenti in centimetri. Le curve riportate sono quelle ideali che congiungono la mezzeria delle travi e che rappresentano l'evoluzione della deformata.

Ciò premesso, è possibile fare le seguenti osservazioni con riferimento alla sezione che subisce maggiori abbassamenti, ossia la mezzeria della trave 6:

- l'effetto del peso proprio è praticamente trascurabile (S1);
- il carico variabile Q determina un incremento dell'abbassamento pari al 33% rispetto a quello dovuto al carico permanente G (S2), infatti il confronto tra S2 ed S3 mostra un incremento di freccia da 1.4cm a 1.8cm;
- dal confronto tra S2 e S4 è possibile valutare l'effetto della vetustà (da circa 1.5 cm a circa 3cm);
- l'effetto del sisma (D.M. 16/1/1996) è senz'altro trascurabile rispetto all'effetto dei sovraccarichi (S5).

I parametri di riferimento per l'analisi dello stato deformativo della volta sono gli spostamenti verticali dei nodi, evidenziati con cerchi arancioni in Figura 3.5.10a, individuati da una sezione significativa della volta, parallela all'asse Y (Fig. 3.5.10).

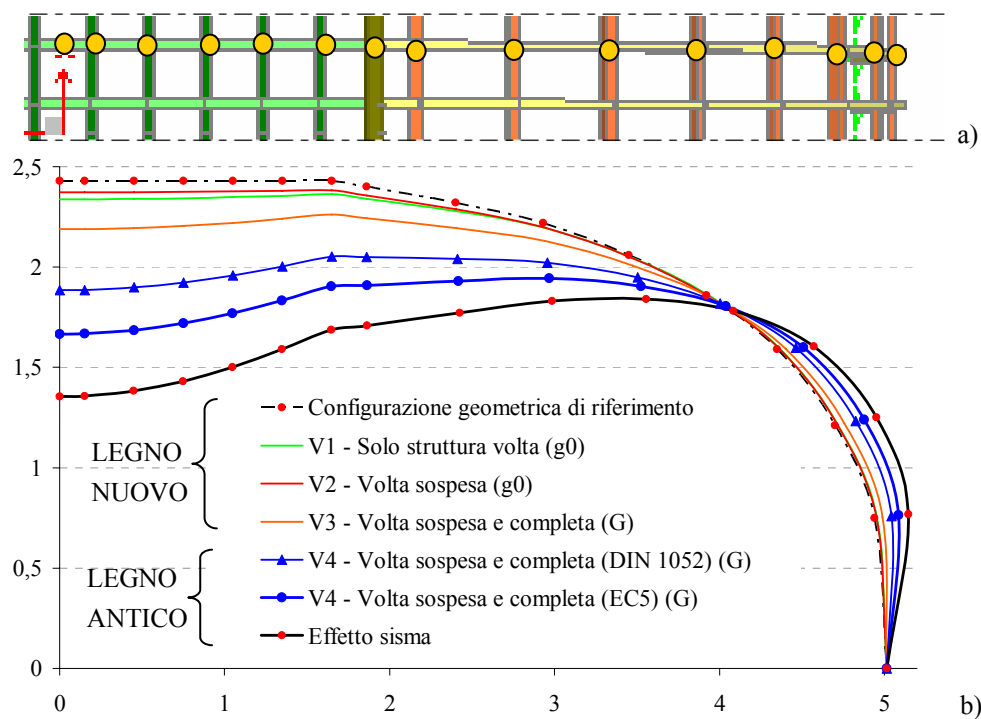


Fig. 3.5.10. Stato di deformazione della volta: a) Punti di riferimento scelti; b) Configurazioni deformate di una sezione tipica della volta nelle fasi di vita studiate.

Confronto tra V3 e V4 consente di valutare l'entità dell'incremento degli spostamenti per l'effetto contemporaneo della vetustà e soprattutto della viscosità. L'abbassamento massimo finale relativo al modello V4 (EC5) è circa 3 volte maggiore rispetto a quello relativo al modello V3.

L'effetto del sisma provoca un incremento degli spostamenti, sia verticali sia orizzontali, del 14% (il rapporto tra gli spostamenti indotti dal sisma e quelli istantanei indotti dai carichi permanenti).

La volta spancia nella parte curva a partire da una quota di circa 1,80 m in corrispondenza delle sezioni che distano circa 1 m dall'appoggio delle cinte a muro. Si osserva che per spanciamenti si intendono le deformazioni della volta che comportano spostamenti verso l'alto e soprattutto spostamenti orizzontali. A causa della modalità di deformazione della volta, alcuni elementi di collegamento volta-struttura di sostegno, sono compressi anziché tesi. Questo comporta un'azione di compressione in alcuni punti della volta, la cui entità sarà valutata nel paragrafo seguente e che fornirà indicazioni sulla loro funzionalità e sull'opportunità di rimuoverli.

Nella Figura 3.5.11 è evidenziata la zona in cui la volta spancia mediante un tratteggio rosso e con cerchietti colorati si individuano tutti gli elementi di collegamento "volta - struttura di sostegno", indicando con il colore blu quelli tesi, e con il colore grigio quelli invece compressi.

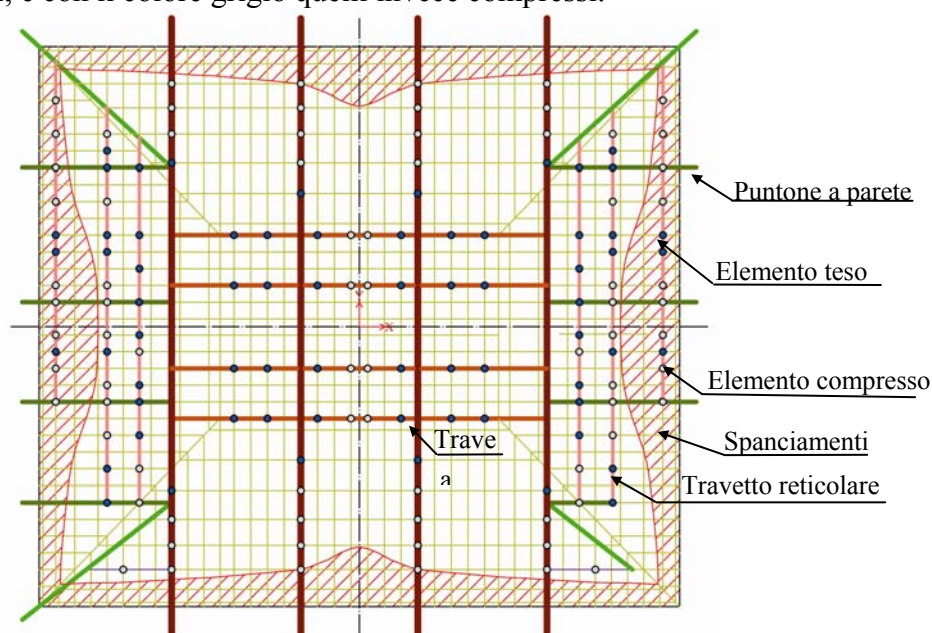


Fig. 3.5.11: Modalità di deformazione della volta e segno delle azioni degli elementi di collegamento sulla volta (Modello V<sub>4</sub>).

In particolare si osserva che gli elementi in chiave, disposti nella zona centrale, sono puntoni a causa dei maggiori spostamenti in mezzeria del travetto intermedio rispetto alla volta. Infatti se si irrigidiscono i travetti in corrispondenza dell'appoggio sulle travi a cavalletto, ovvero si incastrano ad esse, i puntoni in chiave diventano tesi e svolgono anch'essi la funzione di tirare la volta nella zona in cui essa subisce i maggiori avvallamenti.

### 3.5.5.2 Valutazione dello stato tensionale

Dall'analisi delle sollecitazioni agenti si osserva che, essendo il modello geometrico identico per tutti i modelli, è sufficiente valutare lo stato tensionale relativo alle condizioni di carico più gravose.

Nel caso in esame il modello più significativo è l'S3. Pertanto, per rappresentare ed analizzare i diagrammi delle sollecitazioni del solaio nel suo complesso, si fa riferimento a tale modello, e si riportano in Figura 3.5.12 le sollecitazioni di taglio, momento e sforzo normale.

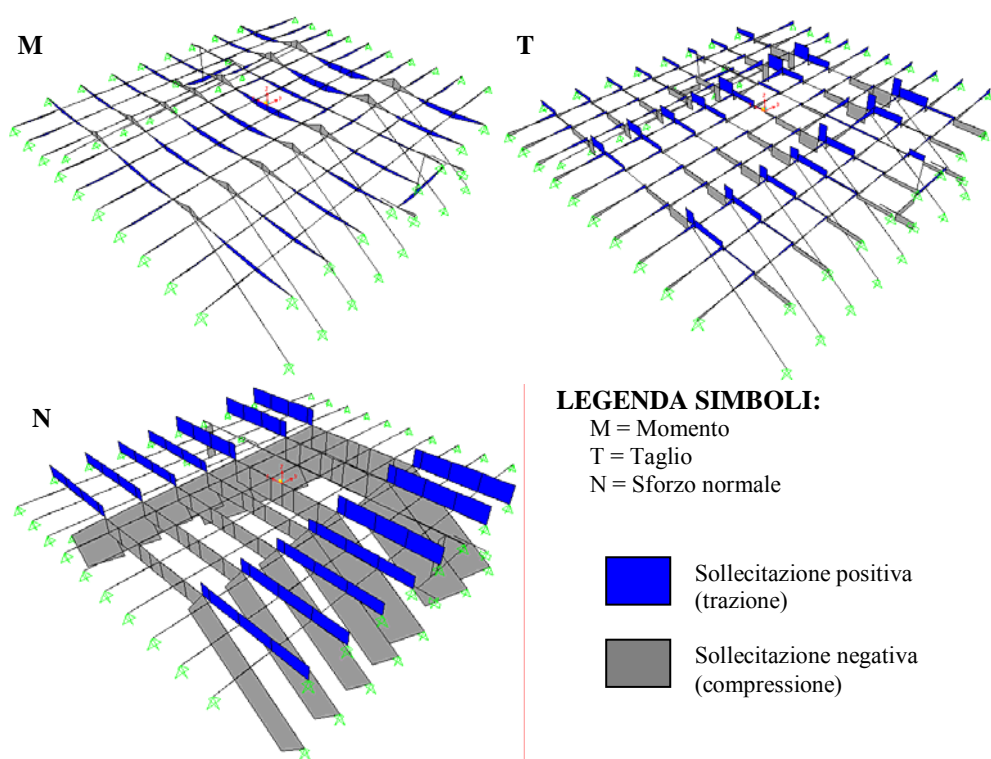


Fig. 3.5.12. Distribuzione delle sollecitazioni negli elementi del solaio (Modello S3).

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni relativi alle sezioni in cui le sollecitazioni sono massime, ossia la trave 8 e la trave numero 6, perchè hanno due schemi statici differenti ed il travicello 3 (Fig. 3.5.13). Si osserva che, data la simmetria della struttura, le sollecitazioni agenti nel travicello 3, coincidono con quelle del travicello 8. Si precisa, inoltre, che per la rappresentazione dei diagrammi dei travicelli e della trave 6 la scala di rappresentazione è stata amplificata di 3 volte rispetto a quella relativa alla trave 8. Si precisa altresì che lo sforzo normale nei travicelli è nullo.

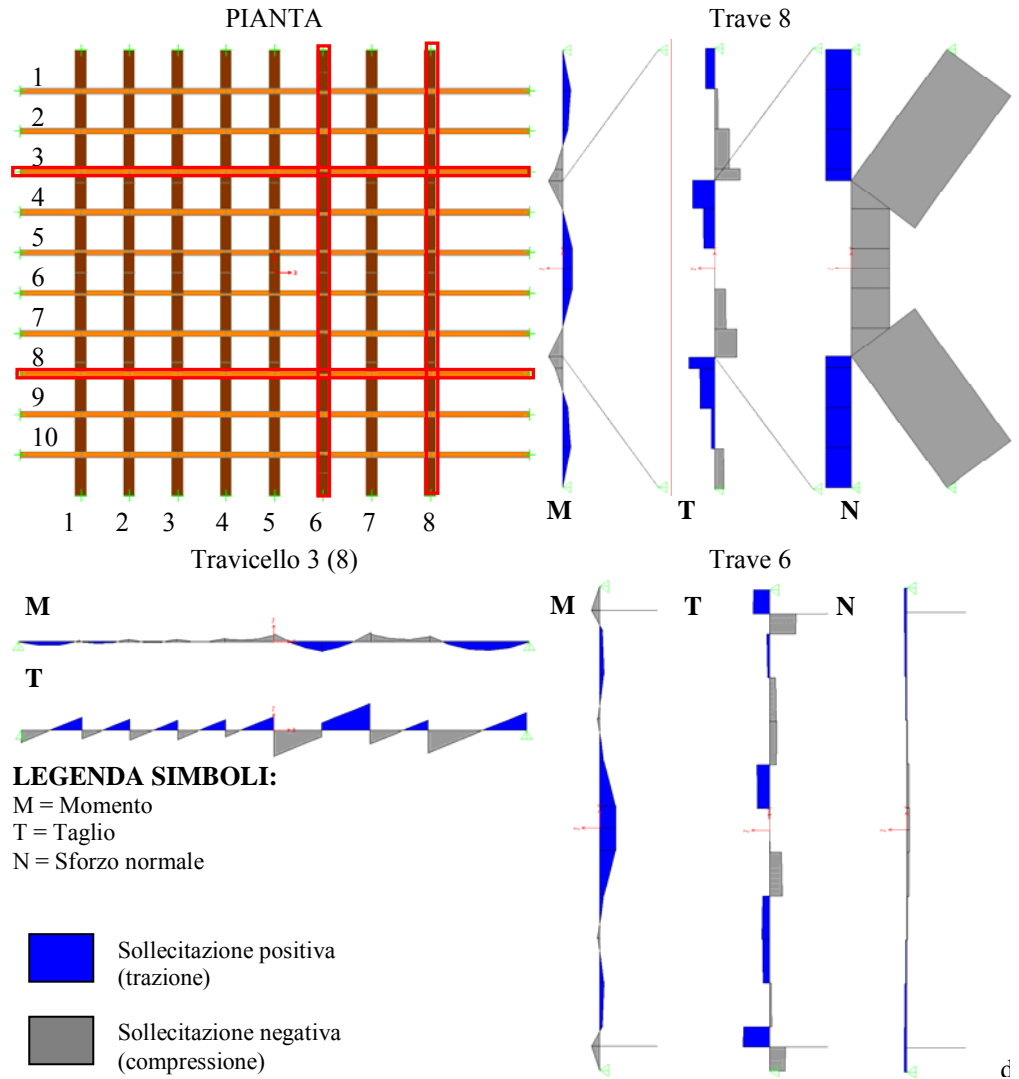


Fig. 3.5.13. Distribuzione delle sollecitazioni nelle sezioni significative del solaio .

Dall'osservazione dei diagrammi si rileva quanto segue:

- Le sollecitazioni massime di flessione, taglio, trazione e compressione, agiscono nelle sezioni in cui i puntoni longitudinali si innestano nella trave, ad una distanza dall'appoggio pari a circa un terzo della luce.
- Il massimo momento flettente nei travicelli è positivo e si verifica nella sezione in cui il travicello 3 (8) appoggia sulla trave 6, data l'elevata deformabilità di quest'ultima rispetto alle altre travi; il taglio invece è massimo nella sezione in cui il travicello appoggia sulla trave 7.
- I puntoni longitudinali di irrigidimento sono sollecitati principalmente a compressione, con momento flettente, dovuto principalmente al peso proprio, trascurabile. Il valore massimo dello sforzo di compressione è relativo ai puntoni della trave 8 e si verifica nelle sezioni in cui essi si innestano nella muratura laterale.
- La trave 6 ha i valori più bassi delle sollecitazioni; il valore massimo del momento è in mezzeria e lo sforzo normale sono trascurabili.

L'evoluzione dello stato tensionale della volta è funzione sia delle differenti configurazioni geometriche relative alle diverse fasi di vita dell'opera, sia delle condizioni di carico, anch'esse variabili in funzione del modello considerato. E' interessante valutare come variano qualitativamente i diagrammi delle sollecitazioni relativi ai modelli V1 e V3.

La Figura 3.5.14 riporta i diagrammi delle sollecitazioni del modello V1 relativi ad alcune sezioni significative e all'intera struttura in una vista assonometria. Per la rappresentazione dei diagrammi dello sforzo normale la scala di rappresentazione è stata ridotta di 12 volte rispetto a quella del momento flettente e del taglio.

Il modello V3 differisce dal modello V1 per schema statico e per condizioni di carico. L'andamento qualitativo dello stato tensionale è riportato in Figura 3.5.15, nella quale si evidenzia la diversa distribuzione dei diagrammi delle sollecitazioni, in particolare nelle centine disposte parallelamente all'asse Y.

Le centine che risultano maggiormente sollecitate sono quelle collegate alle travi a cavalletto intermedie (sezione  $x=\pm 1,05\text{m}$ ) e per esse il diagramma del momento presenta due cuspidi, una per sollecitazione positiva ed una per sollecitazione negativa.

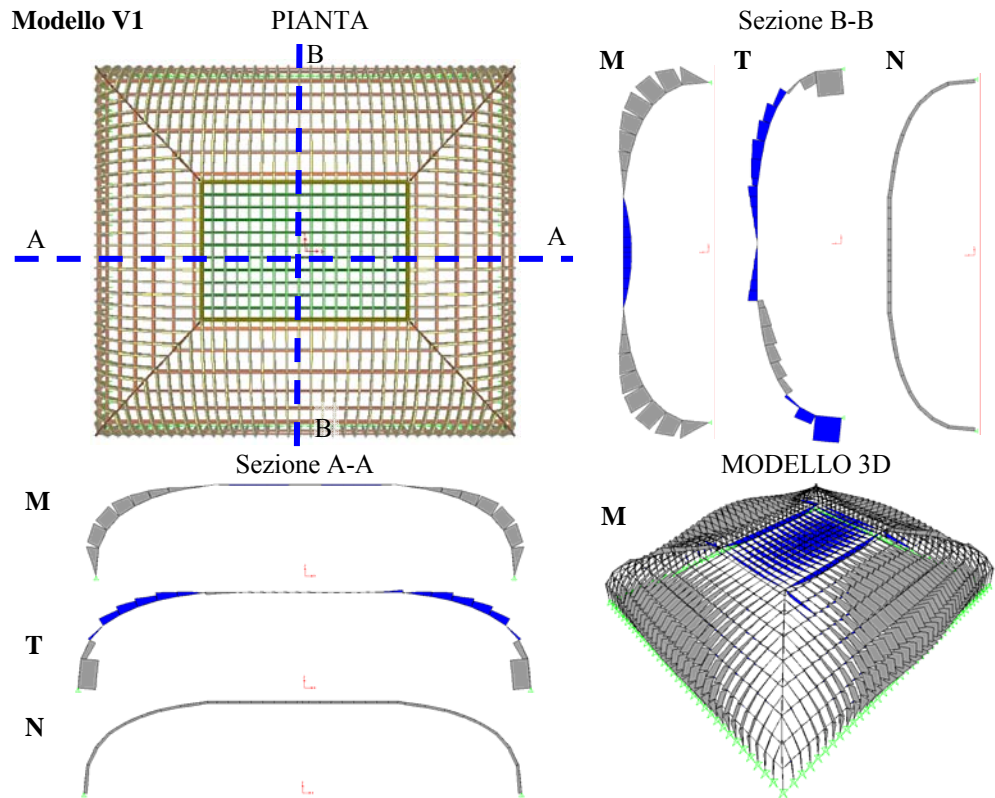


Fig. 3.5.14: Diagrammi delle sollecitazioni nel Modello V1: a) Sezione C-C; b) Sezione A-A; d) Vista 3D.

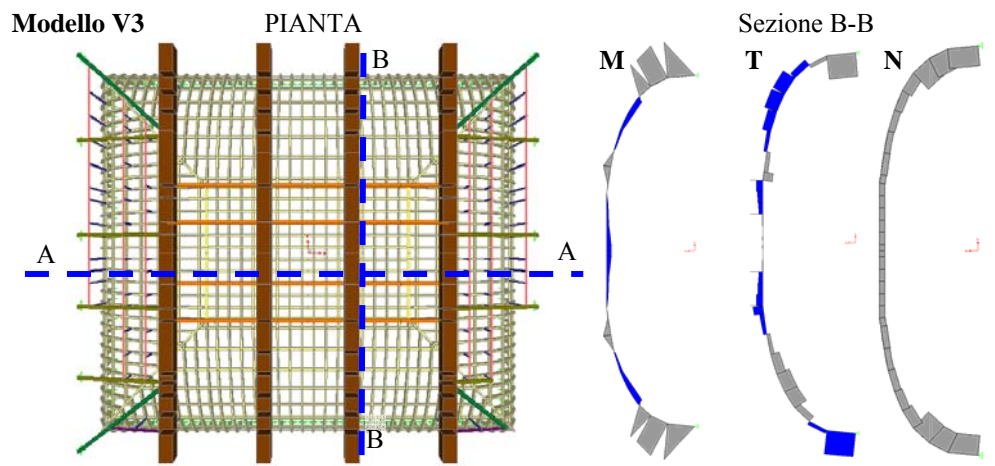


Fig. 3.5.15: Diagrammi delle sollecitazioni nel Modello V3: a) Sezione C-C; b) Sezione A-A; d) Vista 3D. (continua)

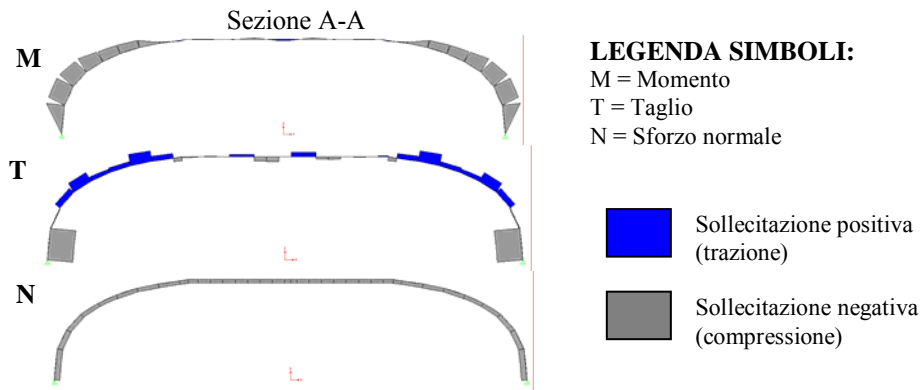


Fig. 3.5.15: Diagrammi delle sollecitazioni nel Modello V3: a) Sezione C-C; b) Sezione A-A; d) Vista 3D.

Si precisa che la scala di rappresentazione dei diagrammi del Modello V3 è stata ridotta di 6 volte rispetto a quella relativa al modello V1.

### 3.5.6. Verifiche

#### 3.5.6.1 Verifiche di deformabilità

Le travi costituenti l'orditura principale del solaio hanno luce netta pari a 10m e lo schema statico è quello di trave su quattro appoggi, di cui quelli intermedi in corrispondenza dell'innesto con i puntoni, pertanto sono cedevoli. Al fine delle verifiche di deformabilità, a vantaggio di sicurezza, si trascurano gli appoggi intermedi e si considera uno schema statico semplificato di trave continua semplicemente appoggiata.

L'Eurocodice 5 fornisce dei limiti sia per la deformazione istantanea che finale, i quali vengono definiti ipotizzando nulla la controfreccia delle travi ed adottando le limitazioni più restrittive in presenza di pavimenti e tramezzi rigidi (EN 1995-1-1, 2004). Esse sono:

$$u_{ist,lim}^{EC5} = l/500 = 1000/500 = 2cm;$$

$$u_{fin,lim}^{EC5} = l/350 = 1000/350 = 2,86cm.$$

La norma tedesca DIN 1052, rispetto all'EC5, impone limiti meno restrittivi delle freccia finale:

$$u_{fin,lim}^{DIN1052} = l/300 = 1000/300 = 3,33cm$$

Le verifiche non soddisfatte sono quelle relative alle frecce finali (EC5) delle travi 5, 6, 7, 8.

Dall'analisi dello stato deformativo della volta si evince che non si verificano deformazioni tali da compromettere la conservazione dell'affresco,



pertanto, le lesioni presenti all'intradosso della volta sono imputabili solo alle infiltrazioni di umidità.

### 3.5.6.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

La verifica della sicurezza strutturale della copertura oggetto di studio è stata eseguita sulla base di diverse normative che si differenziano in funzione del metodo di calcolo e sono relative alla determinazione delle combinazioni delle azioni, alla valutazione delle caratteristiche di resistenza del materiale (legno) e alla verifica delle sezioni degli elementi; esse sono riportate nella Tabella 4.18.

Si osserva che, essendo le fasi di realizzazione transitorie, ai fini delle verifiche si considerano solo le fasi in cui la struttura è completa e in esercizio e nello stato di conservazione attuale, cioè di legno antico (modelli S3, S5 e V3 e V4).

Tabella 3.5.2: Normative di riferimento.

	<b>SLU</b>	<b>T.A.</b>
<i>Combinazione delle azioni</i>	EN 1990, 2002	D.M. 16/9/1996
<i>Resistenza del materiale</i>	UNI 11035-2, 2003	11119, 2004
<i>Verifica delle sezioni</i>	EN 1995-1-1, 2004	DIN 1052-1, 1991

Di seguito per ciascuna unità strutturale, solaio e volta, si riporta il confronto tra le combinazioni di carico ed infine il risultato delle verifiche di sicurezza.

### 3.5.6.3 Confronto tra i metodi di analisi

#### *Solaio*

Il confronto tra la combinazione fondamentale e quella sismica, relativo al metodo alle tensioni ammissibili, dimostra evidentemente, che quella più gravosa è la seconda. I carichi, infatti, sono maggiori (G è incrementato del 14% e Q del 4%) e i valori delle tensioni ammissibili non variano in funzione della combinazione, a differenza delle resistenze di calcolo.

Per il confronto tra le combinazioni relativo al metodo agli stati limite ultimi, quella fondamentale determina sollecitazioni maggiori del 18% rispetto a quelle relative alla combinazione sismica; inoltre, mentre le resistenze di calcolo della combinazione fondamentale si ottengono riducendo di circa il 40% i valori caratteristici delle resistenze, quelle relative alla combinazione sismica si ottengono incrementando del 10% gli stessi, quindi è evidente che quest'ultima è molto meno gravosa della prima. A conferma di quanto detto, si riporta il seguente schema riassuntivo.

Da tale confronto si evince che il metodo alle tensioni ammissibili è più gravoso ( $v > \gamma^* \cdot \gamma_F$ ), per le tutte le sollecitazioni per il legno antico, mentre solo per quelle di flessione e taglio, per il legno nuovo.

Il metodo agli stati limite, invece, è più gravoso per le sollecitazioni di trazione parallela, sia per il legno nuovo che antico.

Per una dimostrazione grafica di quanto detto, si riportano, per ciascuna tipologia, i dati delle verifiche relative all'elemento più sollecitato (Fig. 3.5.16), secondo la seguente simbologia: le tipologie di elementi (travi, travicelli, puntoni, centine, ecc.) sono rappresentati con simboli di diverso colore (a ciascun colore corrisponde una tipologia); sull'asse delle ascisse si riportano le sollecitazioni, sull'asse delle ordinate i valori dei coefficienti di utilizzazione relativi agli SLU (indicatore circolare) e alle T.A. (indicatore triangolare), mentre la linea rossa tratteggiata delimita la condizione di verifica soddisfatta.

Tabella 3.5.3: Confronto tra i due metodi di calcolo per la combinazione fondamentale.

<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>		⋮	<b>TENSIONI AMMISSIBILI</b>			
<b>Combinazioni delle azioni</b>		⋮				
$F_d = 1,35G_k + 1,50Q_k$		⋮	$F = G + Q$			
$G_k = G$ e $Q_k = Q$		⋮				
A meno del peso proprio della struttura, essi hanno i seguenti valori:						
$G = 4,73 \text{ kN/ml}$		⋮	$\frac{Q}{G} = 0,38$			
$Q = 1,82 \text{ kN/ml}$		⋮				
$F_d = 1,35G + 1,50Q = 1,35G + 0,57G$		⋮	$F = G + Q = G + 0,38G$			
$F_d \cong 1,95G$		⋮	$F \cong 1,40G$			
$\gamma_F = \frac{F_d}{F} = \frac{1,95}{1,40} = 1,39$		⋮				
<b>Resistenze di calcolo e tensioni ammissibili [N/mm<sup>2</sup>]</b>						
$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_m} = \frac{f_k}{\gamma_m^*}$		⋮	$\sigma_{amm} = \frac{f_k}{v}$			
$k_{mod} = 0,8;$		⋮				
$\gamma_m = 1,3 \rightarrow \gamma_m^* \cong 1,63$		⋮				
<i>Sollecitazione</i>	$f_k$	$f_d$	⋮	<i>Sollecitazione</i>	<i>Legno nuovo</i>	<i>Legno antico</i>
Flessione	28	17,2	⋮	Flessione	12	10
Trazione //	17	10,5	⋮	Trazione //	11	9
Compressione //	22	13,5	⋮	Compressione //	11	9
Taglio	2	1,2	⋮	Taglio	0,8	0,7

**Verifiche e coefficienti di sicurezza**

$$\sigma' \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \rightarrow \sigma \leq \frac{f_k}{\gamma_F \cdot \gamma_m}$$

$$\sigma \leq \sigma_{amm} \rightarrow \sigma_{max} \leq \frac{f_k}{v}$$

$\gamma^* \cdot \gamma_F = 1.39 \cdot 1.63 = 2,27$	valori di v: $f_k/\sigma_{amm}$		
	<i>Sollecitazione</i>	<i>Legno nuovo</i>	<i>Legno antico</i>
	Flessione	<b>2,33</b>	<b>2,80</b>
	Trazione //	1,55	1,89
	Compressione //	2,00	<b>2,44</b>
	Taglio	<b>2,50</b>	<b>2,86</b>

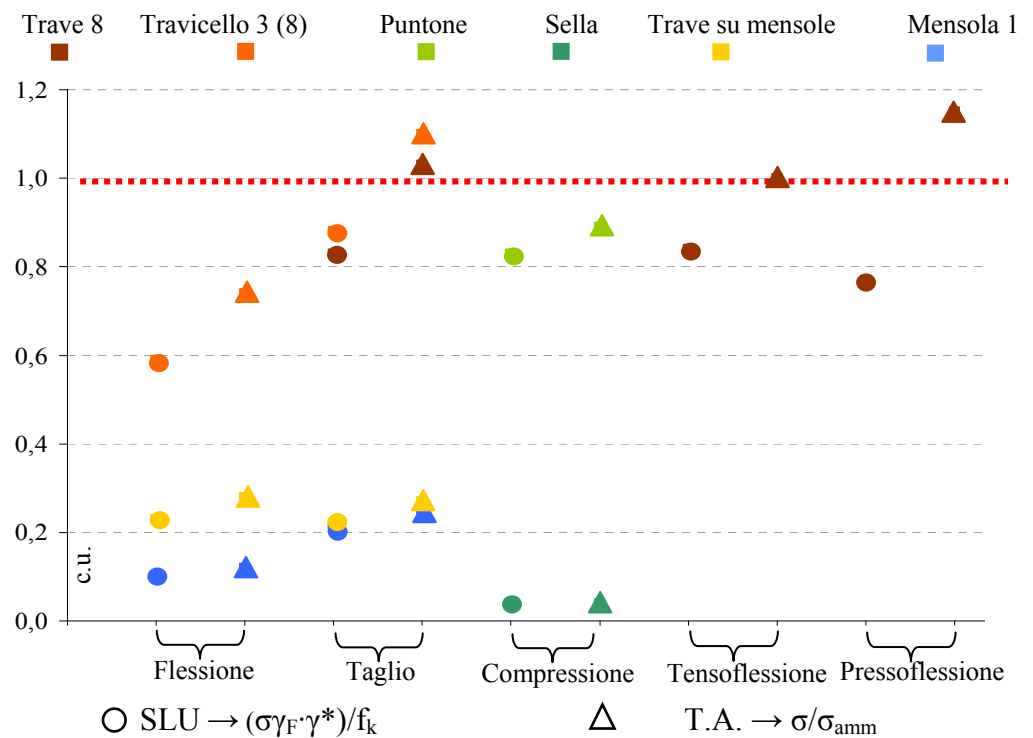


Fig. 3.5.16: Combinazione fondamentale: Sintesi delle verifiche di sicurezza.

Dal grafico in Figura 3.5.16 si evince che la trave n. 8 e i travicelli 3 e 8 non soddisfano le verifiche di sicurezza per la sollecitazione di taglio. Inoltre la trave n.8 non soddisfa le verifiche per la sollecitazione di pressoflessione ed ha un coefficiente di sicurezza unitario nei confronti a tensoflessione.

Lo stesso confronto si fa per la combinazione di carico sismica (Tab. 3.5.4).



**Verifiche e coefficienti di sicurezza**

$$\sigma' \leq f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \rightarrow \sigma \leq \frac{f_k}{\gamma_F \cdot \gamma_m^*}$$

$$\sigma \leq \sigma_{amm} \rightarrow \sigma \leq \frac{f_k}{v}$$

$\gamma_F \cdot \gamma_m^* = 1,06 \cdot 0,91 = \mathbf{0,96}$	valori di v :	
	<i>Sollecitazione</i>	<i>Legno nuovo</i>
	Flessione	<b>2,33</b>
	Trazione //	<b>1,55</b>
	Compressione //	<b>2,00</b>
	<i>Legno antico</i>	<i>Legno nuovo</i>
	Taglio	<b>2,86</b>

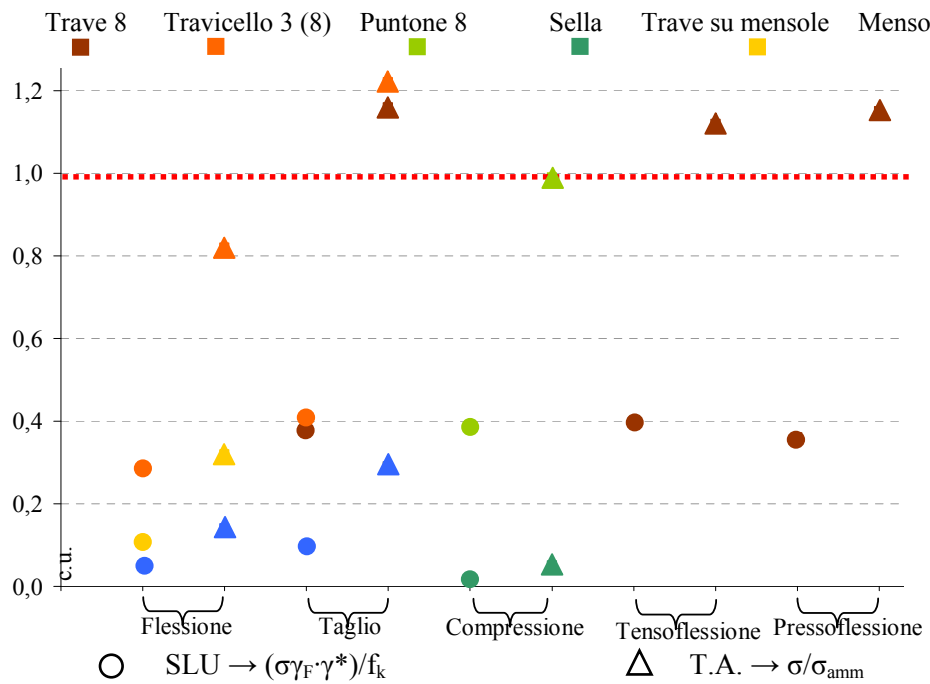


Fig. 3.5.17: Combinazione fondamentale: Sintesi delle verifiche di sicurezza.

Per i puntone longitudinali di irrigidimento è necessario fare la verifica a carico di punta, in quanto elementi snelli sollecitati a compressione. Le verifiche sono state eseguite con entrambi i metodi. Il cui confronto, in termini di coefficienti di sicurezza, è mostrato nel grafico di Figura 3.5.18 seguente.

La simbologia utilizzata è la seguente: gli indicatori circolari e triangolari si riferiscono rispettivamente alle verifiche di stabilità agli SLU e alle T.A. ed il

riempimento di colore rosso è relativo alla combinazione sismica, quello di colore blu alla combinazione fondamentale. Inoltre, sull'asse delle ascisse si riporta il numero relativo a ciascun puntone in funzione della trave che il puntone stesso irrigidisce, sull'asse delle ordinate si riportano i valori delle verifiche e con la linea rossa tratteggiata il limite di sicurezza.

Dall'osservazione del grafico si evince che tutti i puntone non soddisfano le verifiche di stabilità. Inoltre, per la combinazione fondamentale, il coefficiente di sicurezza relativo al metodo agli SLU, è quasi coincidente con quello relativo al metodo alle T.A., valido per "legno antico". Infatti nei due casi vale:

$$(\gamma_F \cdot \gamma^*) / k_{cy} = 10.80 \quad \text{S.L.U.}$$

$$v \cdot \omega = 10.90 \quad \text{T.A.}$$

Pertanto i due metodi forniscono gli stessi valori delle verifiche.

Per la combinazione sismica il coefficiente di sicurezza relativo al metodo agli SLU, pari a 4,60, è molto più piccolo rispetto a quello relativo al metodo alle T.A., pari a 10,90 (per "legno antico"), pertanto quest'ultimo determina le condizioni più gravose per le verifiche.

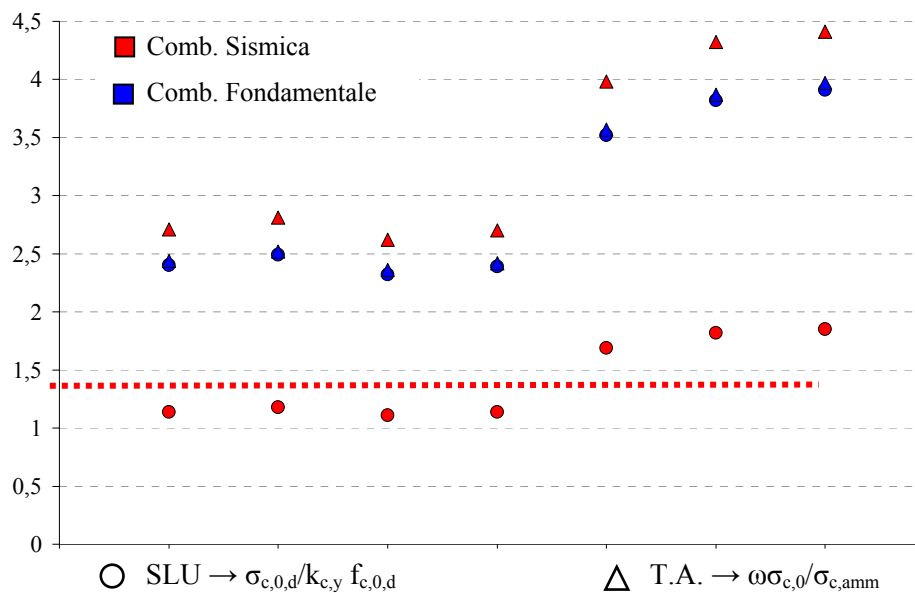


Fig. 3.5.18: Combinazione fondamentale: Sintesi delle verifiche di sicurezza.

### *Volta e struttura di sostegno*

Anche per la volta sono stati fatti gli stessi confronti dai quali risulta che tra

la combinazione fondamentale e quella sismica relative al metodo alle tensioni ammissibili, quella più gravosa è sicuramente la seconda, in quanto i carichi sono maggiori (G è incrementato del 14%) e i valori delle tensioni ammissibili sono gli stessi per entrambe le combinazioni.

Per il confronto tra le combinazioni agli stati limite ultimi, alla combinazione sismica corrispondono sollecitazioni maggiori del 7% rispetto a quelle relative alla combinazione fondamentale. Le resistenze di calcolo della combinazione fondamentale si ottengono riducendo del 54% i valori caratteristici delle resistenze, mentre quelle relative alla combinazione sismica si ottengono incrementando del 10% gli stessi.

Si ricorda che su queste strutture agiscono solo carichi fissi, pertanto il confronto dimostra che la combinazione fondamentale è molto più gravosa, in quanto ad essa corrisponde un coefficiente di sicurezza maggiore di uno (2,03), come dimostra lo schema che segue.

Da tale confronto si evince che per il legno di castagno il metodo più gravoso è quello agli stati limite ultimi, per tutte le sollecitazioni, mentre per il legno di pioppo è invece quello alle tensioni ammissibili, tranne che per le sollecitazioni di taglio (sia a legno nuovo che antico). Per la flessione i coefficienti di sicurezza relativi ai due metodi sono pressochè uguali.

Tabella 3.5.5: Confronto tra i due metodi di calcolo per la combinazione fondamentale.

<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>					<b>TENSIONI AMMISSIBILI</b>				
<b>Combinazioni delle azioni</b>									
$F_d = 1,35G_k$					$F = G$				
					$G_k = G$				
					$\gamma_F = \frac{F_d}{F} = 1,35$				
<b>Resistenze di calcolo e tensioni ammissibili [N/mm<sup>2</sup>]</b>									
$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_m} = \frac{f_k}{\gamma_m^*}$					$\sigma_{amm} = \frac{f_k}{\nu}$				
$k_{mod}=0,6; \gamma_m=1,3 \rightarrow \gamma^* \approx 2.17$									
Sollecitazione	$f_k$		$f_d$		Sollecitazione	Castagno		Pioppo	
	Cas.	Pio.	Cas.	Pio.		N	A	N	A
Flessione	28	26	13	12	Flessione	12	10	10,5	8,5
Trazione //	17	16	7,8	7,4	Trazione //	11	9	9	7
Compressione //	22	22	10	10	Compressione //	11	9	10	8
Taglio	2	2,7	1	1,2	Taglio	0,8	0,7	0,6	0,5

**Verifiche e coefficienti di sicurezza**

$$\sigma' \leq \frac{f_k}{\gamma_m} \rightarrow \sigma \leq \frac{f_k}{\gamma_F \cdot \gamma_m^*}$$

$$\sigma \leq \sigma_{amm} \rightarrow \sigma \leq \frac{f_k}{v}$$

$\gamma_F \cdot \gamma_m^* = 1,35 \cdot 2,17 = \mathbf{2,93}$	valori di v: $f_k/\sigma_{amm}$				
	<i>Sollecitazione</i>	<i>Castagno</i>		<i>Pioppo</i>	
		N	A	N	A
	Flessione	2,3	2,8	2,5	<b>3,0</b>
	Trazione //	1,5	1,9	1,8	2,3
	Compressione //	2,0	2,4	2,2	2,7
Taglio	2,5	2,8	<b>4,5</b>	<b>5,4</b>	

Nelle Figure 3.5.19 e 3.5.20 si riportano i grafici che riassumono i risultati delle verifiche, dai quali è possibile osservare che, per tutti gli elementi sia della volta, sia della struttura di sostegno, sono soddisfatte.

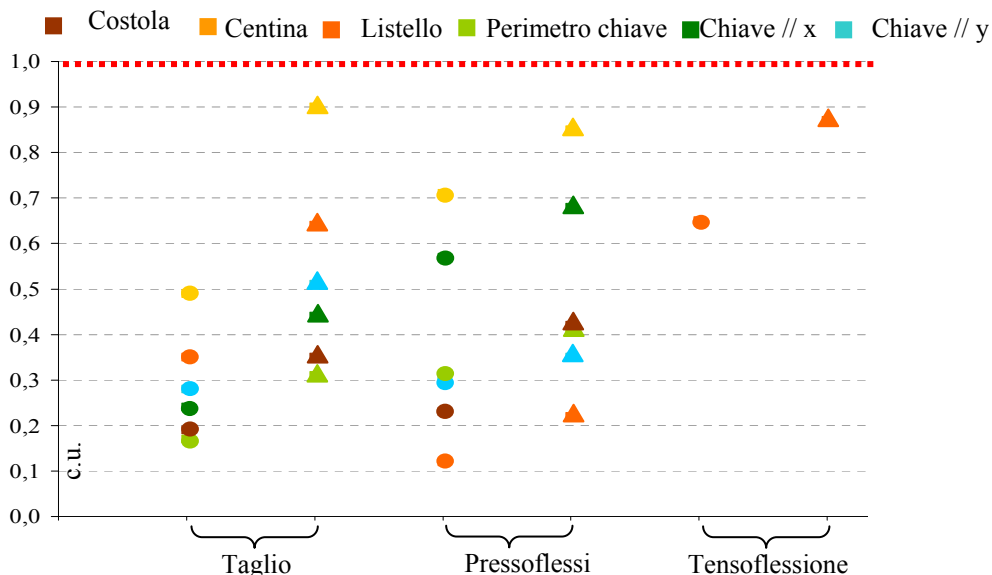


Fig. 3.5.19: Combinazione fondamentale: Sintesi delle verifiche di sicurezza per gli elementi della volta.

Il fatto che, i valori delle verifiche a taglio e a tensoflessione, rispettivamente della centina e del listello più sollecitati, sono unitari. Tali verifiche possono essere considerate in ogni caso soddisfatte per i seguenti motivi:



- esse sono relative alla combinazione sismica e quindi ad una condizione che può essere ritenuta “eccezionale”;
- la volta è una struttura complessa tridimensionale quindi, il non soddisfacimento di una verifica, in una singola sezione, non pregiudica la sicurezza e l’affidabilità statica della stessa.

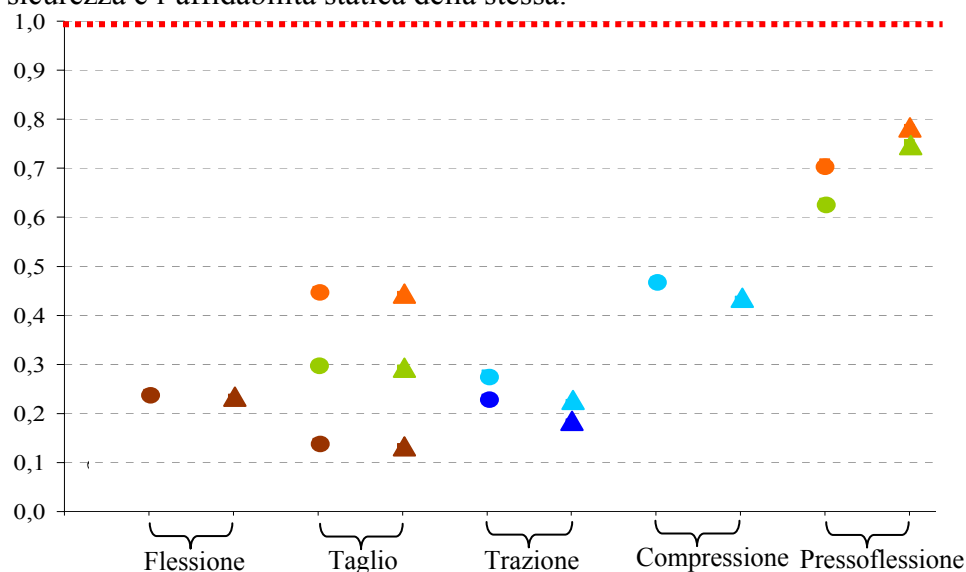


Fig. 3.5.20: Combinazione fondamentale: Sintesi delle verifiche di sicurezza.

### 3.6. LA SALA DEL TRONO (Sala VI)

La Sala del Trono (Fig. 3.6.1) è la sala dove il re incontrava le autorità ed è situata tra la Terza Anticamera (V) a nord, il Salone degli Ambasciatori (VIII) a sud e la Sala delle Guardie del Corpo a Est. Il cielo della sala presenta decorazioni, realizzate nel 1759, che raffigurano tante aeree figure femminili quante erano le province del Regno di Napoli. L’illuminazione della sala è affidata ad un unico lampadario centrale.

La copertura della sala è realizzata mediante una complessa struttura in legno. In particolare, la controsoffittatura, all’intradosso della quale troviamo l’affresco, è costituita da una volta sospesa sia ad una struttura appositamente realizzata sia al solaio sovrastante.

Di seguito si riporta il rilievo geometrico dettagliato, corredato da fotografie, sia della sala che della struttura lignea di copertura.

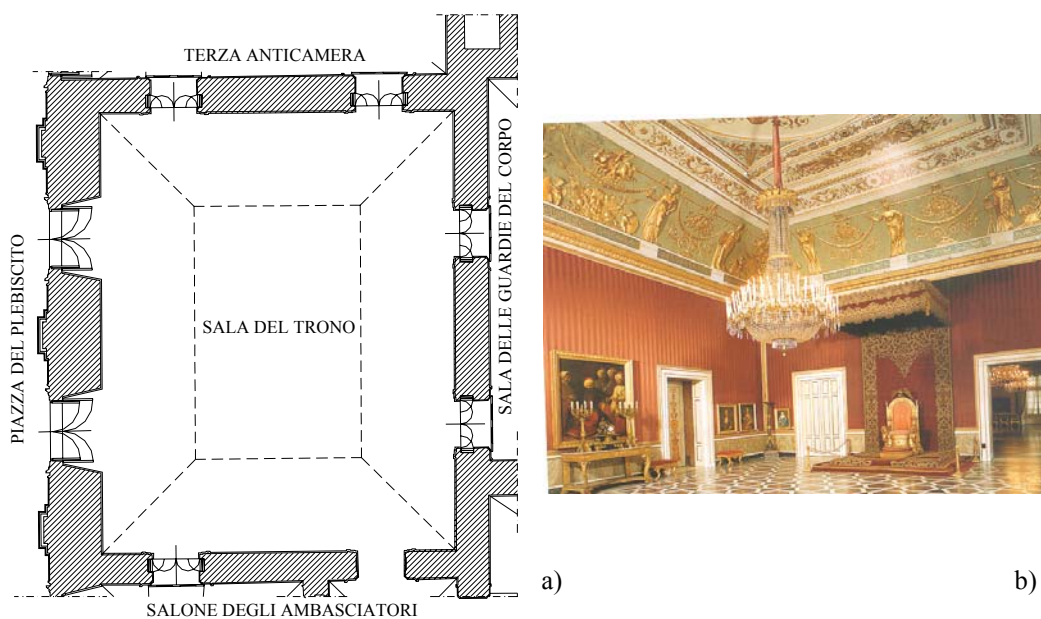


Fig. 3.6.1. La Sala del Trono: a) pianta; b) vista interna.

### 3.6.1. Rilievo geometrico e fotografico

Per poter procedere al rilievo completo della struttura di copertura è stato necessario accedere all'intercapedine esistente tra l'estradosso della volta e l'intradosso del solaio, possibile solo attraverso un vano di accesso raggiungibile dall'intercapedine tra le strutture di copertura della sala V.

La struttura di copertura è, come anzidetto, composta da tre unità strutturali: 1) la volta; 2) la struttura di sostegno della volta; 3) il solaio. La volta è collegata sia alla struttura di sostegno che al solaio mediante tiranti anch'essi lignei.

#### 3.6.1.1 La volta

La volta è realizzata mediante una griglia di elementi (centine e listelli) che ha una configurazione a chiglia di nave rovesciata (Fig. 3.6.2a,b). Essa costituisce lo scheletro di supporto dello strato di incannucciata e stucco sul quale è stato realizzato l'affresco. La superficie coperta dalla volta è quella dell'intera sala pari a  $14.60 \times 11.70 \text{ m}^2$ , con la parte orizzontale in chiave di forma rettangolare di  $4.90 \times 2.50 \text{ m}^2$ . In Figura 3.6.2 sono riportati la carpenteria, le sezioni caratteristiche e dettagli fotografici della struttura.

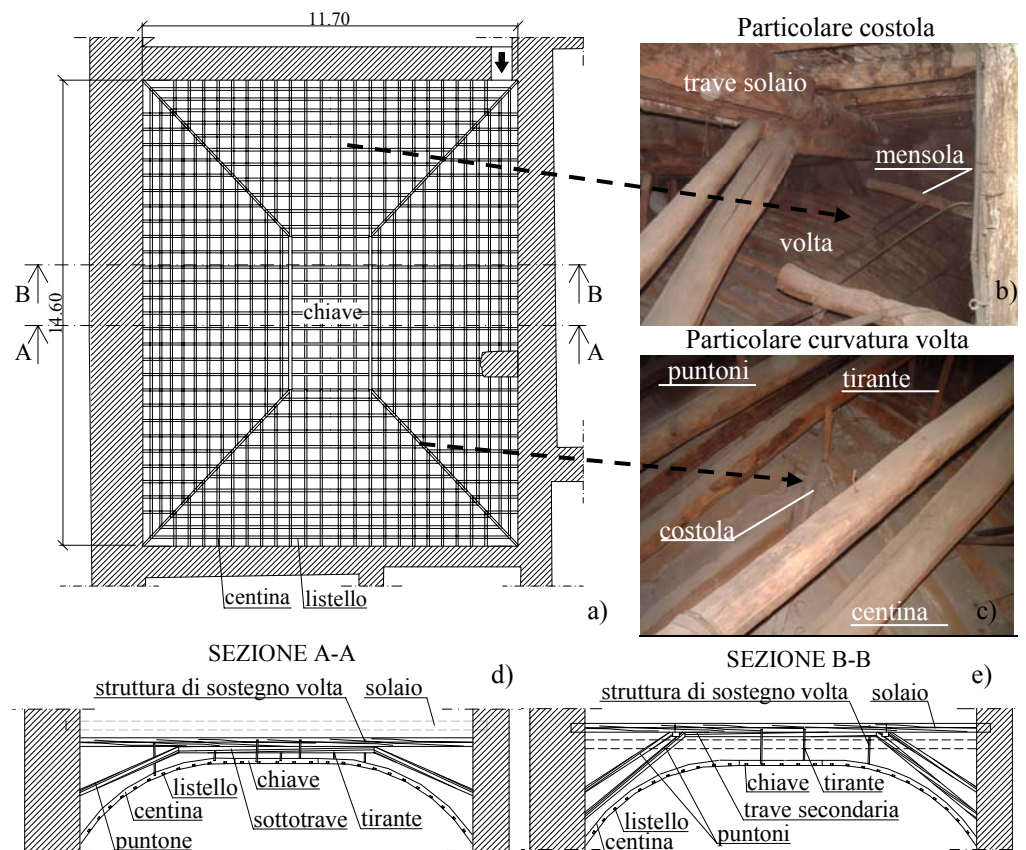


Fig. 3.6.2. Volta: a) Carpenteria; b,c) Particolari; c) Sezione A-A; d) Sezione B-B.

Le centine hanno sezione rettangolare pressoché costante e pari a  $7 \times 8 \text{ cm}^2$  e sono messe in opera di coltello (col lato lungo in direzione verticale). La curvatura è conferita mediante giunzione di elementi di lunghezza differente e sagomati secondo una spezzata. Le giunzioni sono realizzate mediante chiodatura. In corrispondenza dei quattro spigoli della volta si rilevano quattro costole realizzate mediante elementi di sezione pari a quelle delle centine (Fig. 3.6.2c).

L'interasse tra le centine si può ritenere costante. Con riferimento al collegamento con gli elementi adiacenti si rileva che esse sono semplicemente appoggiate alla muratura di tufo e sono chiodate all'elemento perimetrale della griglia rettangolare in chiave di volta.

I listelli, disposti ortogonalmente alle centine e allo stesso interasse, sono fissate ad esse mediante un collegamento a mezzo legno. La sezione rettangolare media risulta  $8 \times 4 \text{ cm}^2$ .

La parte orizzontale in chiave è costituita da una griglia di elementi di sezione uguale a quella delle centine in direzione x, mentre in direzione y la sezione degli elementi è uguale a quella dei listelli. L'interasse tra i listelli è uguale a quello delle centine, in entrambe le direzioni (Fig. 3.6.2a).

Tutti i collegamenti fra gli elementi sono realizzati mediante chiodi.

La struttura della volta risulta semplicemente appoggiata lungo il perimetro alla muratura di tufo, mentre il collegamento alle strutture sovrastanti avviene mediante tiranti lignei (Fig. 3.6.2d,e). I tiranti sono distribuiti in modo random, ma come si evince dal rilievo fotografico sono concentrati nella zona di chiave e collegano le centine o i listelli agli elementi della struttura di sostegno della volta o del solaio, che siano essi travi, puntoni o sottotravi. Il collegamento tra i tiranti e gli elementi ai quali convergono è realizzata mediante chiodi, uno per ogni estremità. La sezione dei tiranti varia tra i  $5 \times 5 \text{cm}^2$  e gli  $8 \times 5 \text{cm}^2$ .

### 3.6.1.2 *La struttura di sostegno della volta*

La struttura di sostegno della volta si compone di 7 travi, indicate come travi tipo A, ordite parallelamente a quelle del solaio, secondo la luce di 11.70, ma in piani inferiori a quello delle travi del solaio (Fig. 3.6.3a). Non tutte le travi tipo A giacciono nello stesso piano, come si evince dalle foto in Fig. 3.6.3, ma in uno spazio ( $\Delta$  in Fig. 3.6.3b) tra 0 e 40cm al di sotto del livello del solaio. La sezione è di tipo circolare non lavorata, infatti è quella di tronchi semplicemente scortecciati o addirittura messi in opera con la corteccia presentando alcune travi ancora qualche filamento di corteccia (Fig. 3.6.3c). La sezione trasversale media è di 26cm. Ogni trave è irrigidita da un sistema a portale costituito da una sottotrave e due puntoni inclinati di sezioni circolari (Fig. 3.6.2d). Le dimensioni e le sezioni degli elementi sono illustrate nella tabella in figura.

Altro sistema di sostegno della volta localizzato lungo le due pareti murarie parallele alle travi è rappresentato da una serie di tre mensole lignee, realizzate con tronchi di diametro di circa 10cm fissate alla muratura, alle quali sono agganciate altrettante fasce metalliche che sostengono la volta (Fig. 4.5.3c).

Tutti i collegamenti tra gli elementi sono di tipo chiodato.

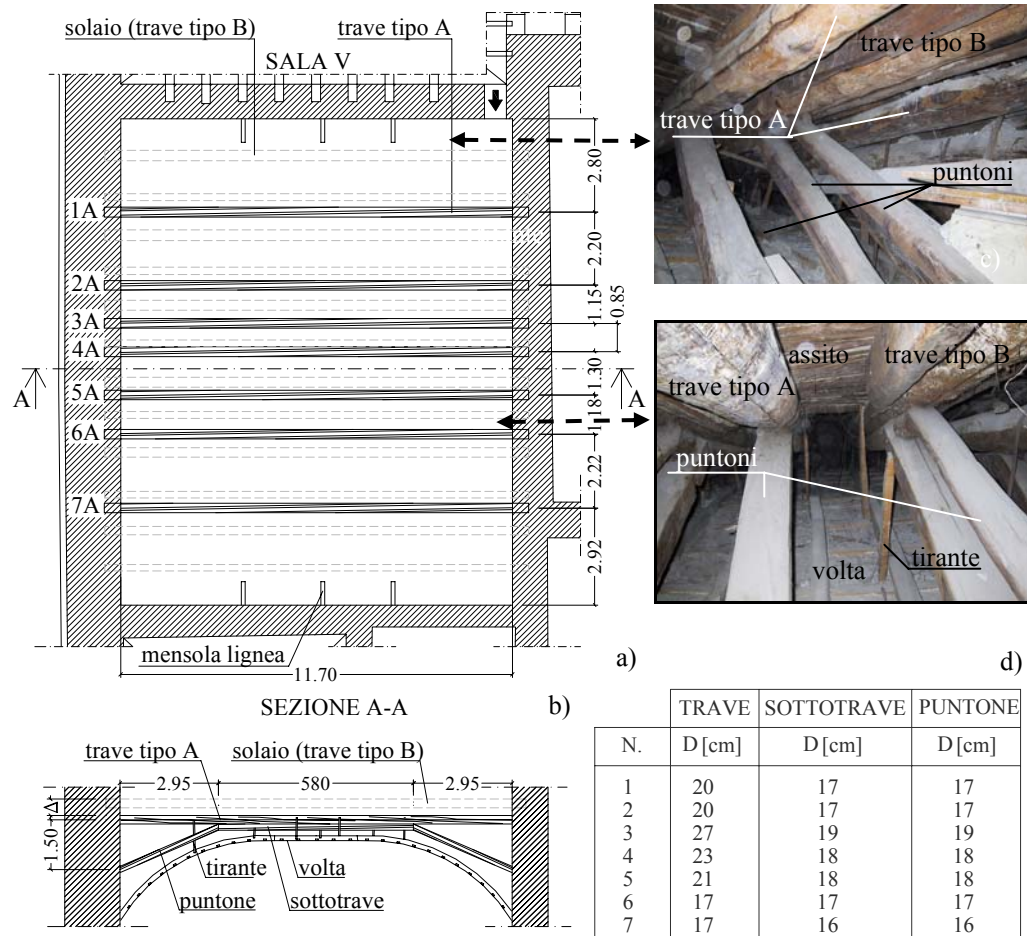


Fig. 3.6.3. Struttura di sostegno della volta: a) Carpenteria; b) Sezione A-A e tabella delle sezioni; c,d) Particolari.

### 3.6.1.3 Il solaio

Il solaio è a semplice orditura tranne che per il tratto che va dalla parete a confine con la sala V alla trave n. 4, dove si rileva una doppia orditura (Fig. 3.6.4a,c). In particolare, nella parte di solaio adiacente al varco di accesso la funzione dei travicelli è svolta da un tavolato. Nella Figura 3.6.4d è possibile notare che siccome le travi del solaio presentano un imbarcamento, che in mezzeria raggiunge i 15 cm, sono state poste delle zeppe costituite da tronchi di lunghezza limitata (30-40cm) o anche dei mattoni forati. Questo intervento è chiaramente recente.

Le sottotravi hanno sempre sezione uguale a quella del puntone inferiore.

L'orditura principale del solaio è costituita da 12 travi, ordite secondo la luce minore di 11.70m e costituito da un unico tronco. Ogni trave è irrigidita da un sistema di sottotrave e puntoni inclinati collegati a formare un portale (Fig. 3.6.4b,d). I puntoni, di sezione circolare, sono due per lato e sono stati messi in opera mediante l'utilizzo di un distanziatore ligneo cilindrico di altezza pari a circa 20cm e sezione circolare uguale a quella del puntone superiore, posizionato tra le estremità superiori dei due puntoni (Fig. 3.6.4c). Come si evince dai particolari fotografici, la sezione del puntone superiore è sempre uguale a quella della sottotrave, mentre quella del puntone inferiore ha sempre diametro maggiore. Oltre al suddetto sistema di irrigidimento a portale ciascuna trave presenta due ringrossi (guance) di sezione rettangolare nei due tratti che vanno dall'appoggio al nodo trave-puntone (Fig. 3.5.4c). La sezione così composta è rappresentata in Figura 3.6.4b, nella quale sono riportate anche le sezioni di tutti gli elementi in forma tabellare.

Altri elementi di irrigidimento locali sono rappresentati da 4 puntoni inclinati che vanno dalla parte opposta al vano d'ingresso alla trave 11B (Fig. 3.6.4a), messi in opera probabilmente in previsione di un carico più gravoso (ad esempio una libreria) agente nella corrispondente zona di solaio.

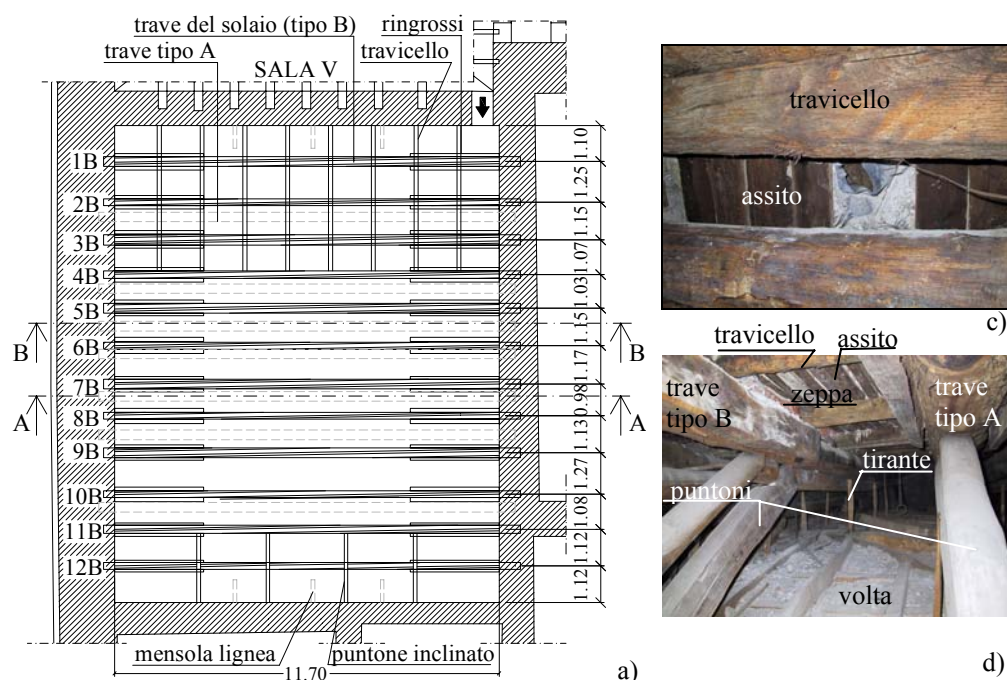


Fig. 3.6.4. Solaio: a) Carpenteria; b) Sezione B-B e tabella delle sezioni; c,d) Particolari.

(continua)

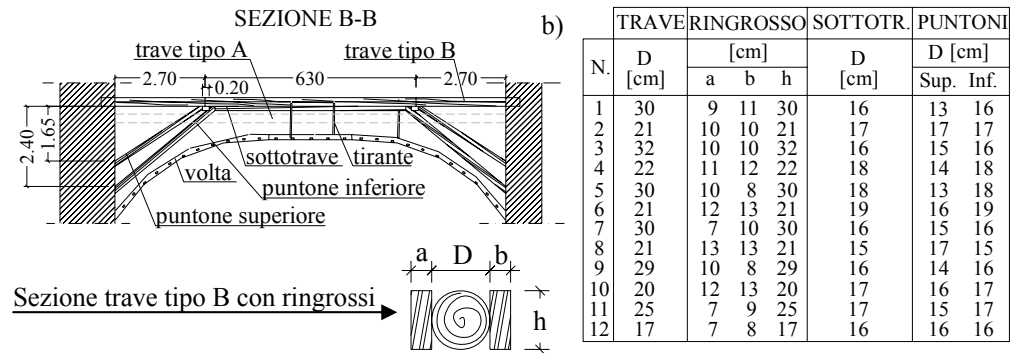


Fig. 3.6.4. Solaio: a) Carpenteria; b) Sezione B-B e tabella delle sezioni; c,d) Particolari.

Tutti i collegamenti tra gli elementi sono realizzati mediante chiodi.

L'orditura secondaria è realizzata con travicelli di sezione circolare media di diametro 12cm, posti ad interasse costante pari a 130cm per l'area di solaio che copre le prime quattro travi, a partire dal vano di accesso e direttamente da panconcelle o tavolato per la rimanente area. Lo stesso tavolato è posto sui travicelli. Il solaio è completato con uno strato di caldana alleggerita con lapilli, avente funzione di isolamento e di livellamento, di spessore medio circa 20cm e da pavimento in maioliche su massetto di allettamento.

### 3.6.2. Indagine diagnostica del legname in opera

#### 3.6.2.1 Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione

Un attenta indagine visiva è stata condotta per valutare lo stato di conservazione degli elementi e delle connessioni ed è stato messo in rilievo quanto segue.

##### La volta

Gli elementi della volta non presentano degrado né tracce di attacchi biotici, pertanto si presentano in buono stato di conservazione.

Le connessioni non presentano discontinuità, anche se in alcuni punti, quali la chiave di volta e l'appoggio alla muratura, non è stato possibile effettuare un'indagine adeguata in quanto coperti da detriti (Fig. 3.6.5)



Fig. 3.6.5. Particolari della volta.

### *La struttura di sostegno della volta*

Le travi di tipo A presentano un forte imbarcamento in prossimità del centro della sala. Inoltre alcune di esse presentano importanti lesioni da ritiro, a causa della stagionatura in opera, oltre ai caratteristici nodi (Fig. 3.6.6).

Per quanto attiene gli attacchi biotici si rilevano tracce di attacchi fungini che non hanno lasciato danni visibili rilevanti alle sezioni, ma non sono state rilevate tracce di attacchi di insetti xilofagi.

Gli elementi di irrigidimento si presentano in buono stato.



Fig. 3.6.6. Particolari struttura di sostegno della volta.

### *Il solaio*

Le travi del solaio presentano un consistente imbarcamento che in mezzeria raggiunge i 15 cm.

La trave 3B, 5B, 9B e 11B presentano una lesione longitudinale, in corrispondenza del quadrante inferiore della trave, che parte dall'appoggio ed arriva all'attacco col puntone superiore. La lesione raggiunge una profondità di circa  $D/2$  (Fig. 3.6.7). Queste sono tipiche lesioni da ritiro, attraversano la sezione ortogonalmente agli anelli, parallelamente alle fibre e rappresentano una ulteriore prova che i tronchi sono stati messi in opera senza stagionatura. I ringrossi di dette travi non aderiscono ad esse, ma sono discosti di circa 2 cm, quanto basta per vedere chiaramente il chiodo di collegamento con sezione quadrata. La trave 6B presenta ringrossi che si discostano di circa 3 cm.

L'imbarcamento del solaio in corrispondenza del centro della sala, è tale che esso poggia anche sulle travi 3A, 4A, e 5A poste a livello inferiore. Pertanto dette travi portano sia la volta che il solaio. Il contatto trave-solaio però non avviene per tutta la luce, ma per il tratto compreso tra i puntoni ossia per circa 5.80 m.

Inoltre alcuni dei puntoni superiori mostrano fenomeni di crisi per schiacciamento in corrispondenza del nodo (Fig. 3.6.7).





Fig. 3.6.7. Particolari struttura del solaio.

### 3.6.2.2 Proprietà meccaniche del materiale impiegato

Dall'indagine visiva risulta che, in accordo alle pratiche costruttive del tempo (Clean ed., 1996), gli elementi strutturali del solaio e della struttura di sostegno della volta sono in castagno, mentre gli elementi della volta sono in pioppo.

Allo scopo di analizzare il comportamento della struttura sia al tempo della costruzione che al tempo attuale, valutando quindi gli effetti del tempo sul materiale e sul comportamento dell'intera struttura, è stato necessario considerare le caratteristiche del materiale sia come legno nuovo che come legno vecchio. Per le caratteristiche meccaniche del legno nuovo sono stati utilizzati i valori presenti in letteratura (Giordano, 1989), mentre per le caratteristiche meccaniche del legno vecchio si è fatto riferimento ai risultati delle indagini in situ condotte sulle strutture della Sala Diplomatica (vedi par. 3.2.2) ed i valori di dette caratteristiche sono sintetizzati in Tabella 3.2.1.

### 3.6.3. Modellazione

Al fine di valutare lo stato tensionale (SLU) e di deformazione (SLE) agenti nella struttura, dall'epoca di realizzazione ad oggi, sono state analizzate analizzate diverse condizioni di carico e diversi schemi statici con differenti modelli meccanici del materiale. Dall'attuale configurazione dell'intero complesso strutturale è possibile ipotizzare le fasi di realizzazione che hanno portato al suo completamento. Ad esse corrispondono altrettanti modelli strutturali e meccanici identificati di seguito:

#### Fase 1: *Realizzazione della volta*

La struttura consiste nella sola volta priva di opere di completamento. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi (Modello V1).

#### Fase 2: *Realizzazione della struttura di supporto della volta, collegamento della volta e completamento con incannucciata e strucchi*

La struttura consiste nella volta completa e sospesa alla struttura di supporto. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi e il peso delle opere di

completamento (Modello V2).

Fase 3: *Realizzazione del solaio*

La struttura di riferimento è il solaio completo degli elementi di irrigidimento, soggetta al solo peso proprio (Modello S1).

Fase 4: *Collegamento volta-solaio*

La struttura è costituita dalla volta completa, dalla struttura di supporto della volta e dalla struttura portante del solaio. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi e il peso delle opere di completamento della volta (Modello 3).

Fase 5: *Completamento del solaio*

La struttura è completa in ogni sua parte. I carichi agenti sono i pesi propri e tutti i carichi permanenti (Modello 4).

Fase 6: *Struttura in esercizio*

La struttura è completa in ogni sua parte ed in esercizio. I carichi agenti sono i pesi propri, i carichi permanenti ed i sovraccarichi (Modello 5).

Le prime sei fasi analizzate sono relative alla struttura in legno nuovo. Per valutare gli effetti del tempo e quindi le condizioni statiche attuali, è necessario introdurre, per la stessa struttura, il modello meccanico di legno vecchio, pertanto si considerano in aggiunta le seguenti fasi.

Fase 7: *Struttura completa in legno vecchio*

La struttura è completa in ogni sua parte. I carichi agenti sono i pesi propri e i carichi permanenti (Modello 6). Il Modello 6 coincide col Modello 4 solo rispetto alla geometria, cambiando sia le caratteristiche meccaniche dei materiali che le condizioni di carico. In particolare il materiale si modella come legno vecchio, mentre, per effetto delle deformazioni delle travi del solaio di cui si è detto nel par. 3.6.3 il carico dell'impalcato agente sulle travi 5B, 6B, 7B e 8B scarica in parte sulle travi 3A, 4A e 5A.

Fase 8: *Struttura completa ed in esercizio in legno vecchio*

La struttura è completa in ogni sua parte ed in esercizio. I carichi agenti sono i pesi propri, i carichi permanenti ed i sovraccarichi (Modello 7). Il modello 7 differisce dal modello 6 solo per l'azione dovuta al sovraccarico accidentale.

Il modello è affetto necessariamente da alcune approssimazioni data l'alta variabilità sia delle sezioni degli elementi che delle dimensioni della varie parti strutturali (interassi, luci, altezze ecc.), sempre però condotte a vantaggio di sicurezza. Con riferimento alle tre sub-strutture le approssimazioni fatte sono le seguenti:

- *la volta* è stata modellata come simmetrica rispetto agli assi x ed y, pertanto la disposizione, l'interasse e la variazione di sezione delle centine si considerano simmetrici rispetto a detti assi; questo permette di considerare i

dati rilevati nella parte accessibile, validi anche per la parte di volta non accessibile. La sezione del singolo profilo della centina e quella del listello si modellano come costanti e pari alle minime rilevate, ossia  $7 \times 8 \text{ cm}^2$  e  $8 \times 4 \text{ cm}^2$ , rispettivamente. Infine non è stato considerato in forze il sistema di sostegno della volta costituito dalle sei mensole lignee (tre per lato) con altrettante fasce metalliche.

- *il solaio* è stato modellato come struttura simmetrica solo rispetto ad x con sezioni degli elementi pari alle minime tra quelle rilevate; inoltre non sono stati considerati efficaci i ringrossi posti alle due estremità delle travi. Infine non sono stati considerati in forze i quattro puntoni inclinati che costituiscono il sistema di irrigidimento della trave 11B.

- *i tiranti* volta-strutture di sostegno superiore sono stati modellati come elementi con sezione quadrata costante e pari alla minima rilevata ( $5 \times 5 \text{ cm}^2$ ). Per le rimanenti parti strutturali la posizione e la sezione degli elementi sono quelle rilevate.

I vincoli sia interni che esterni sono stati modellati tutti come vincoli cerniera. Per poter modellare il contatto tra la sottotrave e la trave è stato adottato un tipo di vincolo (constraint) che impone ai punti a contatto di subire spostamenti congruenti.

Scelte le suddette semplificazioni è stato implementato, come per le altre sale, il modello 3D dell'intera struttura mediante il programma di calcolo strutturale SAP2000 vers. 7.12 (Wilson, 1998). Alcune immagini del modello implementato sono riportate in Figura 3.6.8 e 3.6.9.

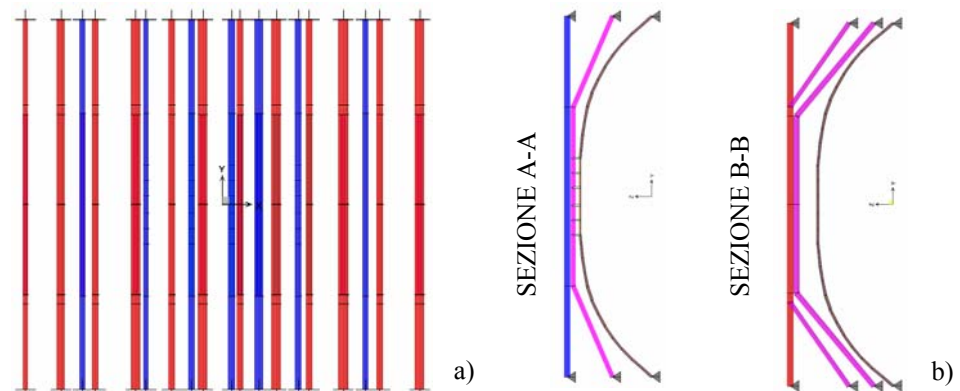


Fig. 3.6.8. Modello strutturale: a) Orditura travi tipo A (in blu) e tipo B (in rosso); b) Sezioni.



In definitiva tutti i nodi della parte curva della volta saranno caricati con una forza nodale  $F_1=0.30$  kN, i nodi adiacenti all'appoggio con  $F_2=0.14$  kN, mentre i nodi della parte orizzontale (chiave volta) saranno caricati con una forza pari a  $F_3=0.32$  kN.

Sul solaio, oltre al peso proprio e al peso delle opere di completamento agisce il peso dei tramezzi del piano sovrastante, destinato a uffici non aperti al pubblico, secondo l'analisi riassunta in Tabella 3.6.1.

L'interasse tra le travi è variabile tra 0.98 m e 1.27 m. si considera come interasse il valore medio ( $i_{med}$ ) di 1.20 m.

Il lampadario si trova nella mezzeria della volta ed è collegato alla trave 4A, per esso si considera un peso di 3,00 kN.

Tabella. 3.6.1. Analisi dei carichi

Analisi dei carichi	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Assito $s=4$ cm	6.00	0.24
Caldana $s_m=20$ cm	20.0	4.00
$G_k$ Sottofondo $s=2$ cm	18.0	0.36
Pavimento $s=2$ cm	20.0	0.40
Incidenza tramezzi		1.00
$Q_k$ Sovraccarico		2.00

Pertanto i carichi agenti per metro lineare di trave ( $g_k$  e  $q_k$ ) risultano dalle seguenti espressioni:

$$g_k = G_k \times i_{med} = 6.00 \times 1.20 = 7.20 \text{ kN/ml}$$

$$q_k = Q_k \times i_{med} = 2.00 \times 1.20 = 2.40 \text{ “}$$

Inoltre è stato considerato, a vantaggio di sicurezza, anche l'effetto del sisma sussultorio in accordo al D.M. del 16/01/1996, pur non rientrando la struttura nei casi previsti da detto decreto.

### 3.6.5. Analisi strutturale

#### 3.6.5.1 Valutazione dello stato di deformazione

Il primo passo consiste nella valutazione dello stato di deformazione della struttura all'epoca della sua realizzazione, procedendo all'analisi di ciascuna delle fasi di costruzione elencate nel paragrafo precedente.

In questa prima fase il modello meccanico del materiale è di legno nuovo. Come parametri di valutazione sono stati considerati gli spostamenti verticali ( $u_z$ ) dei punti della sezione di mezzeria delle travi del solaio (travi tipo B) e

della struttura di supporto (travi tipo A), mentre per la volta quelli dei punti appartenenti alle due sezioni caratteristiche  $xz$  ( $y=0$ ) e  $yz$  ( $x=0$ ).

Per valutare la deformazione attuale è necessario tener conto di tre effetti (vedi par. 3.2): 1) la riduzione del modulo elastico per effetto del degrado tipico del legno; 2) le deformazioni viscosi (creep) sotto carico costante; 3) il contenuto di umidità nel materiale.

Le Figure 3.6.11 e 3.6.12 mostrano i risultati dell'analisi dello stato deformativo della volta e del solaio (travi tipo B), rispettivamente, per tutte le fasi studiate. Gli spostamenti verticali della volta sono stati amplificati di 5 volte per una migliore rappresentazione grafica.

La valutazione dello stato di deformazione cui la volta è stata soggetta dall'epoca di realizzazione ad oggi è importante per valutare lo stato di sollecitazione cui è soggetto lo strato di stucco sul quale è dipinto l'affresco e verificare che non siano tali da comprometterne l'integrità. Da tale valutazione si evidenzia quanto segue:

- il collegamento della volta alle travi della struttura di sostegno (confronto tra il Modello V2 ed il 3) comporta una riduzione dell'abbassamento della zona in chiave da 4cm ad 1cm;
- nei punti in cui convergono gli elementi lignei di collegamento volta-solaio, indicati nel grafico con le due frecce e relativi ai nodi 2 e 6, si rileva un abbassamento maggiore per effetto dei carichi agenti sul solaio;
- tramite i suddetti punti di collegamento la volta subisce l'effetto dei sovraccarichi variabili agenti sul solaio che determinano una freccia ulteriore (Modello 7) di circa 2cm;
- gli effetti del tempo si evidenziano dal confronto tra la curva relativa al Modello 4 (struttura completa di legno nuovo), che mostra un abbassamento massimo nel nodo 6 di circa 1cm, e la curva relativa al Modello 6 (struttura completa di legno vecchio), che mostra un abbassamento massimo nello stesso nodo di circa 6cm.

Da quanto evidenziato risulta che l'elemento ligneo di collegamento volta-solaio trasmette i carichi e le deformazioni del solaio alla volta, pertanto funziona come puntone.

Anche l'effetto del sisma sulla volta è amplificato dalla presenza del collegamento volta-solaio.

Lo stato deformativo della struttura di supporto della volta non è rilevante essendo generato solo dal peso della volta stessa.

Di rilevante importanza invece è lo studio dello stato di deformazione del solaio, sia per l'effetto che, come si è visto, provoca sulla volta sottostante, che per la valutazione delle condizioni di servizio della struttura.

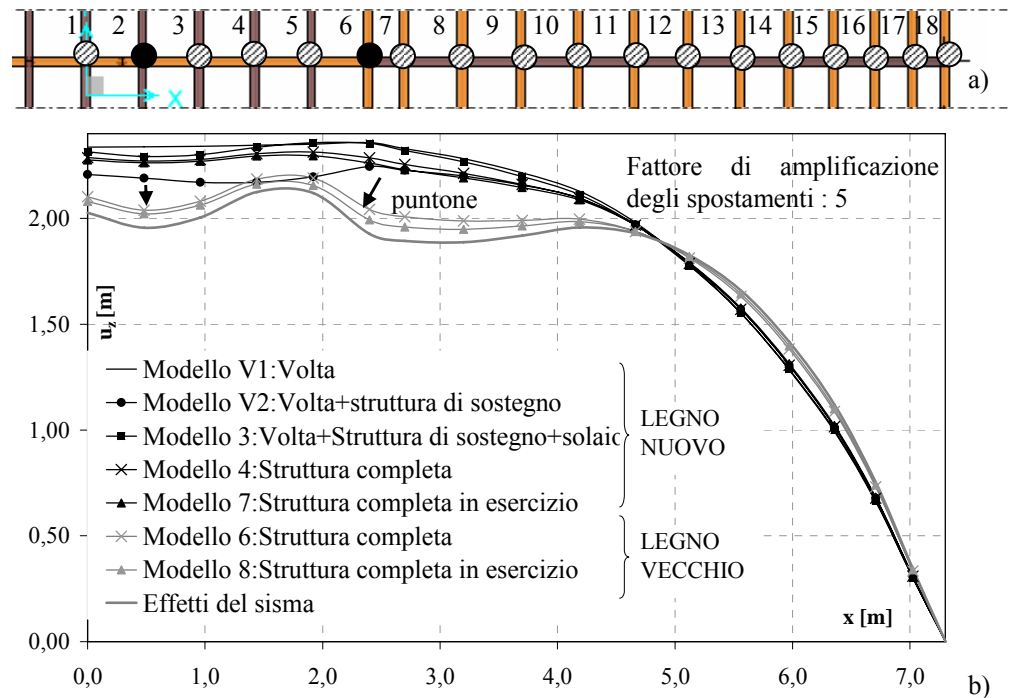


Fig. 3.6.11. Stato di deformazione della volta: a) Punti di riferimento scelti; b) Configurazioni deformate di una sezione tipica della volta nelle fasi di vita studiate.

Dall'analisi della storia di deformazione del solaio si evince quanto segue (Fig. 3.6.12):

- la struttura all'epoca della realizzazione presentava una freccia massima, in corrispondenza della mezzeria della trave n. 1, di circa 5cm;
- gli effetti del creep e del degrado determinano un aumento di freccia di circa quattro volte, infatti la freccia massima risulta pari a 20cm, che per l'effetto dei carichi variabili diventa 23cm;
- l'effetto del sisma è limitato ad una variazione di freccia di  $\pm 1$ cm.

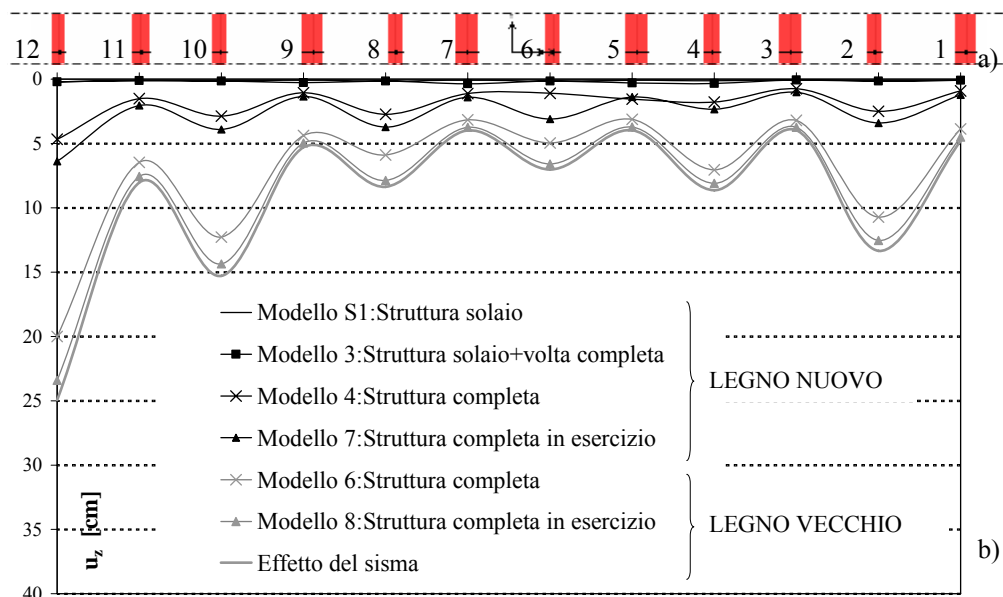


Fig. 3.6.12. Stato di deformazione del solaio: a) Sezioni di riferimento; b) Spostamenti verticali ( $u_z$ ).

3.6.5.2 Valutazione dello stato tensionale

L'analisi strutturale dei modelli messi a punto ha consentito di riprodurre lo stato tensionale agente in ciascun elemento della struttura, nelle sue fasi di vita. Nella Figura 3.6.13 seguente sono riportati i diagrammi qualitativi, per le sezioni significative di ognuna delle parti strutturali, con riferimento all'attuale stato tensionale agente.

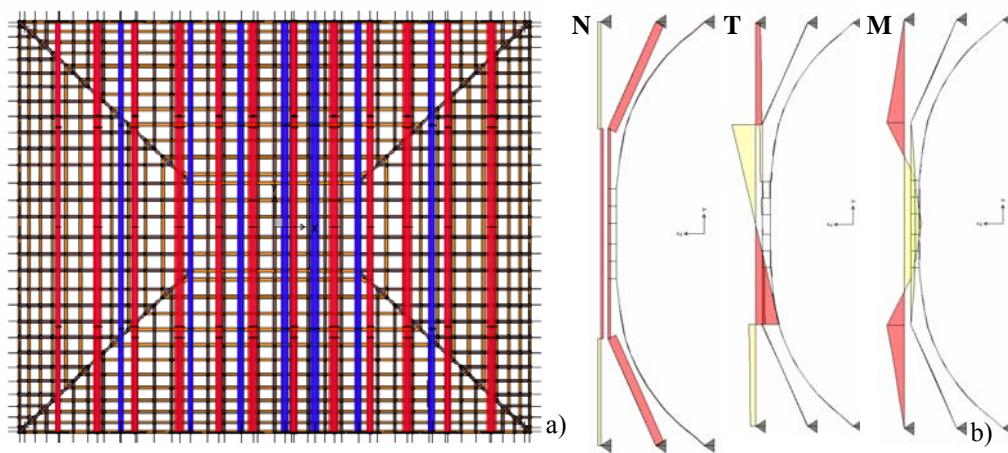


Fig. 3.6.13. Diagrammi delle sollecitazioni negli elementi della volta e del solaio: a) pianta; b) Travi tipo A; c,d) Travi tipo B. (continua)



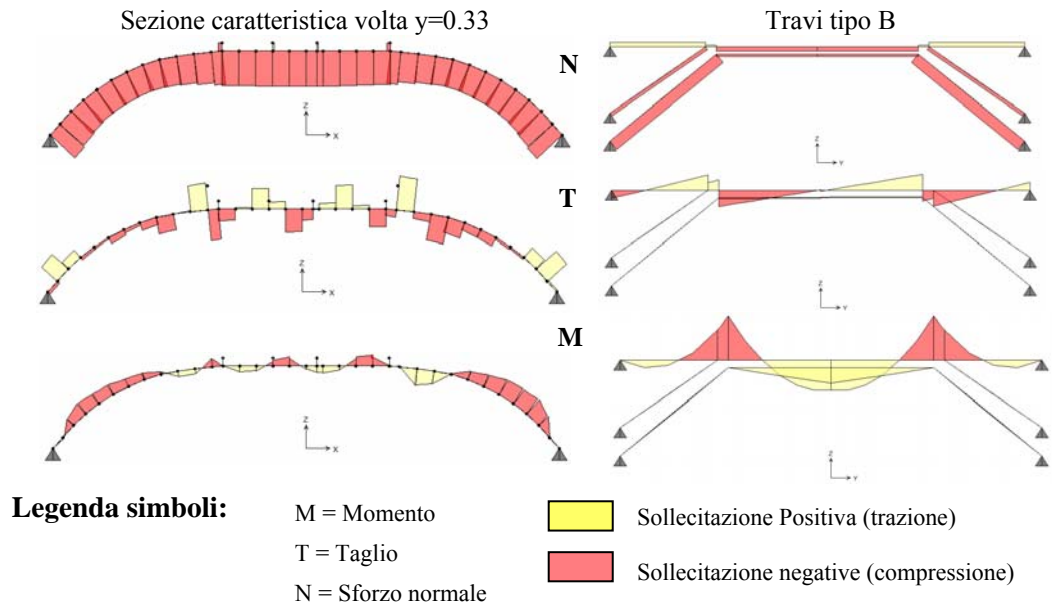


Fig. 3.6.13. Diagrammi delle sollecitazioni negli elementi della volta e del solaio: a) pianta; b) Travi tipo A; c,d) Travi tipo B.

Si precisa che la scala di rappresentazione dei diagrammi delle sollecitazioni delle travi tipo A e tipo B riportati in figura è ridotta di 40 volte rispetto a quella relativa ai diagrammi della volta.

### 3.6.6. Verifiche

#### 3.6.6.1 Verifiche di deformabilità

Con riferimento alla volta si evidenzia un cattivo funzionamento degli elementi di collegamento volta-solaio, ma non si evidenziano stati di deformazione tali da compromettere l'integrità dell'affresco.

In accordo alle verifiche allo stato limite di servizio (EC5), le deformazioni massime del solaio in esame, di luce  $L=11.70m$ , devono rispettare i valori di freccia dovuta ai sovraccarichi  $u_{z,i,Qk1,max}=3.9cm$  ( $L/300$ ) e di freccia istantanea dovuta ai carichi totali  $u_{z,max}=5.85cm$  ( $L/200$ ).

Pertanto, dall'analisi dello stato di deformazione risulta che il primo limite (confronto tra i modelli 6 e 7) è rispettato, mentre il secondo è superato dalle travi n. 1, 2, 3, 5, 9 e 11 (Modello 6).

#### 3.6.6.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

I risultati delle verifiche, condotte secondo il metodo agli stati limite, in accordo alla norma EC5, mostrano che numerosi elementi strutturali sono soggetti a sollecitazioni superiori a quelle limite, in particolare:

- *le travi tipo B (solaio)* n. 2-4-6-10-12 non rispettano le verifiche di resistenza; inoltre la trave n. 8 ha coefficiente di sicurezza unitario;
- *gli elementi della volta* presentano uno stato di sollecitazione con valori crescenti dal bordo alla parte centrale della struttura (vedi Fig. 3.6.14), che attinge ai livelli limite in chiave e negli elementi adiacenti ad essa. Di conseguenza gli elementi in chiave con sezione minore (elementi orditi parallelamente ad x) presentano, nella sezione più sollecitata, valori di tensione superiori al limite ultimo e le centine adiacenti presentano coefficienti di sicurezza unitari.
- *gli elementi della struttura di sostegno della volta* (travi tipo A con relative sottotravi e puntoni) ed i tiranti soddisfano le verifiche di sicurezza e di stabilità.

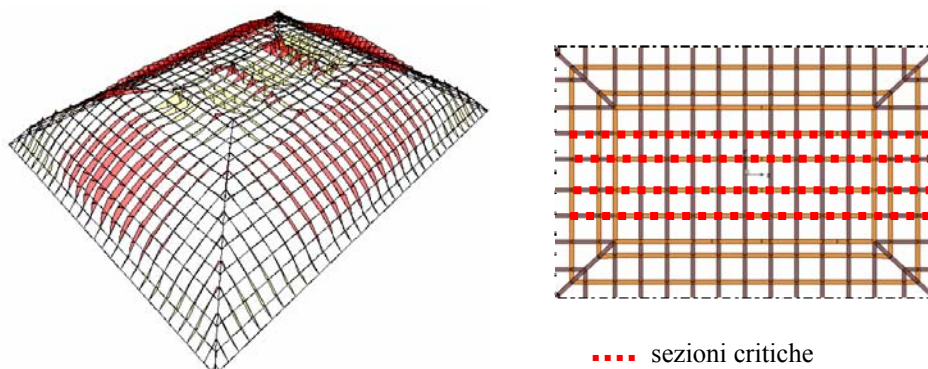


Fig. 3.6.14. Diagrammi delle sollecitazioni: a) Volta 3D; b) Particolare della chiave di volta.

### 3.7. LA SALA DI DON CHISCIOTTE (SALA XXIV)

La Sala di Don Chisciotte (Fig. 3.7.1) è una retrostanza tappezzata di arazzi che riproducono appunto le gesta di Don Chisciotte e Sancio Panza, con soffitto settecentesco decorato con stucchi. Affaccia a nord sulla corte interna, attraverso l'ambulacro ed è situata tra la Sala dei Paesaggi (XV) a sud, la Sala dei Paesaggi dell'Ottocento (XXV) ed una Retrostanza (XXIII) ad est. Il cielo della sala è decorato con motivi in stucco bianco su sfondo dorato del '700.

L'illuminazione della sala è affidata ad un unico lampadario centrale.

La struttura lignea di copertura è costituita dalla volta, decorata all'intradosso, sospesa ad una struttura appositamente realizzata e dal solaio.

Tale complesso strutturale, anche se appartenente alla stessa tipologia delle sale IV e V, si presenta, a differenza delle sale precedenti, molto disordinato sia per quanto riguarda la distribuzione degli elementi che per le sezioni utilizzate e con una struttura di sostegno della volta molto irregolare.

Di seguito si riporta il rilievo geometrico dettagliato, corredato da fotografie, sia della sala che della struttura lignea di copertura che dimostra quanto detto.

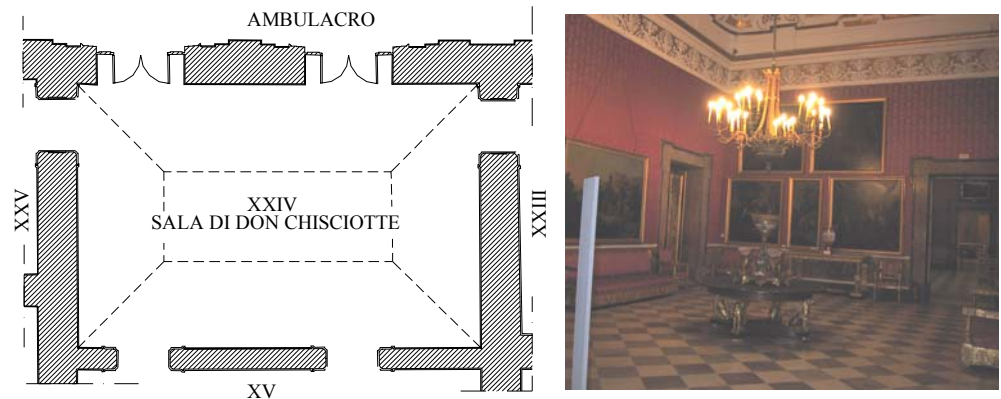


Fig. 3.7.1. La Sala di Don Chisciotte: a) pianta; b) vista interna.

### 3.7.1. Rilievo geometrico e fotografico

L'accesso alla struttura di copertura della sala è possibile attraverso una botola realizzata nel livello di calpestio del locale tecnico posto al secondo piano, in corrispondenza della sala XXIII. Detto locale contiene i quadri elettrici ed ha accesso diretto dal terrazzo. Al centro del solaio di calpestio è realizzata una botola quadrata di lato circa 60cm, dalla quale si raggiunge la volta in muratura della sala XXIII sottostante, da questa, attraverso un'apertura praticata sulla parete ovest, si accede all'intercapedine tra il solaio e la volta di copertura della sala XXIV. L'apertura ha dimensioni tali da permettere il passaggio di una sola persona per volta carponi.

La struttura di copertura è, come anzidetto, composta da tre unità strutturali principali: 1) la volta; 2) la struttura di sostegno della volta; 3) il solaio. La volta è collegata sia alla struttura di sostegno che al solaio mediante tiranti anch'essi lignei.

#### 3.7.1.1 La volta

La volta è realizzata mediante una griglia di elementi (centine e listelli) che ha una configurazione ribassata (Fig. 3.7.2a). Essa costituisce lo scheletro di supporto dello strato di incannucciata e stucchi sul quale è stato realizzata la

decorazione della sala. La superficie coperta dalla volta è quella dell'intera sala pari a  $7.80 \times 12.00 \text{m}^2$  e non presenta una parte orizzontale nella zona in chiave (Fig. 3.7.2b).

Le centine hanno sezione rettangolare variabile sia di spessore che di altezza la cui curvatura si realizza mediante giunzione di elementi di lunghezza differente, sagomati secondo una spezzata. In corrispondenza delle giunzioni, per tratti di lunghezza variabile tra i vari elementi, la sezione si raddoppia (Fig. 3.7.2c). Lo spessore delle centine varia tra 4cm e 6cm, mentre l'altezza tra 10cm e 15cm. In corrispondenza dei quattro spigoli della volta si rilevano quattro costole realizzate con elementi di sezione pari a quelle delle centine (Fig. 3.7.2d).

L'interasse tra le centine si può ritenere regolare.

I listelli, disposti ortogonalmente alle centine ad interasse costante, sono fissati ad esse mediante un collegamento a mezzo legno. La sezione rettangolare media risulta  $6 \times 4 \text{cm}^2$ .

In corrispondenza della chiave di volta non si rileva una parte orizzontale in direzione nord-sud, ma le centine seguono la curvatura della volta realizzando un'unica costola lungo tutto l'allineamento. Mentre secondo l'allineamento est-ovest si interrompono in corrispondenza della chiave lasciando il posto a tre elementi orizzontali aventi la stessa sezione trasversale dei listelli (Fig. 3.7.2a).

Tutti i collegamenti fra gli elementi sono realizzati mediante chiodi.

La struttura della volta risulta semplicemente appoggiata lungo il perimetro alla muratura di tufo, mentre il collegamento alle strutture sovrastanti avviene mediante tiranti lignei. I tiranti convergono nei nodi centina-listello. Essi sono posizionati in maniera abbastanza regolare, risultando più fitti in prossimità della chiave dove collegano tutte le centine alla struttura sovrastante. Nelle rimanenti parti si alterna ad un nodo centina-listello nel quale converge un tirante uno nodo non collegato. Il collegamento tra i tiranti e gli elementi ai quali convergono è realizzata mediante chiodi, uno per ogni estremità. La sezione dei tiranti varia tra i  $4 \times 4 \text{cm}^2$  e gli  $4 \times 6 \text{cm}^2$ .

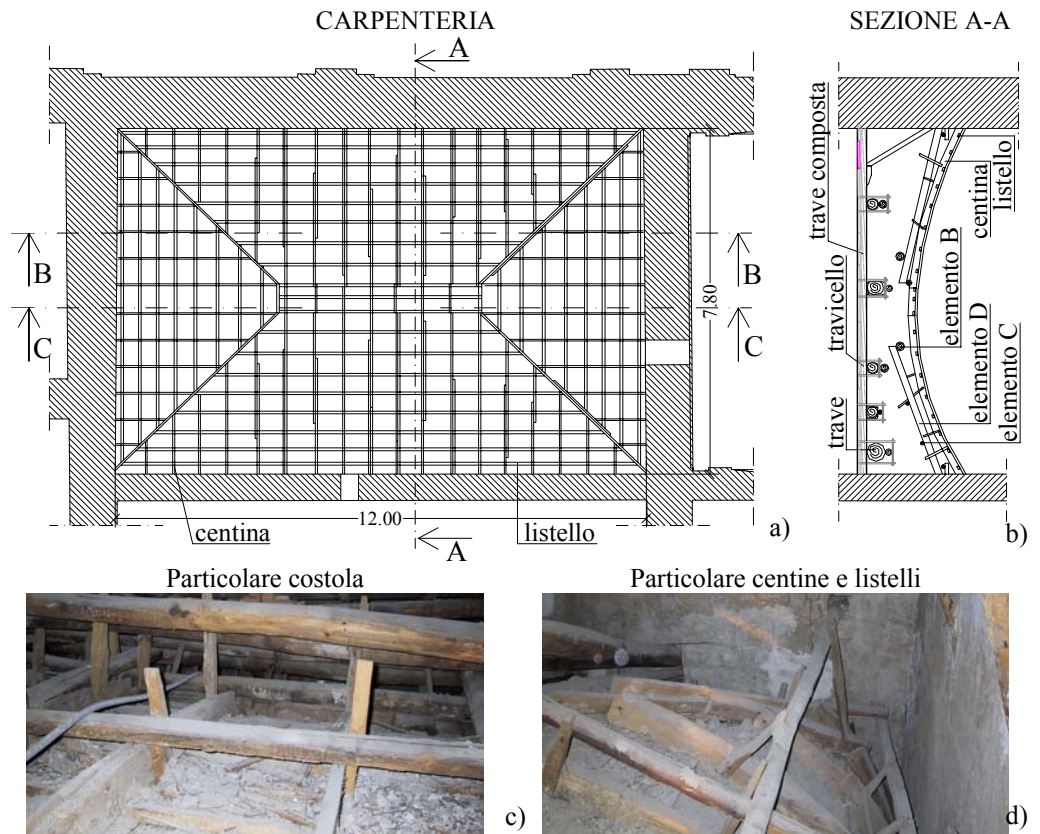


Fig. 3.7.2. Volta: a) Carpenteria; b) Sezione; c,d) Particolari.

### 3.7.1.2 La struttura di sostegno della volta

La struttura di sostegno della volta è costituita da quattro differenti sistemi strutturali (Fig. 3.7.3):

- un sistema costituito da tre elementi di diametro 20cm (*elementi A*), due inclinati e uno orizzontale, orditi in direzione est-ovest ed appoggiati a due travi di diametro 13cm (*elementi B*) ad essi ortogonali (vedi Fig. 3.7.3 a,b e c);
- un sistema costituito da due o tre elementi (*elementi C*) orditi parallelamente agli elementi tipo A ed aventi la stessa configurazione, cioè due inclinati ed uno orizzontale, ma non collegati tra loro; il diametro degli elementi inclinati è di 19cm, mentre quello degli elementi orizzontali è di 12cm (Fig. 3.7.3 a,b e d). Come si evince dalla carpenteria in Figura 3.7.3a, manca l'elemento orizzontale per tre dei sette sistemi, precisamente il primo lato nord e i due ultimi lato sud.

- un sistema di elementi di piccolo diametro (*elementi tipo D*) orditi in entrambe le direzioni del piano: gli elementi orditi in direzione nord-sud sono appoggiati e chiodati agli elementi tipo C (Fig. 3.7.3a,c), gli elementi orditi in direzione ovest-est sono appoggiati e chiodati agli elementi tipo E di cui si dirà in seguito (Fig. 3.7.3a). Il diametro di detti elementi è di 6cm.

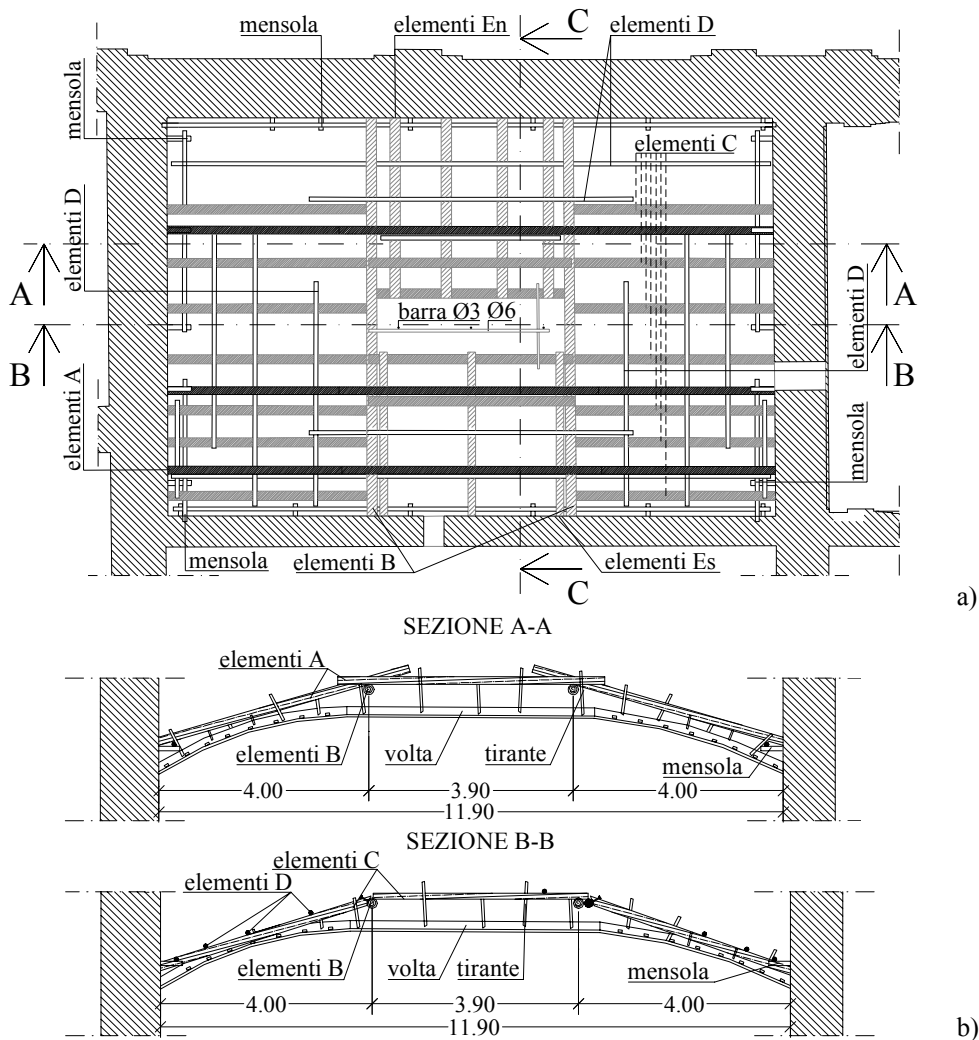


Fig. 3.7.3. Struttura di sostegno della volta: a) Carpenteria; b) Sezioni; c,d,e,f,g) Particolari.  
(continua)

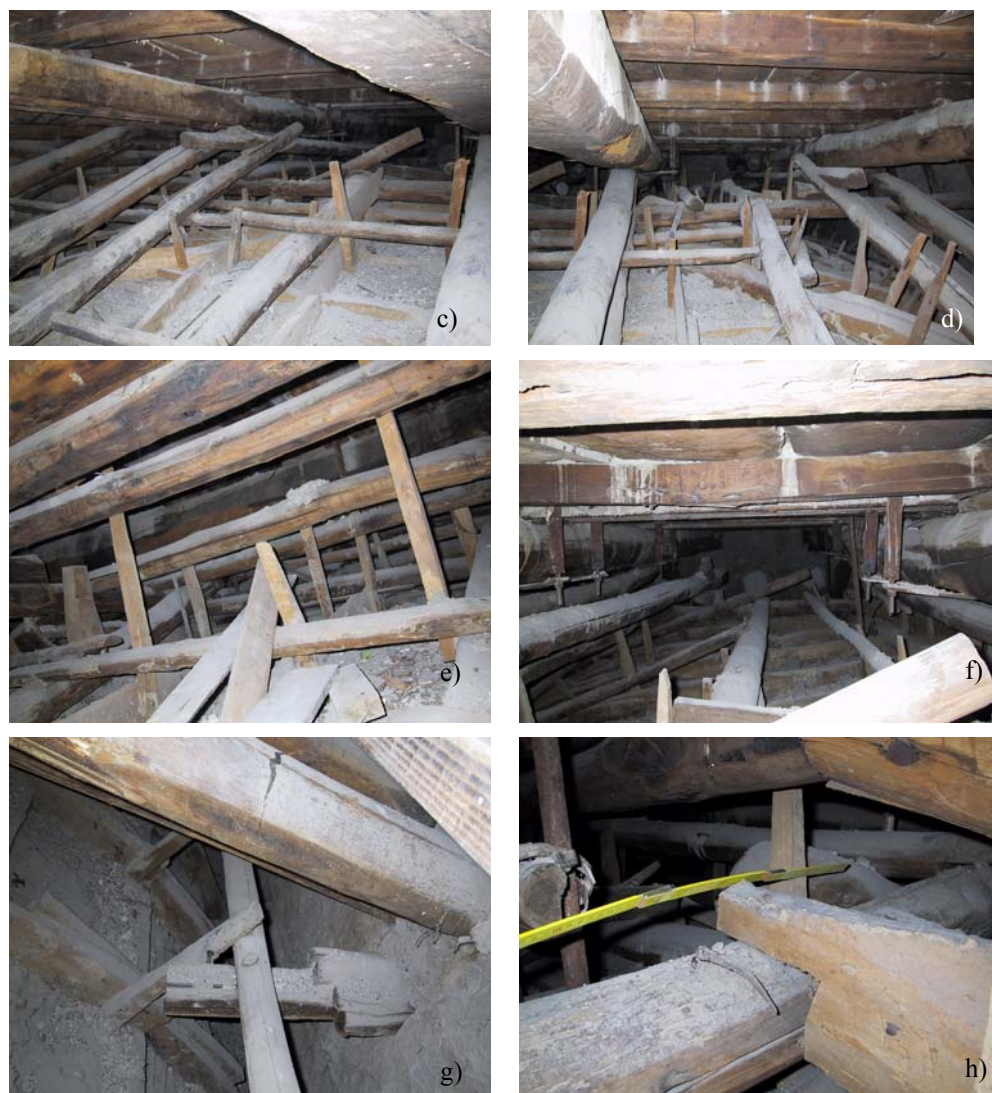


Fig. 3.7.3. Struttura di sostegno della volta: a) Carpenteria; b) Sezioni; c,d,e,f,g) Particolari.

- un sistema di puntoni a parete (*elementi tipo E*) orditi in direzione nord-sud, tre per lato distinti con En i puntoni a nord ed Es quelli a sud di diametro 20cm e 15cm rispettivamente (Fig. 3.7.3 a,c,e).
- un sistema di mensole e travi di piccolo diametro disposte lungo le quattro pareti della sala; l'interasse delle mensole e di conseguenza la luce delle travi è variabile. Il diametro di entrambi gli elementi è 6cm.

Alle travi del sistema descritto convergono i tiranti lignei che sostengono la volta lungo il perimetro (Fig. 3.7.3 a,g).

- in corrispondenza della chiave di volta, appoggiati sugli elementi tipo C, troviamo due profili di piccolo diametro (5cm), tra loro ortogonali, ai quali convergono i tiranti di sostegno della volta (Fig. 3.7.3a,b,f). In prossimità di detti profili passano tre tondi metallici  $\Phi 30$ , uno in corrispondenza del centro della sala e due in corrispondenza del limite della chiave di volta (Fig. 3.7.3h). Di tali tondi, che attraversano la volta e convergono alla trave n. 4 del solaio, quello centrale corrisponde alla catena del lampadario della sala, mentre agli altri due non risulta sospeso alcun elemento. Il rilievo condotto a livello della sala conferma la presenza di un solo lampadario centrale, pertanto si suppone che esso sostituisce due lampadari laterali presenti in passato e dei quali sono rimasti solo gli attacchi delle catene al di sopra della volta.

### 3.7.1.3 Solaio

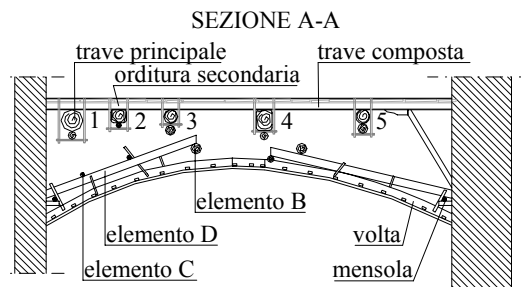
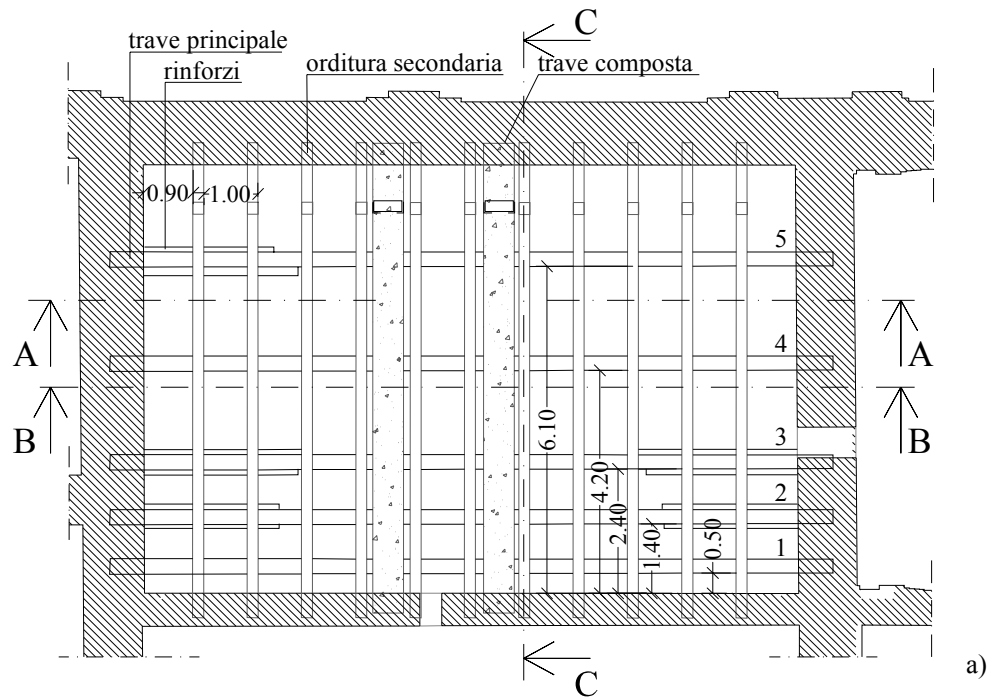
La struttura del solaio è costituita da un'orditura principale di travi, disposte lungo la direzione massima di 11.90m, irrigidite mediante un sistema di puntoni inclinati e sottotravi e da un'orditura secondaria di travicelli (Fig. 3.7.4.). Sia le travi che i travicelli sono vincolate alla muratura perimetrale mediante semplice appoggio. Le irregolarità del tronco delle travi sono state corrette da zeppe lignee che permettono la funzionalità dell'appoggio dei travicelli sulle travi. Le travi 2 e 3 presentano anche dei rinforzi in testata: due guance di sezione rettangolare di spessore 6÷8cm, di altezza circa 30cm e di lunghezza circa 2.50m (Fig. 3.7.4a,c). Le guance sono fissate alle travi mediante due chiodi a sezione quadrata, posti ad interasse di circa 1m.

Le sezioni delle travi del solaio e degli elementi di irrigidimento sono riportate nella Tabella allegata alla Figura 3.7.4b. La trave n. 2 presenta una sezione giuntata in prossimità dell'appoggio a sud. La giunzione è stata realizzata accostando due sezioni di travi opportunamente sagomate e collegandole mediante tre chiodi ad interasse di circa 50cm e tre fasce metalliche di dimensione 50x3mm chiodate alle travi (Fig. 3.7.4c)

In corrispondenza dell'appoggio lato ovest si rileva, per le travi 2, 3 e 5, una mensola lignea di spessore 10cm che si estende per circa 1 m dall'appoggio (Fig. 3.7.4d) ed è fissata alla trave mediante due chiodi posti alla distanza di circa 30cm.



Ogni travicello è irrigidito mediante un puntone inclinato di diametro 10cm, posto sul lato nord, incastrato al muro e chiodato al travicello (Fig. 3.7.4 b,e).



SEZIONI TRASVERSALI

N.	Trave [cm]	Rinforzi [cm]	Sottotrave [cm]	Puntone [cm]
1	D=42		D=19	D=19
2	30X25	s=6	D=10	D=20
3	D=27	s=8	D=19	D=19
4	30X40		D=15	D=24
5	D=27		D=19	D=19



Fig. 3.7.4. Solai: a) Carpenteria; b) Sezione e Tabella sezioni elementi; c,d,e,f,g,h) Particolari. (continua)

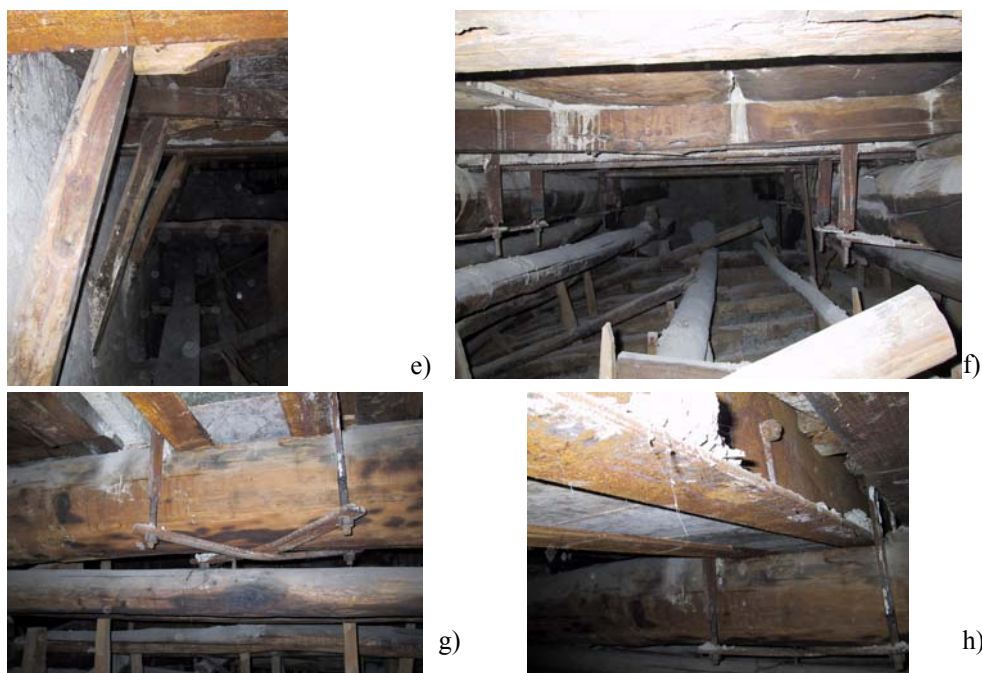


Fig. 3.7.4. Solai: a) Carpenteria; b) Sezione e Tabella sezioni elementi; c,d,e,f,g,h) Particolari.

In prossimità della mezzeria della luce del solaio sono state rilevate due travi composte acciaio-calcestruzzo disposte ortogonalmente all'orditura principale e collegate alle travi mediante cravatte metalliche, due per ogni trave, disposte a croce (Fig. 3.7.4a,f). La sezione trasversale è costituita da due profilati IPE200 posti ad una distanza di 45 cm, tra loro bullonati, tra i quali è stato gettato il calcestruzzo (Fig. 3.7.4g,h).

L'orditura secondaria è costituita da travicelli di sezione rettangolare media  $20 \times 15 \text{ cm}^2$ , posti ad interasse costante pari a 100cm sui quali si rileva un tavolato dello spessore medio di 4cm e larghezza variabile tra 20cm e 60cm (Fig. 3.7.4c,d). Il tavolato funge da cassaforma a perdere per il masso di caldana e lapilli dello spessore medio di 20cm, sul quale è posto il pavimento in maioliche su massetto di allettamento.

### 3.7.2. Indagine diagnostica del legname in opera

#### 3.7.2.1 Identificazione strutturale e valutazione dello stato di conservazione

Un attenta indagine visiva è stata condotta per valutare lo stato di conservazione degli elementi e delle connessioni ed è stato messo in rilievo

quanto segue.

#### *La volta*

Gli elementi della volta non presentano degrado né tracce di attacchi biotici, pertanto si presentano in buono stato di conservazione.

Le connessioni non presentano discontinuità, anche se l'appoggio alla muratura non è stato ispezionato in profondità. Le chiodature, anche se coperte di ruggine, risultano ancora efficaci (Fig. 3.7.5). Solo gli incastri a mezzo legno in corrispondenza della chiave di volta mostrano una non perfetta adesione tra le parti a causa del ritiro, pertanto risulterà necessario, in una fase successiva, valutare l'efficacia del collegamento.



Fig. 3.7.5. Particolari della volta.

#### *La struttura di sostegno della volta*

La struttura di sostegno della volta si presenta molto disordinata sia per la disposizione dei vari elementi strutturali sia per il collegamento tra essi.

Il tratto inclinato degli elementi tipo A e tipo C presenta lesioni longitudinali da ritiro che divide in due la sezione secondo un piano verticale (Fig. 3.7.6a). Mentre il tratto orizzontale degli elementi tipo A presenta lesioni da ritiro diffuse, sempre longitudinali alle fibre, ma giacenti in un piano orizzontale (Fig. 3.7.6b, c).

Inoltre alcuni degli elementi tipo C presentano una rastrematura della sezione, nella parte inclinata, all'appoggio sull'elementi tipo B (Fig. 3.7.6d).

Gli elementi tipo D, oltre a presentare una sezione resa irregolare dai nodi, presentano anche diffuse lesioni da ritiro ed estremità spesso rastremate, mentre le mensole presentano evidenti cipollature (Fig. 3.7.6c,e,f,g).

Da tutte le immagini presentate si evidenzia la variabilità delle sezioni trasversali dei tiranti lignei.

Per quanto attiene gli attacchi biotici si rilevano tracce di attacchi fungini che non hanno lasciato danni visibili rilevanti alle sezioni, ma non sono state rilevate tracce di attacchi di insetti xilofagi.



Fig. 3.7.6. Particolari struttura di sostegno della volta.

### *Il solaio*

Le travi del solaio presentano un consistente imbarcamento che in mezzeria raggiunge i 15-20 cm. La trave n. 1 presenta fessure longitudinali sia nel piano medio verticale che orizzontale (Fig. 3.7.7a). La lesione che interessa la sezione di mezzeria orizzontale è profonda solo 2-3cm e riguarda la porzione di trave che va da circa 1m dall'appoggio nord a circa 1m dall'appoggio sud. La lesione verticale taglia a metà la sezione lungo il tratto di trave che va dall'appoggio al puntone e presenta un'apertura di circa 3cm (Fig. 3.7.7b,c).

Anche le altre travi presentano lesioni longitudinali giacenti nei piani verticale ed orizzontale di mezzeria della trave, ma di lunghezza e apertura contenute nell'ordine del centimetro (Fig. 3.7.7d). Queste sono tipiche lesioni

da ritiro e rappresentano una prova che i tronchi sono stati messi in opera senza stagionatura. I ringrossi delle travi, ove presenti, non aderiscono ad esse, ma sono discosti di circa 2-3 cm.

La trave n. 4 invece presenta lesioni importanti dovute al taglio inclinate di circa  $30^\circ$  rispetto all'asse baricentrico ed in prossimità della mezzeria si evidenzia un scorrimento reciproco tra le parti in cui è stata divisa la sezione (Fig. 3.7.7e,f). Le sottotravi longitudinali presentano un forte imbarcamento, al punto che le staffe del collegamento metallico tra le travi lignee e la sezione composta sono posti nello spazio che si è creato tra travi e sottotravi (Fig. 3.7.7f). Inoltre i puntoni presentano lesioni longitudinali da ritiro (Fig. 3.7.7g). In corrispondenza dell'appoggio del primo travicello alla trave n. 3 si rileva una crisi locale per schiacciamento della trave (Fig. 3.7.7h).

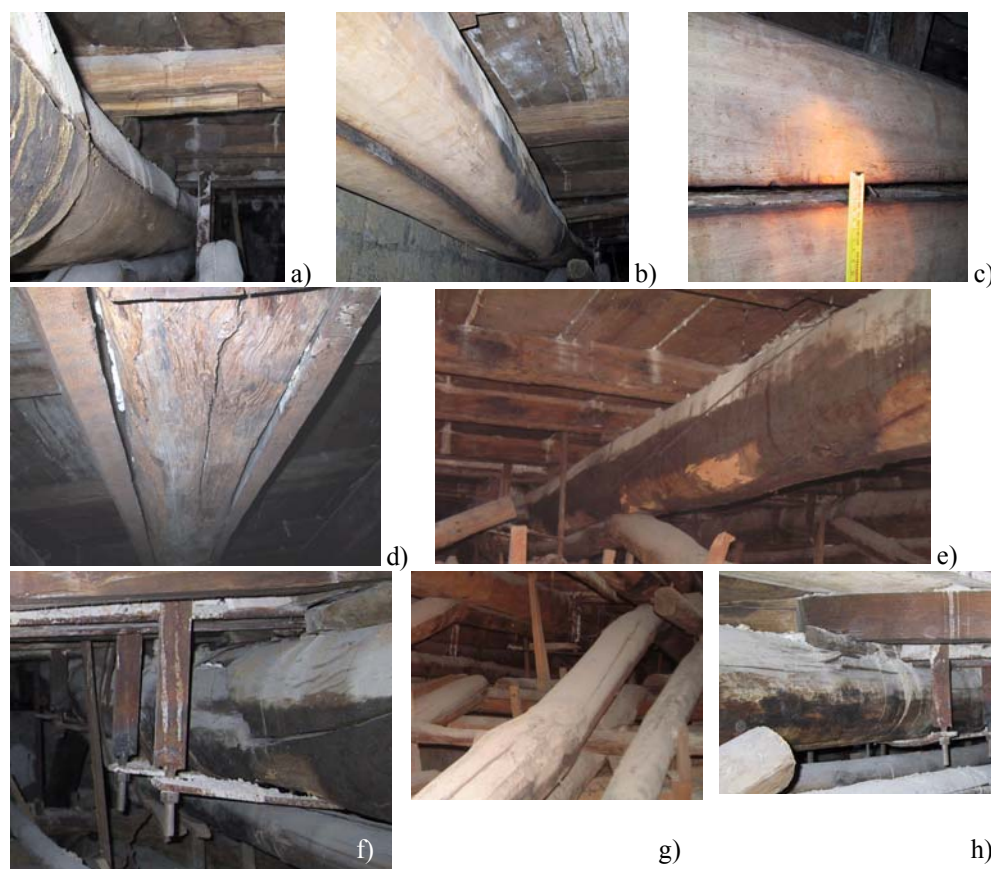


Fig. 3.7.7. Difetti relativi alle travi principali.

### 3.7.2.2 *Proprietà meccaniche del materiale*

Dall'indagine visiva risulta che, in accordo alle pratiche costruttive del tempo, come per gli elementi strutturali della altre sale rilevate, gli elementi strutturali del solaio e della struttura di sostegno della volta sono in castagno, mentre gli elementi della volta ed i tiranti sono in pioppo. Anche per questa sala sono state utilizzate le caratteristiche meccaniche del legno sintetizzate nella Tabella 3.2.1 del par. 3.2.

### 3.7.3. *Modellazione*

Dall'attuale configurazione dell'intero complesso strutturale è possibile ipotizzare le fasi di realizzazione che hanno portato al suo completamento. Le fasi di vita caratteristiche della struttura ed i relativi sono identificati di seguito.

#### *Fase 1: Realizzazione della volta*

La struttura consiste nella sola volta priva di opere di completamento. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi (Modello V1).

#### *Fase 2: Realizzazione della struttura di sostegno della volta, collegamento della volta e completamento con incannucciata e strucchi*

La struttura consiste nella volta completa e sospesa alla sola struttura di sostegno. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi e il peso delle opere di completamento (Modello V2).

#### *Fase 3: Realizzazione del solaio*

La struttura consiste nelle travi del solaio e relativi elementi di irrigidimento. I carichi agenti sono i pesi propri degli elementi (Modello S1).

#### *Fase 4: Completamento del solaio*

Il solaio è completo in ogni sua parte. I carichi agenti sono i pesi propri e tutti i carichi permanenti (Modello S2).

#### *Fase 5: Struttura in esercizio*

La struttura è completa in ogni sua parte ed in esercizio. I carichi agenti sono i pesi propri, i carichi permanenti ed i sovraccarichi (Modello S3).

Le prime cinque fasi analizzate sono relative alla struttura in legno nuovo. Per valutare gli effetti del tempo e quindi le condizioni statiche attuali, è necessario introdurre, per la stessa struttura, il modello meccanico di legno vecchio, pertanto si considerano in aggiunta le seguenti fasi.

#### *Fase 6: Struttura completa in legno vecchio*

A questa fase corrispondono due modelli, uno per la volta e relativa struttura di supporto ed uno per il solaio: Modello V3 e Modello S4. Il Modello V3 differisce dal V2 solo per le caratteristiche del materiale, mentre il Modello S4 differisce dall'S2 sia per configurazione statica che per caratteristiche del

materiale, mancando nel modello S4 la trave n.4 danneggiata.

Fase 7: *Struttura completa ed in esercizio in legno vecchio*

A questa fase corrisponde il Modello S5 che differisce dal modello S3 solo per le caratteristiche del materiale.

Fase 8: *Struttura rinforzata con due travi composte acciaio-calcestruzzo in legno vecchio*

A questa fase corrisponde il Modello S6 che riproduce la struttura del solaio senza la trave 4, che presenta rotture per sollecitazione tagliante, e con le due travi composte acciaio-calcestruzzo in prossimità della mezzeria della luce dell'orditura principale.

Il modello è affetto necessariamente da alcune approssimazioni data l'alta variabilità sia delle sezioni degli elementi che delle dimensioni delle varie parti strutturali (interassi, luci, altezze ecc.), sempre però condotte a vantaggio di sicurezza. Con riferimento alle tre sub-strutture le approssimazioni fatte sono le seguenti:

- *la volta* è stata modellata come simmetrica rispetto agli assi x ed y, pertanto la disposizione, l'interasse e la variazione di sezione delle centine si considerano simmetrici rispetto a detti assi; tale modellazione approssima bene la struttura reale della volta che risulta abbastanza regolare. La sezione del singolo profilo della centina e quella del listello si modellano come costanti e pari alle minime rilevate, ossia  $4 \times 10 \text{cm}^2$  e  $6 \times 4 \text{cm}^2$ , rispettivamente.

- *la struttura di sostegno della volta* è stata modellata considerando gli elementi integri, senza fessure, e con sezione trasversale pari a quella media rilevata, nelle analisi che riguardano le fasi di realizzazione; successivamente, per l'analisi della struttura nelle attuali condizioni di conservazione, è stato considerato il degrado degli elementi, mediante l'introduzione nel modello di un modulo elastico ridotto. Sono stati trascurati gli elementi circolari di diametro 6cm posti in corrispondenza della chiave di volta ed i collegamenti sono stati considerati efficaci.

- *il solaio* è stato modellato come struttura simmetrica solo rispetto ad x con sezioni degli elementi pari alle minime tra quelle rilevate; inoltre non sono stati considerati efficaci i ringrossi posti alle due estremità delle travi in quanto separati dalle travi, e le mensole poste a migliorare gli appoggi di alcune travi. Infine non sono state considerate efficaci le sottotravi ed i puntoni di irrigidimento dei travicelli.

- *i tiranti* volta-strutture di sostegno superiore sono stati modellati come elementi con sezione quadrata costante e pari alla minima rilevata ( $4 \times 4 \text{cm}^2$ ).

I vincoli sia interni che esterni sono stati modellati tutti come vincoli cerniera.

In seguito alle suddette semplificazioni è stato implementato il modello 3D

dell'intera struttura mediante il programma di calcolo SAP2000 vers. 8.2.3 (Wilson, 2000).

Alcune immagini del modello implementato sono riportate nelle Figure 3.7.8 e 3.7.9, nella quale sono distinti per colori i vari elementi del solaio e della volta, rispettivamente.

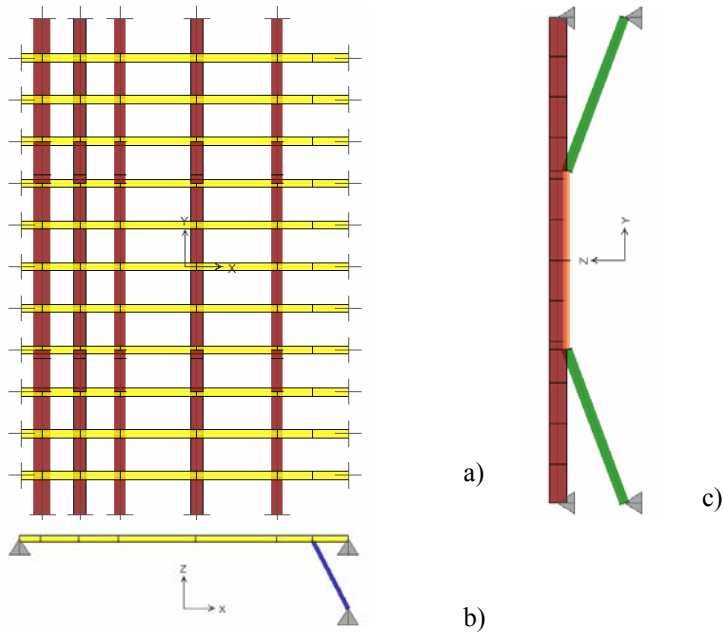


Fig. 3.7.8. Modello strutturale del solaio: a) Pianta; b) Sezione xz; c) Sezione yz.

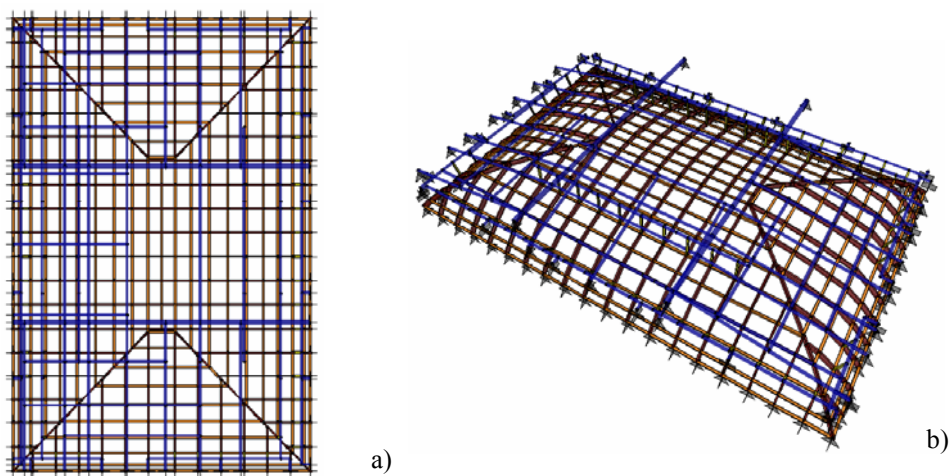


Fig. 3.7.9. Modello strutturale della volta: a) Vista in pianta; b) Vista 3D.



### 3.7.4. *Analisi dei carichi*

L'analisi dei carichi agenti sulla struttura è stata condotta con riferimento ad ogni unità strutturale, come di seguito illustrato.

Sulla volta grava, oltre al peso proprio, il peso dell'incannucciata, dello stucco e del gesso. Lo spessore totale dello strato di stucco, gesso ed incannucciata si può stimare di circa 7 cm. Il peso per unità di volume di detti materiali si considera, complessivamente, di 20. kN/mc.

Quindi il peso a metro quadro gravante sulla volta ( $g_v$ ) risulta:

$$g_v = 0.07 \times 20.0 = 1.4 \text{ kN/mq}$$

il quale deve essere applicato come carico nodale, essendo la volta costituita da una griglia. E' stato necessario quindi determinare detti carichi nodali in funzione delle dimensioni della griglia (Fig. 3.7.10). In definitiva tutti i nodi della parte curva della volta saranno caricati con una forza nodale  $F_1=0.28 \text{ kN}$ , i nodi adiacenti all'appoggio con  $F_2=0.14 \text{ kN}$ .

Sul solaio, oltre al peso proprio e al peso delle opere di completamento agisce il peso dei tramezzi del piano sovrastante, destinato ad uffici non aperti al pubblico. Il carico si trasmette alle travi attraverso forze concentrate in corrispondenza dell'appoggio dei travicelli, sui quali agisce il carico distribuito, che si calcola secondo l'analisi riassuntiva riportata in Tabella 3.6.3, mediante le seguenti espressioni:

$$g_k = G_k \times i = 6.00 \times 1.00 = 6.00 \text{ kN/ml}$$

$$q_k = Q_k \times i = 2.00 \times 1.00 = 2.00 \text{ "}$$

nelle quali  $i$  è l'interasse tra i travicelli.

Il lampadario si trova nella mezzeria della volta ed è collegato alla trave 4. Per esso si considera un peso di 200 kg.

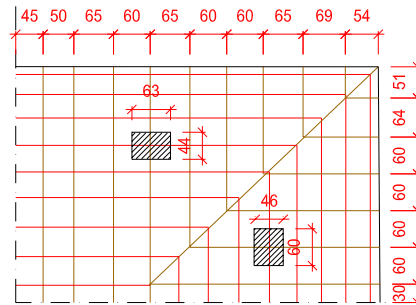


Fig. 3.7.10. Individuazione delle aree d'influenza del carico

Oltre ai carichi suddetti è stato considerato, a vantaggio di sicurezza, anche l'effetto del sisma sussultorio in accordo al D.M. del 16/01/1996, pur non rientrando la struttura nei casi previsti da detto decreto.

### 3.7.5. *Analisi strutturale*

#### 3.7.5.1 *Valutazione dello stato di deformazione*

La valutazione dello stato di deformazione della struttura all'epoca della sua realizzazione si effettua sul modello di legno nuovo utilizzando come parametri di valutazione gli spostamenti verticali ( $u_z$ ) dei punti della sezione di mezzeria delle travi del solaio, mentre per la volta quelli dei punti appartenenti alla sezione caratteristica xz ( $y=0$ ). Si precisa che l'analisi strutturale della sala in esame è stata condotta secondo il metodo agli stati limite.

Per gli stessi punti rappresentativi del solaio e della volta si valuta la deformazione attuale, tenendo conto, come visto nel par. 3.3.1, dei tre effetti: 1) la riduzione del modulo elastico per effetto del degrado tipico del legno; 2) le deformazioni viscosi (creep) sotto carico costante; 3) il contenuto di umidità nel materiale, in accordo all'EC5 ed ai risultati delle indagini in sito.

Le Figure 3.7.11 e 3.7.12 mostrano i risultati dell'analisi dello stato deformativo della volta e del solaio rispettivamente, per tutte le fasi studiate. Gli spostamenti verticali della volta sono stati amplificati di 5 volte per una migliore rappresentazione grafica.

Dall'analisi dei risultati si evidenzia che la volta subisce spostamenti verticali (abbassamenti in corrispondenza della chiave e sollevamenti nelle parti laterali) poco significativi. Infatti, l'abbassamento massimo calcolato in corrispondenza della sezione di mezzeria per la struttura in legno vecchio (Modello 3) è circa 3cm, mentre l'abbassamento ulteriore dovuto al sisma è pari a circa 1cm. Tali entità di deformazione non pregiudicano la conservazione dello stucco e quindi dell'affresco.

Lo stato deformativo della struttura di supporto della volta non è significativo essendo generato solo dal peso della volta stessa.

Dall'analisi della storia di deformazione del solaio (Fig. 3.7.12) si evince quanto segue:

- la struttura all'epoca della realizzazione presentava una freccia massima, in corrispondenza della mezzeria della trave n. 3, di circa 0.8cm (Modello S2), che per effetto del sovraccarico si porta a circa 1.3cm (Modello S3);
- gli effetti del creep e del degrado determinano un aumento di freccia di circa quattro volte, infatti la freccia massima risulta pari a circa 3cm (Modello S4), che per l'effetto dei carichi variabili diventa 3.5cm (Modello S5);
- l'effetto del sisma è limitato ad una variazione di freccia di  $\pm 1$ cm;
- l'introduzione delle travi composte acciaio-calcestruzzo ha permesso di

bloccare la configurazione del solaio al Modello S4, data la loro elevata rigidezza.

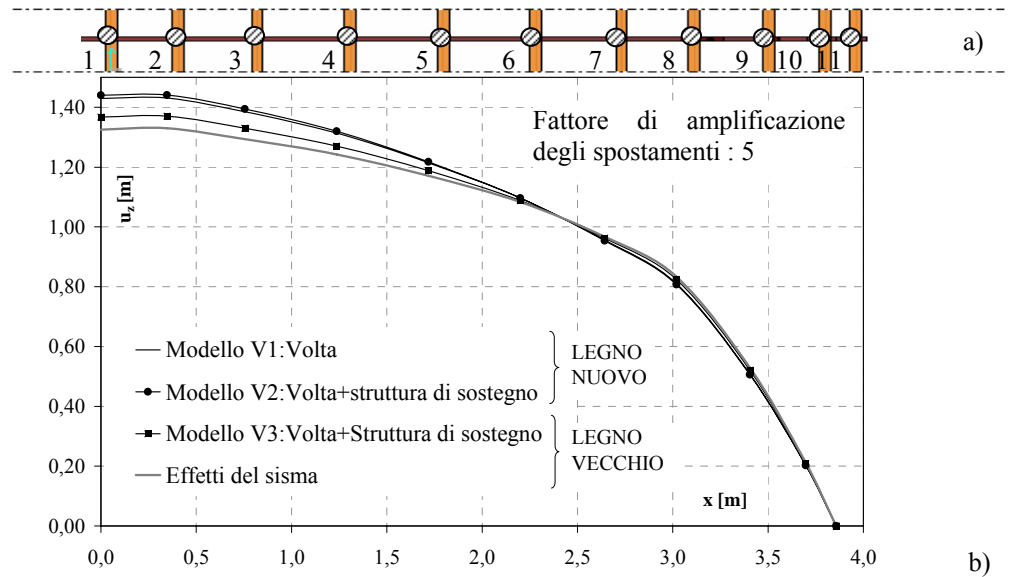


Fig. 3.7.11. Stato di deformazione della volta: a) Punti di riferimento; b) Configurazioni deformate di una sezione caratteristica.

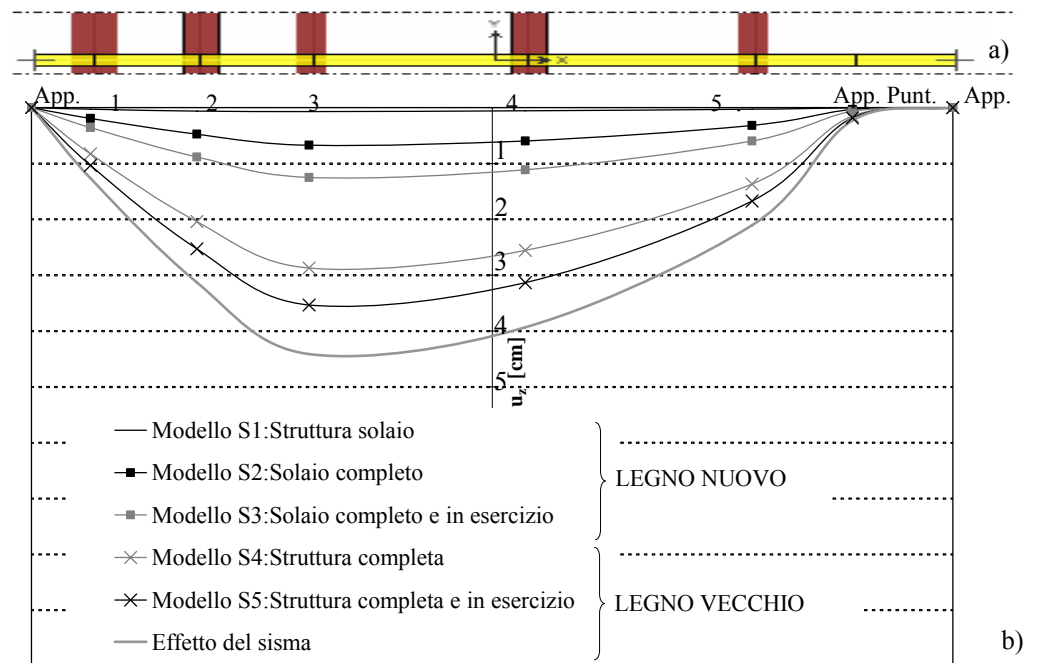


Fig. 3.7.12. Stato di deformazione del solaio: a) Sezioni di riferimento; b) Spostamenti ( $u_z$ ).

### 3.7.5.2 Valutazione dello stato tensionale

L'analisi numerica condotta per ciascuno dei modelli individuati per lo studio dello stato tensionale nelle varie fasi di vita della struttura ha consentito di conoscere le sollecitazioni agenti in ciascun elemento e di individuarne le eventuali sezioni critiche. Nella Figura 3.7.13 e 3.7.14 seguenti sono riportati i diagrammi qualitativi, per le sezioni significative di ognuna delle parti strutturali, con riferimento all'attuale stato tensionale agente nei vari elementi della struttura in legno vecchio. In particolare, nella Figura 3.7.13 si riporta la pianta estrusa della volta (in marrone) completa della relativa struttura di sostegno (in blu) (Fig. 3.7.13a) ed in corrispondenza i diagrammi delle sollecitazioni per due sezioni caratteristiche della volta (Figg. 3.7.13b,c) dai

quali si evince quanto segue:

- le centine sono sempre compresse, con sforzo normale costante lungo l'asse;
- le sollecitazioni massime si verificano nelle centine dei piani xz, nelle sezioni poste a circa 1/6 della luce;
- i tiranti sono soggetti tutti a trazione (sollecitazione positiva) anche se nella scala di rappresentazione utilizzata non è visibile.

Nella stessa figura è riportata anche la legenda dei simboli e dei colori.

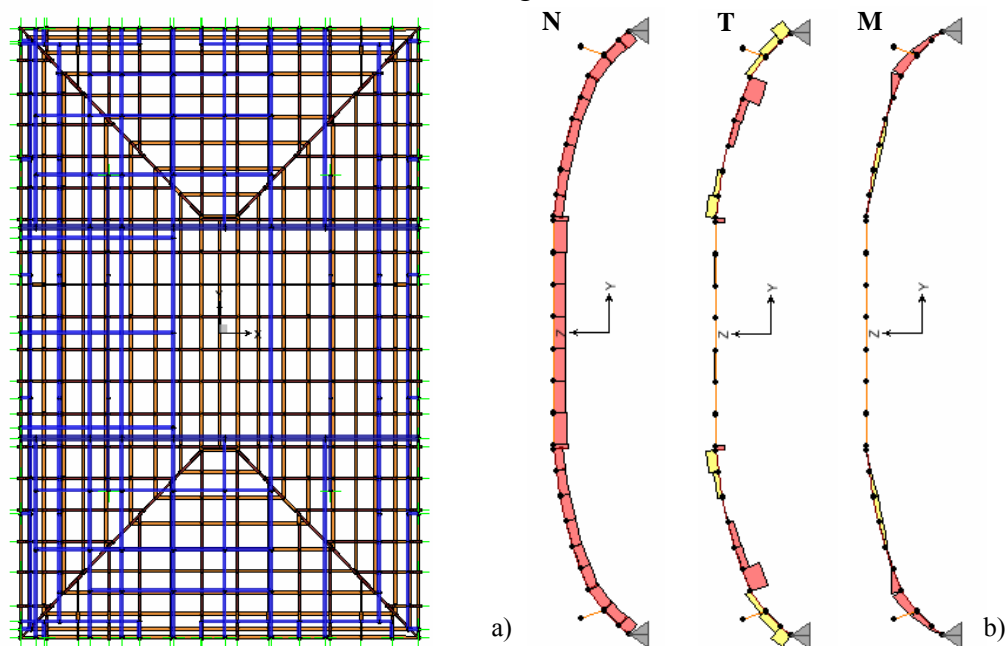


Fig. 3.7.13. Diagrammi delle sollecitazioni nella volta: a) Pianta; b) Sezione  $x=\pm 0.35\text{m}$ ; c) Sezione  $y=\pm 0.32\text{m}$ . (continua)

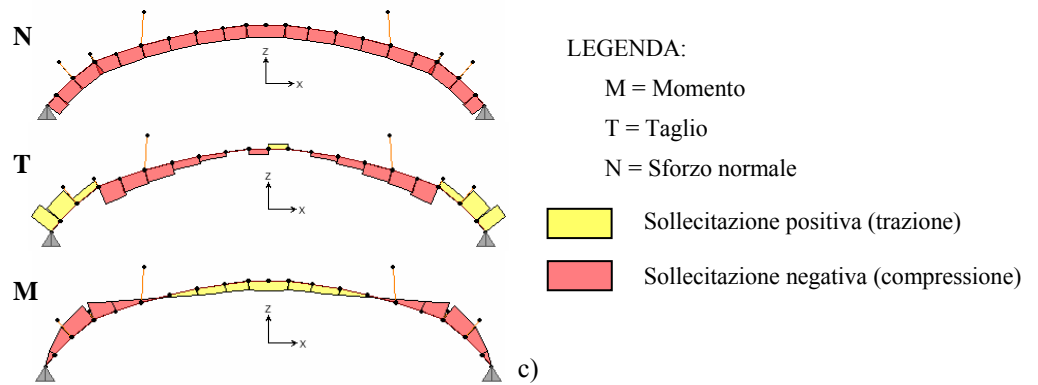


Fig. 3.7.13. Diagrammi delle sollecitazioni nella volta: a) Pianta; b) Sezione  $x=\pm 0.35\text{m}$ ; c) Sezione  $y=\pm 0.32\text{m}$ .

Nella Figura 3.7.14 si riporta la pianta estrusa del solaio nella quale con giallo si riportano i travicelli e in marrone le travi ed in corrispondenza i rispettivi diagrammi delle sollecitazioni (Fig. 3.7.14b,c), riportati nella medesima scala, dai quali si evince quanto segue:

- le sezioni più sollecitate risultano quella di mezzeria e quelle di appoggio dei puntoni, sia per i travicelli che per le travi;
- le sollecitazioni agenti nelle travi sono circa un ordine di grandezza superiori a quelle agenti nei travicelli;

Dalla Figura 3.7.14d si evince che la trave più sollecitata è la n.4

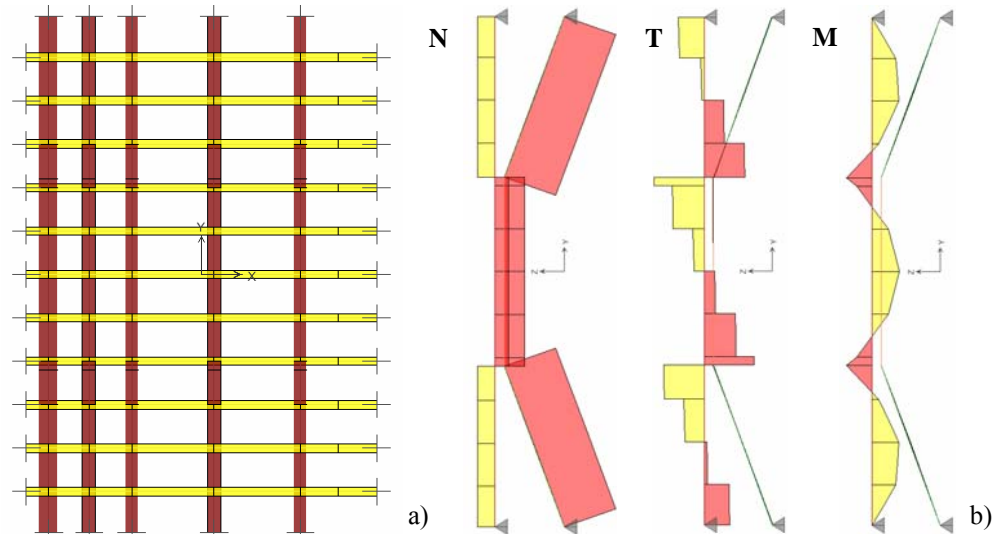


Fig. 3.7.14. Diagrammi delle sollecitazioni nel solaio: a) Pianta; b) Sezione  $x=\pm 0.28\text{m}$ ; c) Sezione  $y=0.00\text{m}$ ; d) vista 3D. (continua)

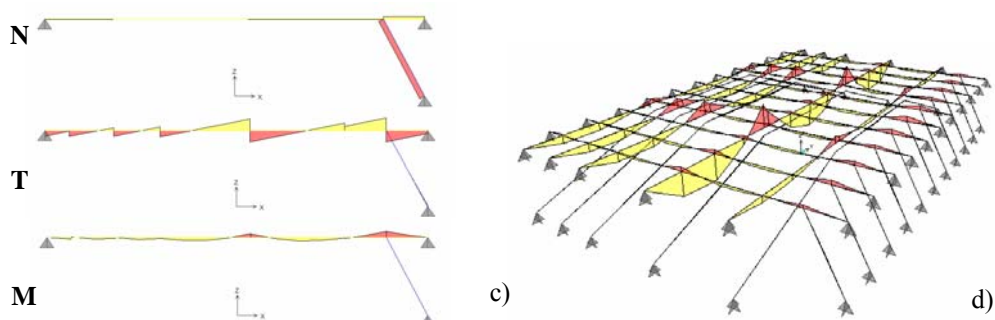


Fig. 3.7.14. Diagrammi delle sollecitazioni nel solaio: a) Pianta; b) Sezione  $x = \pm 0.28\text{m}$ ; c) Sezione  $y = 0.00\text{m}$ ; d) vista 3D.

Nella Figura 3.7.15 si riporta lo stato tensionale agente negli elementi del solaio corrispondenti al Modello S6, dai quali si evince quanto segue:

- la presenza delle travi composte, pur riducendo lo stato di sollecitazione nelle travi in corrispondenza dell'appoggio dei puntoni, aumenta lo stesso nelle campate, oltre ad una inversione del momento nella campata centrale;
- in corrispondenza dell'appoggio sulle travi composte le sollecitazioni agenti sono della stessa entità di quelle agenti in corrispondenza dell'appoggio sui puntoni prima dell'intervento;
- le sollecitazioni agenti nei travicelli adiacenti alle travi composte risultano ridotte del 15% rispetto a quelle della struttura senza rinforzo, mentre per gli altri risultano inalterate.

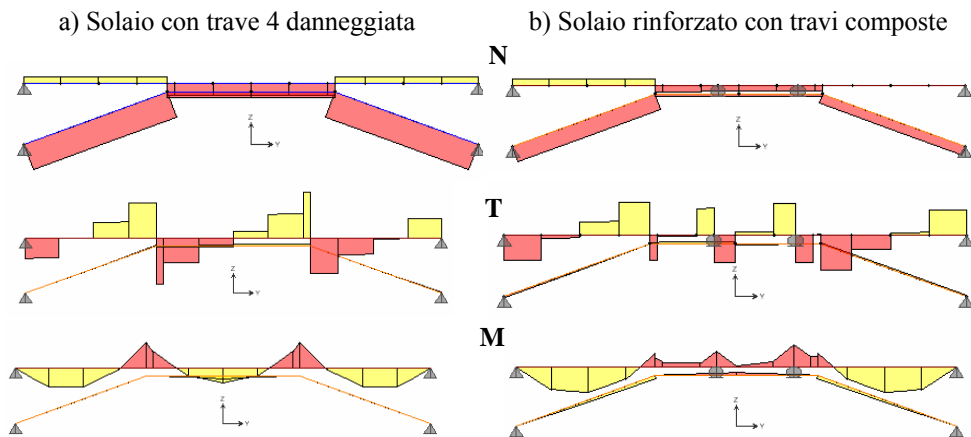


Fig. 3.7.15. Diagrammi delle sollecitazioni negli elementi del solaio: a) Prima dell'intervento; b) Dopo l'intervento. (continua)

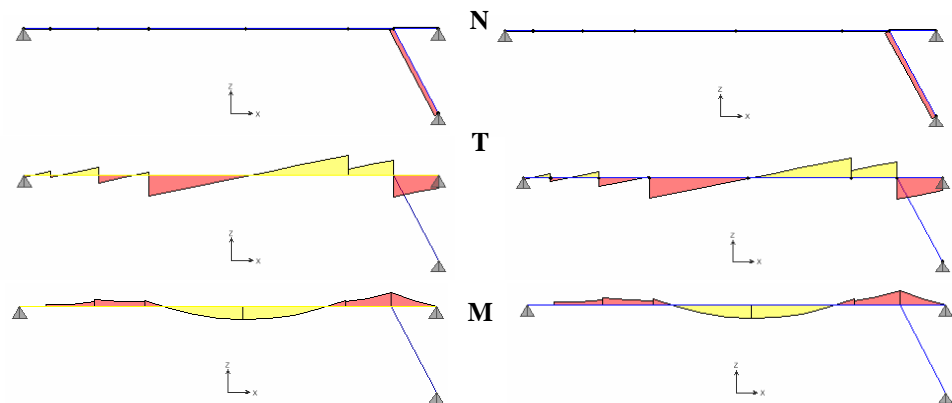


Fig. 3.7.15. Diagrammi delle sollecitazioni negli elementi del solaio: a) Prima dell'intervento; b) Dopo l'intervento.

### 3.7.6. Verifiche

#### 3.7.6.1 Verifiche di deformabilità

Nel caso in esame, con riferimento alla volta non si evidenziano stati di deformazione tali da compromettere l'integrità dell'affresco, risultando lo spostamento verticale massimo di soli 3cm.

La deformazione delle travi invece deve rispettare le seguenti limitazioni previste dall'EC5, relativamente allo spostamento verticale istantaneo dovuto ai carichi variabili, ( $u_{z,i,Qk1} \leq L/300$ ) ed allo spostamento verticale istantaneo dovuto ai carichi totali ( $u_z \leq L/200$ ).

Considerando la luce  $L=11.90m$ , i limiti di deformabilità sono rispettivamente  $u_{z,i,Qk1,max}=3.97cm$  e  $u_{z,max}=5.95cm$ .

Pertanto, dall'analisi dello stato di deformazione risulta che entrambi i limiti sono rispettati.

#### 3.7.6.2 Verifiche di resistenza e di stabilità

Tutti gli elementi della volta e della struttura di sostegno e tutti i tiranti soddisfano le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo.

Con riferimento al solaio sia i travicelli che la trave presentano sezioni con caratteristiche taglianti superiori a quelle limite, in particolare:

- nei travicelli il coefficiente di sicurezza a taglio nella sezione di mezzeria e nella sezione di appoggio del puntone è inferiore all'unità;
- le travi hanno un coefficiente di sicurezza a taglio inferiore all'unità.

I dati numerici confermano quanto evidenziato nel corso del rilievo con particolare riferimento alla trave n. 4 (vedi par. 3.7.2), che mostrava un evidente crisi per taglio.

La crisi di tale trave comporta un incremento di carico sulle travi 3 e 5 con conseguente aggravio dello stato tensionale agente. Per la trave 3 infatti si evidenzia il superamento della resistenza ultima a taglio e pressoflessione nelle sezioni di appoggio dei puntoni. Per i travicelli si modifica lo schema statico (Fig. 3.7.15a) e le verifiche di resistenza evidenziano una crisi per pressoflessione nella sezione di massimo momento positivo e una crisi per taglio e per pressoflessione nella sezione di appoggio del puntone.

L'intervento di rafforzamento realizzato recentemente per il solaio, con l'aggiunta delle due travi composte acciaio-calcestruzzo in prossimità della mezzeria dell'orditura principale, non risulta efficace, comportando una modifica della distribuzione delle sollecitazioni, alterando quindi gli equilibri raggiunti nei secoli precedenti, senza benefici in termini di entità delle stesse, come evidenzia il confronto tra la Figura 3.7.15a,b.

Pertanto i travicelli e le travi risultano ancora soggetti ad una sollecitazione tagliente che supera i limiti di sicurezza, inoltre la trave n. 3 presenta un coefficienti di sicurezza a pressoflessione sia per momento negativo che per momento positivo inferiori all'unità.



*Capitolo IV***Il consolidamento di strutture lignee storiche****4.1. INTRODUZIONE**

Il restauro strutturale, come del resto quello architettonico, di edifici di interesse storico-monumentale ha come obiettivi generali lo studio e l'interpretazione, la conservazione, il recupero all'esercizio in condizioni di efficienza e di sicurezza delle strutture; inoltre, la pubblicizzazione degli studi e degli interventi compiuti quale contributo alla interpretazione, anche in senso operativo, del manufatto.

In generale, poiché è noto che una struttura è realizzata secondo una concezione di funzionalità e di resistenza nei confronti di un quadro di forze, è questa concezione che per prima bisogna ricercare, e successivamente analizzare quanto attiene alla forma (le caratteristiche geometriche sono molto importanti), alla scelta dei materiali, ai collegamenti interni e con altre membrature e strutture, ad esempio quelle murarie, all'impiego di eventuali dispositivi accessori.

Una fase di estrema importanza in questa ricerca è la valutazione dei vincoli, esterni ed interni. Infatti, attraverso l'analisi delle alterazioni che i collegamenti hanno subito nel loro esercizio nel tempo e le modificazioni apportate, è possibile studiare in che modo e con quale efficacia la struttura ha svolto il suo compito, a quali sue inadeguatezze si è cercato di porre rimedio.

L'intento di restituire alla struttura le sue capacità portanti è giustificato innanzitutto dalla necessità di impedire aggravamento del dissesto od il collasso, in secondo luogo di consentirne l'uso nel suo complesso secondo i

criteri di sicurezza attuali (e quindi secondo le disposizioni di legge conseguenti a tali criteri): valga in proposito l'esempio dell'adeguamento antisismico richiesto dalla normativa vigente.

Inoltre, usi particolari, progettati per l'edificio, possono richiedere che la struttura, anche se sana ed efficiente, sia chiamata a sopportare carichi più onerosi; ciò si persegue, se lecito e se possibile, con adeguate operazioni di rafforzamento.

Come più spesso osservato, sovente determinate strutture portanti degli edifici monumentali non hanno ricevuto la stessa attenzione (o considerazione) dell'edificio cui appartengono inscindibilmente e non sono state trattate con lo stesso rispetto. Quelle di legno, poi, hanno subito sorte peggiori per la facilità con cui il materiale può essere lavorato, modificato, sostituito, ma anche per la sua maggiore deperibilità a confronto con altri materiali, infine per la difficoltà di giudizio sulle reali condizioni delle membrature lignee in opera e sulle loro prestazioni ammissibili.

In passato il problema quindi del "restauro" si è generalmente risolto con la sostituzione totale o parziale degli elementi deteriorati, o con interventi di rinforzo in legno e, specialmente nell'Ottocento, in ferro.

Una prima suddivisione del restauro statico sulle strutture lignee osservate evidenzia due tipi di intervento:

- risanamento o opera di bonifica e rigenerazione delle strutture esistenti senza variazioni dell'impianto strutturale (intervento che si potrebbe chiamare di manutenzione differita);
- ristrutturazione che prevede la modifica dell'impianto strutturale esistente o per carenze intrinseche, o per ricostituzione dell'impianto originario (o quanto meno cronologicamente precedente), o per esigenze progettuali in dipendenza di mutamenti di destinazione o per adeguamento a norme di sicurezza vigenti.

La linea di demarcazione di questi due tipi di restauro sta quindi nella "accettabilità" o meno della struttura esistente al momento dell'intervento.

Restrungendo il termine accettabilità al solo problema statico delle strutture lignee delle coperture e dei solai, risulta necessario individuare anzitutto la fisionomia strutturale complessiva della costruzione in esame per il controllo sommario della stessa e per il riconoscimento delle funzioni delle membrature lignee considerate. Seguirà poi il rilievo dettagliato e finalizzato delle strutture su cui si reputa di dover intervenire.

Con questi due elementi si procede ad una prima verifica delle strutture in esame onde valutare il grado di resistenza in funzione delle sezioni effettive su cui si può fare affidamento.

Il problema però non è così semplice in quanto spesso risulta difficoltoso interpretare correttamente il comportamento della struttura lignea sotto l'azione di sollecitazioni semplici e composte, riportando lo studio a quei modelli matematici cui l'ingegneria di oggi fa riferimento e che, quando si ha a che fare con complesse incavallature, possono cadere in difetto.

Nei paragrafi che seguono saranno illustrate alcune delle più diffuse tipologie di intervento sia locali (riguardanti solo una parte di uno o più elementi strutturali) che globali (riguardanti la struttura nel suo complesso). Infine, nell'ultima parte del capitolo saranno descritti gli interventi di consolidamento progettati per le complesse strutture lignee dell'Appartamento Storico del Palazzo Reale di Napoli.

#### **4.2. TIPI DI INTERVENTO E TECNOLOGIE DI CONSOLIDAMENTO**

Il consolidamento delle strutture in legno può essere classificato in relazione al tipo di intervento che risulta necessario. Si individuano due grandi tipologie: l'intervento locale e l'intervento globale, ossia sulla struttura complessiva.

Il primo è conseguenza di deperimenti o deficienze esistenti in una singola membratura strutturale per carenza di dimensionamento originale (problemi di adeguamento statico) o, ancor più localmente, in un punto della singola membratura, generalmente nell'intorno delle giunzioni (vincoli interni) od all'innesto con le murature d'ambito (vincoli esterni) in conseguenza di attacchi di agenti infestanti.

Il secondo tipo di intervento dipende invece da esigenze di adeguamento alle mutate richieste di servizio e quindi di sicurezza strutturale.

Sinteticamente, i due tipi di intervento sopra descritti, riferiti alle due tipologie in esame (solai e capriate), sono classificabili secondo i quadri che seguono, i quali definiscono le modalità di intervento in relazione alle tipologie di dissesto e degrado del sistema strutturale:

*Quadro 1:* Intervento localizzato dovuto a deperimento del materiale (insetti, carie o cedimenti di vincolo nodale)

Tecnologia di consolidamento:

- Impregnazione consolidante;
- Iniezioni di resine fluide per consolidamento locale del materiale esistente;
- Placcaggio con elementi metallici;

- Placcaggio con elementi lignei;
- Apposizione di protesi in betoncino di resina epossidica;
- Apposizione di protesi in legno lamellare incollato.

*Quadro 2: Adeguamento di strutture inflesse*

*Tecnologia di consolidamento:*

- Sovrapposizione di nuovi elementi resistenti;
- Modifica di possibilità di risposta statica;
- Trasformazione in struttura resistente ortotropa;
- Trasformazione della sezione resistente con sistema misto (legno-acciaio, legno-calcestruzzo).

*Quadro 3: Adeguamento di capriate, incavallature e coperture*

*Tecnologia di consolidamento:*

- Irrigidimento dei giunti nodali;
- Affiancamento di integrazioni strutturali ai singoli elementi componenti;
- Modifica dello schema statico interno;
- Irrigidimento globale.

**4.2.1. Interventi localizzati dovuti a deperimento del materiale (insetti, carie o cedimenti di vincolo nodale)**

La necessità di consolidare "in loco" può essere imposta sia dal grado di faticenza di porzioni delle singole strutture, che da incrementi di carico derivanti da diverse destinazioni d'uso previste in fase progettuale.

Il problema diventa ancor più importante qualora ci si trovi in presenza di edifici di notevole interesse storico o di particolare importanza artistica (presenza di cassettoni o tavole decorate). In queste situazioni diventa improponibile la demolizione o la sostituzione delle parti in stato di deterioramento avanzato.

*4.2.1.1 Impregnazione consolidante*

Questa tecnica ha lo scopo di introdurre nel materiale ligneo degradato una sostanza legante, che penetrando in profondità conferisca un aumento delle caratteristiche meccaniche.

I materiali comunemente usati sono:

- resine naturali;
- resine poliuretatiche;
- resine acriliche in soluzioni di solventi;
- resine epossidiche.

Per semplici lavori di miglioramento sono sempre usate, per

impregnazione, resine naturali, sciolte in solvente a base di alcool. A causa però del rapido invecchiamento delle resine naturali, della loro fragilità e della loro facile alterabilità da parte di ambienti aggressivi, questa tecnologia di intervento conduce a risultati mediocri.

Anche gli interventi con oli essiccativi e resine alchiliche essiccatrici conducono a mediocri risultati.

Comunque i prodotti di ossidazione posseggono in genere caratteristiche meccaniche piuttosto scadenti e non determinano mai un miglioramento di buon livello.

Un procedimento analogo a quello usato per le resine naturali si esegue con le resine termoplastiche sintetiche in soluzione. La sostanziale differenza consiste nella maggior resistenza delle resine sintetiche rispetto a quelle naturali nei confronti delle aggressioni biochimiche. Le resine sintetiche più diffuse nel restauro strutturale sono l'acetilcellulosa, il polivinilacetato e il gruppo delle resine acriliche.

Una categoria di resine capace di fornire interessanti risultati è quella delle resine termoindurenti polimerizzabili a freddo. Le classi chimiche più note sono le resine poliesteri insature, le resine poliuretaniche, e le ben note resine epossidiche.

Le resine poliesteri insature induriscono a temperatura ambiente previa aggiunta di un acceleratore ed un catalizzatore. Nell'indurimento avviene una diminuzione di volume che provoca delle forti tensioni nella massa. Le resine poliesteri sono caratterizzate da una scadente resistenza agli alcali ma anche da una maggiore resistenza all'attacco degli altri aggressivi chimici; hanno però una viscosità abbastanza alta e di conseguenza con questo tipo di resine si possono impregnare solo i legni molto porosi.

Le resine poliuretaniche induriscono a temperatura ambiente dopo la miscelazione di elevata sensibilità all'acqua prima dell'indurimento, di conseguenza non possono essere impiegati in legname particolarmente umido e richiedono particolari precauzioni durante la fase esecutiva essendo tossici (isocianati). Presentano in compenso buone doti di resistenza agli aggressivi chimici ed una viscosità variabile in funzione degli opportuni solventi impiegati.

Per il miglioramento di elementi lignei che possono essere rimossi dalla loro sede, ed in genere per "pezzi " di relativamente piccole dimensioni è possibile usare con buoni risultati il glicolico polietilenico, più noto come PEG.

Questo procedimento è estremamente lento, dura circa tre mesi, e può essere idoneo solo per oggetti di limitate dimensioni.

### *L'impiego di resine epossidiche*

Le resine artificiali più note, quelle epossidiche, sono caratterizzate da una vasta gamma di impieghi e flessibilità d'uso. L'indurimento, come è noto, avviene dopo la miscelazione dei due componenti, resina epossidica e induritore. Queste resine presentano buone resistenze chimiche generali ed una elevata resistenza meccanica.

Possono avere delle viscosità molto basse anche senza l'uso di solventi. Inoltre hanno ampie possibilità d'uso, basate soprattutto sulla eccellente modellabilità della massa resinosa, e per la loro stabilità meccanica nel tempo. Presentano inoltre ottime caratteristiche di coesione a calcestruzzo, ferro, acciaio, legno. In particolare, con formulari appositamente studiati, si può ottenere una buona adesione anche su superfici impregnate di acqua.

Il ritiro in genere non supera lo 0.7% in quanto la reazione di indurimento avviene per policondensazione senza apprezzabili formazioni di sostanze volatili.

Le caratteristiche meccaniche sono in genere superiori al conglomerato cementizio, e comunque si ottengono mediamente resistenze di questo ordine:

- a compressione di 1000-1500 kg/cmq;
- a trazione di 400-800 kg/cmq;
- a flessione di 300-1000 kg/cmq.

Il modulo di elasticità è molto variabile per i diversi formulati. A seconda dell'impiego richiesto si può far variare da 10.000 a 250.000 kg/cmq (modulo a compressione).

Sembra inoltre che le resine abbiano buone doti di resistenza a fenomeni di fatica ed un elevato mantenimento dell'adesione dopo varie sollecitazioni climatiche.

Per quanto riguarda il "fluage" si sono ottenuti valori delle deformazioni dello stesso ordine di grandezza, ad esempio, del calcestruzzo.

A polimerizzazione avvenuta, il coefficiente di infiammabilità della resina epossidica è inferiore a quello del legno per cui il pericolo di incendio è sensibilmente ridotto.

I criteri di esecuzione sono abbastanza noti e consistono sostanzialmente in una sostituzione parziale delle parti deteriorate con resine caricate ed inserimento di barre di armatura.

Sono usate a questo scopo le barre di vetroresina, formate per il 65% di "Glasroving" (fibre di vetro) e per il 35% di resina poliestere insatura, che presentano caratteristiche di elasticità e conduttività abbastanza simili a quelle del legno.

Il metodo di verifica statica generalmente usato per strutture lignee con queste armature è il cosiddetto metodo BETA. Tale metodo è basato sui seguenti parametri fondamentali:

- le resistenze allo sforzo normale e al momento flettente sono affidate alle sole barre, mentre l'assorbimento dello sforzo di taglio viene affidato alla aderenza resina-legno esaltata dalle irregolarità delle superfici a contatto;
- le barre superiori ed inferiori vanno poste il più possibile simmetricamente rispetto all'asse neutro;
- il valore del coefficiente di sicurezza per le tensioni delle resine e delle barre è generalmente assunto pari al valore 3.

Sono stati sperimentati tre distinti sistemi di intervento: un primo consistente nell'inserimento di un doppio traliccio orizzontale di vetroresina, oltre ad un mediano, collaboranti a mezzo di iniezioni di resina epossidica; un secondo con armatura più semplificata; un terzo con una variante di due funi di acciaio con anima tessile quali armature tese, sempre inserite secondo il disegno del traliccio.

Le conclusioni del sono positive in quanto "le tecniche sperimentate hanno mostrato un comportamento dei campioni pressoché perfettamente elastico notevolmente oltre i livelli di carico corrispondenti a quelli di esercizio.

Va rilevato che in tutte le prove a rottura si sono notate sui campioni trattati fratture pressoché verticali con assenza di lesioni di scorrimento visibili, e nel campo plastico una rispondenza soddisfacente ai valori rilevati sui campioni di confronto.

#### *Consolidamento tramite "iniezioni" di formulati*

Questa tecnica è basata sull'iniezione a pressione di resine fluide fino a completo riempimento e saturazione delle cavità presenti nel materiale; consente di ottenere una riparazione delle fratture e delle discontinuità del legno ed il miglioramento delle caratteristiche meccaniche. Tenendo presente che il legno è più permeabile lungo la venatura e che la resina assorbita nelle cellule legnose si diffonde per capillarità, si praticano nel legno ammalorato dei fori disposti in direzione obliqua o parallela rispetto alla direzione delle fibre, a seconda delle capacità di penetrazione del materiale da iniettare.

Le resine che vengono comunemente impiegate sono:

- di tipo epossidico bicomponente a basso modulo (max 30.000 kg/cmq) (per ottenere un risultato ottimale nei riguardi del miglioramento delle caratteristiche meccaniche);
- di tipo acrilico in dispersione solvente (impiegate nei casi ove occorra

garantire oltre al consolidamento statico una reversibilità dell'intervento).

Nell'applicazione di questa tecnica, per il completo assorbimento della resina fino all'impregnazione delle fibre lignee, bisogna aver cura di evitare la formazione di bolle d'aria che potrebbero pregiudicare la corretta riuscita dell'operazione.

Nelle travi fessurate la resina può essere iniettata nelle fessure, dopo aver provveduto ad una preventiva stuccatura di tutte le discontinuità, mediante la medesima resina trattata a malta oppure con inerti di argilla espansa di piccola granulometria, od infine mediante calafaggio.

#### *4.2.1.2 Provvedimenti di rinforzo nei giunti nodali*

Come prima fase è necessario procedere all'accurato controllo delle condizioni del nodo nei riguardi del materiale e della reale efficienza dell'unione (si rimanda al punto sullo stato di deterioramento). Quando si è portati a ritenere che le condizioni dei collegamenti non siano tali da garantire la stabilità -rigida ed elastica- della struttura, bisogna intervenire con adatti rinforzi per i quali è necessario seguire una linea di azione ben definita che generalmente comprende due tipi di provvidenze: placcaggio con elementi metallici o sostituzione della parte danneggiata.

Il materiale è ancora integro come tessuti legnosi, cosicché può ritenersi che la sua resistenza permanga inalterata ed il motivo del dissesto sia da ricercarsi soltanto in uno spostamento relativo dei pezzi. Si tratta allora di ricondurre gli elementi alla posizione voluta rivedendo poi i sistemi di collegamento nei nodi: a questo fine spesso sono utilizzate piastre metalliche "a fazzoletto" chiodate "a guancia" da ambo i fianchi.

Questa tecnica è stata ampiamente utilizzata per la facilità della sua messa in opera, richiede però una attenta spianatura delle superfici laterali delle membrature concorrenti, le quali devono essere complanari. Per evitare l'inconveniente di natura estetica (evidenza della superficie metallica della piastra applicata sul legno) spesso si attua un mascheramento con adatte vernici a pigmento o con l'apposizione di un ricoprimento fatto con un pezzo di pannello legnoso (di fibre, di particelle o addirittura di compensato) idoneo allo scopo.

In corrispondenza dell'appoggio terminale della catena di capriate fortemente caricate si può verificare che un gioco troppo modesto tra l'incavo dell'incastro e l'estremità della catena (aggravato a volte dalla presenza di un nodo di marcata inclinazione della fibratura) abbia determinato una vera fessurazione, che in sostanza annulla la resistenza a scorrimento del dente estremo della catena, scaricando di conseguenza tutta la sollecitazione sul



mezzo di collegamento (bullone). Un fatto del genere (che si verifica frequentemente nelle grosse capriate) crea un reale pericolo di rottura, pertanto in tali casi è necessario provvedere sollecitamente ad eseguire una incastellatura provvisoria atta a garantire la stabilità della struttura mentre si procede alla riparazione.

A tal fine il pezzo viene staccato e sostituito con un pezzo simile in legno duro sagomato in modo da garantire il perfetto adattamento alla superficie spianata ricavata nella catena, e successivamente incollato con resina di sicura affidabilità, disponendo ancora uno o due bulloni passanti oppure due guance laterali inchiodate.

*Apposizione di protesi in betoncino di resina epossidica e barre di vetroresina*

Nel caso che nelle vicinanze del nodo il legno sia totalmente alterato da funghi o da insetti si ricorre a provvedimenti drastici: o sostituzione integrale dall'asta degradata, oppure ricorso ad una vera "protesi sostitutiva" con blocco di conglomerato alle resine ottenuto mediante colata in apposita cassaforma (che ripete la forma del pezzo da sostituire), collegato alla parte ancora sana dell'asta per mezzo di barre di vetroresina inserite da una estremità in appositi fori praticati nel legno, ove vengono cementate ancora mediante resina.

Dal punto di vista puramente teorico, dato che i carichi sopportabili dal conglomerato epossidico e dalle barre di vetroresina sono sicuramente assai superiori a quelli del legno, un simile intervento dovrebbe essere in grado di garantire un ottimo risultato.

Riteniamo tuttavia di dover sottolineare che un siffatto intervento deve essere affrontato con le dovute cautele, e segnaliamo qui appresso i punti ai quali deve essere dedicata la massima attenzione.

- 1 La zona di degrado del legno conseguente ad attacchi di funghi o di insetti non è mai nettamente delimitata rispetto a quella del legno sano, cosicché non è facile identificare fin dove il legno deve venire asportato. Non basta infatti eliminare i tratti nei quali il legno è del tutto inconsistente, ma bisogna risalire ben più a monte provvedendo inoltre, possibilmente con iniezioni a pressione, a far penetrare nel legno un energico antisettico.
- 2 L'infissione nel legno delle barre di vetroresina può dal punto di vista statico dare buone garanzie di resistenza, ma perché ciò possa effettivamente verificarsi si deve porre una cura estrema nel fare penetrare nelle sedi aperte appositamente nel legno sano la resina destinata alla cementazione delle barre con il corpo della trave. Data la forte viscosità della colla è infatti tutt'altro che facile ottenere la sua

reale penetrazione nella profondità del foro, che oltre tutto è generalmente rivolto con l'apertura verso il basso, ed il totale riempimento dello spazio tra barra e legno senza che permangano delle bolle d'aria che possono infirmare l'efficacia del collegamento.

- 3 Peraltro, l'efficienza del collegamento deve potersi realizzare con assoluta sicurezza dato che non è possibile fare eccessivo affidamento sulla perfetta adesione del blocco di resina colato nella cassaforma con il moncone dell'asta, la cui sezione di estremità ben difficilmente può venire posta nelle condizioni ideali per raggiungere una perfetta adesione. Per garantire questa condizione sarà dunque consigliabile prevedere una cassaforma alquanto più grande della sezione della trave, in modo da poter inglobare l'estremità di questa in un blocco che ne ricopra abbondantemente i bordi.

#### 4.2.1.3 *Interventi sulle zone di appoggio*

Gli interventi di consolidamento più comuni e diffusi sono quelli relativi alle zone d'appoggio, in particolare delle testate delle travi inserite nelle murature, imputridite dalla presenza di acqua.

In questo campo si hanno prevalentemente interventi "tradizionali". Infatti sono facilmente riscontrabili interventi più o meno antichi di inserimento di mensole di rinforzo sotto le basi delle travi con teste corrose e di rinforzo laterale (fettonatura). In epoca ottocentesca, poi gli stessi tipi di rinforzo vengono realizzati con angolari o profilati in ferro resi solidali alla trave a mezzo di viti o collari in ferro e strettoie bullonate.

Noti riteniamo che anche oggi ci si possa scostare molto da tali soluzioni ad eccezione dei rinforzi con malte resinose o malte annate.

Il problema è staticamente elementare: si tratta di resistere principalmente ad uno sforzo di taglio per cui il dimensionamento è semplice. Il problema statico si riporta quindi ad un problema di collegamento, cioè di chiodatura con le implicazioni relative alla zona di massime tensioni di scorrimento.

Non esistono particolari differenze se l'intervento è eseguito in corrispondenza del lembo superiore o di quello inferiore. Si osserva invece che nei solai a pettine, cioè a travi parallele, il rinforzo di tipo laterale può essere realizzato esclusivamente con viti mordenti per l'impossibilità di usare attrezzi di qualsiasi genere (Fig. 4.2.1a-c).

Una operazione indirettamente collegata al rinforzo delle teste dei solai è quella del loro collegamento con le murature (la manualistica è ricca di esempi al riguardo). Si cita ad esempio, perché estremamente razionale e molto semplice il classico collegamento che si trova nelle case veneziane. Un

blocchetto di piena d'Istria, inserito nella zona esterna della muratura a livello superiore del solaio, porta nella zona centrale della facciata un incavo. Su questo veniva "piombato" il tirante di ferro fucinato che era poi chiodato sul tavolato del solaio (Fig. 4.2.1d-f).

Prima di entrare nel dettaglio dei sistemi sommariamente sopra descritti vale la pena richiamare un semplice accorgimento sufficiente tuttavia a impedire il degrado della testata dianzi esaminato, consistente nella realizzazione di un sistema per l'aerazione delle testate. (Fig. 4.2.2).

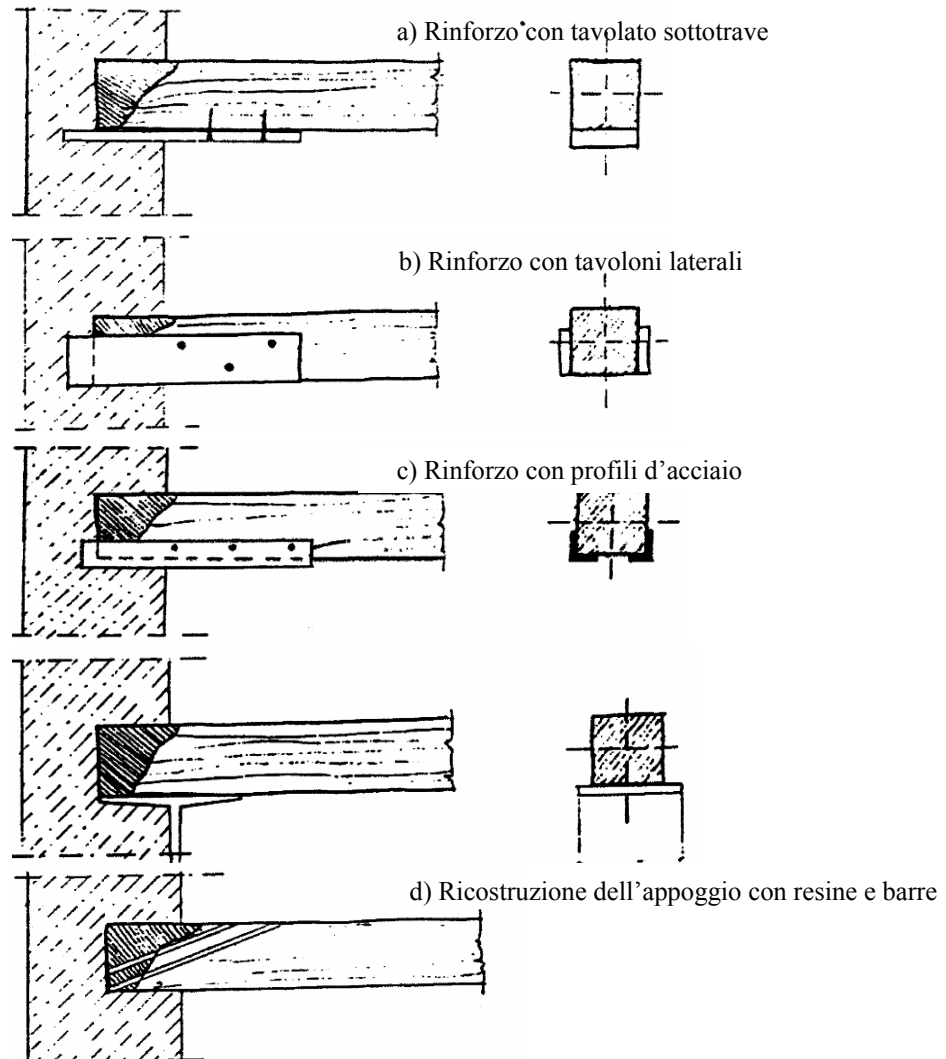


Fig. 4.2.1. Interventi nelle zone di appoggio.

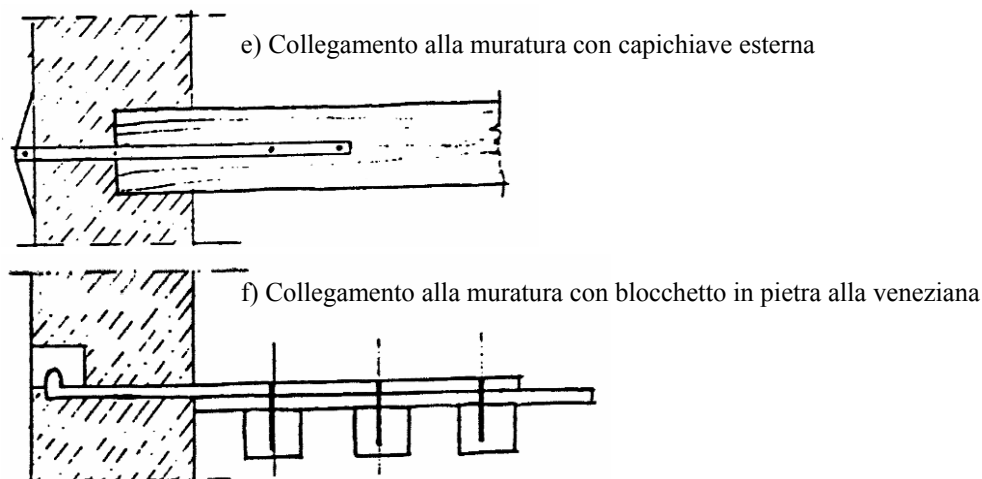


Fig. 4.2.1. Interventi nelle zone di appoggio (continua).

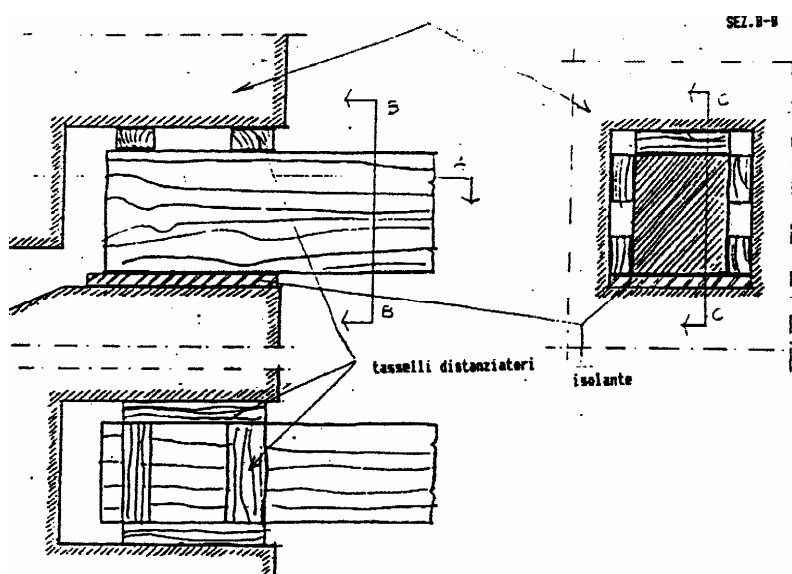


Fig. 4.2.2. Intervento per l'aerazione delle testate.

### Ripristino delle testate di appoggio

Nella maggior parte dei casi esaminati, i ripristini delle testate di appoggio - che si presentavano particolarmente corrose o marcite nella zona di incastro con la muratura, e che quindi richiedevano una ricostruzione della parte degradati- sono stati effettuati con diverse tecniche, che prevedevano impiego:

- di resine e barre di rinforzo (servendosi di casseri a perdere o a recupero);
- di resine e barre di armature in acciaio ad aderenza migliorata;
- di legno lamellare.

Tali tecniche sono state applicate nei casi di parziale o totale degrado del materiale ligneo e quando questo non risultava più recuperabile mediante un semplice trattamento di iniezioni di formulati.

Per la tecnica che prevede l'impiego delle resine, il procedimento consiste nella rimozione e nel rifacimento totale della testata mediante il suo getto compiuto in casseri presagomati. In proposito si sottolinea la necessità di impiegare malte con modulo elastico che si avvicinino a quello degli elementi lignei originali, ossia malte o betoncino a base di resine epossidiche caricate con materiali inerti quali filamenti di canna di bambù, fibre legnose, farine quarzose e argilla espansa.

Il materiale così ottenuto presenta un'elevata resistenza sia a trazione che a compressione, mantenendo però un modulo elastico simile a quello del materiale di base.

Mentre per migliorare il collegamento fra l'elemento di trave originaria e la nuova testata di appoggio sono predisposte barre di fibre di vetro e resina o armature di acciaio inserite nel corpo della trave e sigillate con iniezioni di resina epossidica.

A conclusione di questa sintetica rassegna di interventi, ricordiamo che si prediligono i collegamenti non troppo rigidi per non alterare la distribuzione generale della rigidità. Per le unioni deve essere garantita in ogni caso la maggior sicurezza nei confronti dell'alternarsi degli sforzi, assicurando un'efficace ai vincoli.

#### **4.2.2. *Interventi globali***

Lo studio ed il vaglio critico dei casi analizzati nelle schede analitiche mettono in evidenza che nell'edilizia storica i solai in legno costituiscono di gran lunga il tipo di struttura di orizzontamento più diffuso, più sottoposto ad interventi di riparazione, restauro, rafforzamento ecc. Nelle configurazioni più semplici essi sono costituiti da travi principali a sezione circolare o più generalmente rettangolare, collegate o meno da una trave trasversale rompitratta, da travi secondarie a queste sovrapposte e da un impalcato di tavole. I collegamenti e le connessioni tra le membrature lignee sono generalmente abbastanza semplici (incastrati e chiodature); connessioni più complesse riguardano le singole membrature quando sono costituite da elementi composti: l'appoggio delle travi sulle murature è completamente

chiuso nelle murature stesse.

Nell'edilizia monumentale (vedi Capitolo 1) non è infrequente incontrare la tipologia di solaio a cassettoni o cassettonato, la cui particolare configurazione raggiunge effetti statici di grande interesse e livello (anche per luci coperte), ottenuti con travi incrociate a costituire una maglia, sede spesso di decorazioni (pittoriche ed a rilievo in legno e stucco, ecc.).

Il solaio ligneo di edifici di vecchia costruzione presenta quasi sempre una problematica tipica che si può definire di "carenza statica", rispetto alla quale il progettista deve quindi fornire una soluzione di opportuno adeguamento della struttura.

Per quanto attiene allo stato di degrado del legno valgono le osservazioni generali esposte nel paragrafo della diagnostica, mentre si vogliono qui ricordare le carenze statiche tipiche che si possono elencare sinteticamente nei seguenti punti:

a) carenza di rigidità strutturale, evidenziata spesso da deformazioni di non trascurabile entità;

b) carenza di resistenza: si nota infatti come spesso -anche alla luce di nuove esigenze di carico per solai connesse con il riuso del fabbricato- la struttura lignea risulta sollecitata fino a valori limite;

c) carenza di funzionamento "a lastra", o meglio carenza sistematica di tutti i solai in legno che non sono, in genere, in grado di esercitare l'importantissima funzione di collegamento orizzontale tra le murature portanti.

Di fronte a tale problematica abbastanza spesso non viene individuata soluzione diversa dalla sostituzione della struttura lignea con altra "più moderna".

#### *4.2.2.1 Il sistema misto legno-calcestruzzo*

E' una proposta innovativa di intervento sui solai in legno che ha come scopo essenziale il recupero totale della esistente struttura lignea ad una finzione statica completa e ciò selva alterarne le, caratteristiche tipologiche e costruttive, limitando ai minimo indispensabile l'introduzione di nuovi elementi strutturali. inoltre questa tecnica consente di conferire alla struttura recuperata valori di rigidità e resistenza considerevolmente superiori ai valori propri della struttura originari.

Allo stato attuale delle conoscenze, documentate in studi e applicazioni, questa tecnica si presenta con buoni titoli per risolvere un'ampia casistica di problemi di recupero dei solai lignei.

La collaborazione statica tra le travi di legno e la soletta di cls sovrapposta

consente di trasmettere efficacemente forze mutue in direzione parallela agli assi, trasformando così il comportamento puramente flessionale, tipico di due strutture semplicemente sovrapposte, in quello notoriamente assai più razionale ed efficace, tipico delle travi multistrato. Richiamiamo sinteticamente gli interventi da eseguire in successione e rimandiamo per maggiori approfondimenti alle pubblicazioni tecniche del settore:

- a) scarico della struttura lignea da pavimenti ed imbottitura e messa a nudo del tavolato;
- b) puntellamento provvisorio delle travi.

In proposito, lo scopo dell'operazione è limitato ad assicurare che il peso della soletta venga sopportato essenzialmente - nel funzionamento principale - dalla struttura mista legno-calcestruzzo e non dalle sole travi di legno; non è invece opportuno cercare di recuperare forzando le travi eventuali deformazioni permanenti delle stesse.

- c) inserimento dei connettori;
- d) armatura (generalmente con rete elettrosaldata), di una cappa di calcestruzzo dello spessore di 5-10 cm. La soletta in c.a. riguardata come elemento strutturale in grado di sopportare anche azioni agenti nel proprio piano, viene a costituire elemento di notevole resistenza e rigidità con funzione di collegamento orizzontale tra le strutture murarie verticali. Per tale funzione, devono essere predisposte armature di collegamento tra soletta e murature perimetrali e tra solette dei vari ambienti;
- e) getto della soletta di cls e dei relativi ammorsamenti nelle murature.

L'elemento caratteristico di questa tecnica è il connettore, cioè l'elemento di collegamento tra le travi di legno e la soletta di cls.

Il tipo di connettore - particolarmente utilizzato negli interventi esaminati e riportati nelle schede analitiche - costituito da un tondo di acciaio per c.a. ad aderenza migliorata inserito in un foro praticato precedentemente nella struttura lignea, e collegato alla stessa a mezzo di collante semifluido a base di resina epossidica.

Tale connettore presenta in esercizio un comportamento tipico individuabile come comportamento preminente a taglio.

Nel caso che non si ritenga opportuno o non sia possibile asportare la parte di tavolato in corrispondenza del lembo superiore di ogni trave, la soletta di cls può essere collegata alle travi sottostanti a mezzo del solito connettore verticale passante attraverso il foro praticato sul tavolato.

In questo caso il connettore presenta in esercizio un comportamento a sollecitazione composta di taglio e flessione.

Appare evidente, anche ad un solo esame qualitativo come il connettore a

taglio e flessione presenti, a parità delle altre condizioni, minore rigidità di comportamento rispetto al connettore a taglio e come tale rigidità vada diminuendo all'aumentare dello spessore del tavolato.

Le risultanze delle numerose prove hanno confermato come il comportamento dei connettori sia così, in pratica sempre assai prossimo al cosiddetto comportamento a taglio.

Per quanto riguarda la sezione del tondo ad aderenza migliorata che realizza il connettore, è bene osservare come nei casi di maggior impiego possono presentarsi valori del diametro pari a 10-12-14 mm. Solo in casi speciali di travi di legno di notevole importanza statica non necessari diametri maggiori.

In generale appare più razionale la realizzazione di un collegamento tra legno e calcestruzzo relativamente diffuso, cioè con connettori di diametro non elevato a distanza non eccessiva. In proposito si raccomanda che la distanza dai connettori a taglio nelle zone di massimo sforzo tagliante sia mantenuta tra i valori di 8 e 15 volte il diametro del connettore stesso; tale distanza potrà invece risultare maggiore nel caso di connettori assiali, anche per ovvi motivi costruttivi. Accurati studi sono stati effettuati con riguardo al collante atto a garantire un buon collegamento acciaio-legno e a risolvere correttamente i problemi eseguiti connessi con la porosità del legno e, soprattutto, con la presenza spesso riscontrabile di fessure a contatto del foro praticato per il connettore.

Il collante deve essere sufficientemente fluido per essere facilmente colato nei fori ma, d'altra parte deve presentare sufficiente densità per bloccare rapidamente le eventuali fughe attraverso le fessure. Spesso viene impiegato un adesivo sintetico il cui legante base è costituito da resina epossidica che offre ottimo comportamento alle sollecitazioni statiche e dinamiche e ottima resistenza alle aggressioni di natura chimica.

### ***4.3. LE STRUTTURE LIGNEE DELL'APPARTAMENTO STORICO***

Il recupero di strutture in legno di rilevanza storica può essere condotto seguendo due filosofie progettuali: la prima prevede la conservazione della struttura esistente privandola o riducendone al minimo la funzione portante; la seconda prevede il ripristino, con l'ausilio di nuovi materiali e tecnologie, della sua funzione portante adeguandola ai codici normativi vigenti. L'uso dell'acciaio consente di realizzare sistemi strutturali di diversa tipologia presentando uno spiccato carattere di versatilità, adattandosi efficacemente a tutte le esigenze strutturali e tecnologiche richieste in genere dal recupero



dell'esistente. Nei paragrafi che seguono saranno esposte diverse tipologie di intervento che prediligono l'uso di questo materiale da solo o collaborante con altri (calcestruzzo e legno) realizzando i cosiddetti sistemi misti legno-calcestruzzo, legno-acciaio e legno-acciaio-calcestruzzo.

### **4.3.1. La Sala Diplomatica (II)**

#### **4.3.1.1 Descrizione dei dissesti e del degrado**

L'analisi numerica svolta nel Capitolo 3, ed in particolare le verifiche di resistenza e di deformabilità, hanno evidenziato per ciascuna unità strutturale, quanto segue:

##### *Solaio:*

- la trave n. 1 del solaio risulta completamente scavata e con sezione resistente nulla per oltre metà della luce;
- la trave n. 5 presenta una crisi per flessione;
- alcuni appoggi delle travi sono ridotti al punto da generare crisi nella muratura sottostante;
- i puntoni, che fanno parte della struttura d'irrigidimento del solaio, sono elementi snelli per i quali non è rispettata la verifica di stabilità, quindi si instabilizzano rendendo inefficace tutto il sistema di irrigidimento;
- considerando la struttura priva dei puntoni che si instabilizzano, le travi del solaio oltre a subire deformazioni maggiori, sono soggette ad un regime tensionale più gravoso che in alcune sezioni supera il valore limite.

##### *Volta:*

- la volta ha subito nel corso degli anni, per effetto del degrado del materiale e del fluage, una deformazione tale da provocare la fessurazione dello stucco e quindi il danneggiamento dell'affresco;
- per effetto della maggiore deformabilità del solaio rispetto alla volta, alcuni degli elementi di collegamento volta-solaio sono compressi ed esplicano sulla volta delle sollecitazioni nodali che provocano uno stato tensionale per flessione che supera il valore limite ultimo.

##### *Capriata:*

- il puntone della capriata che appoggio alla muratura della facciata esterna risulta completamente degradato, pertanto tutta la struttura risulta portata dal solaio;
- tutti gli elementi sani soddisfano le verifiche di resistenza e stabilità.

L'indagine visiva ha evidenziato la necessità di ripristinare tutti i collegamenti tra gli elementi strutturali.

#### 4.3.1.2 *Obiettivi dell'intervento*

L'intervento di consolidamento del solaio ha come obiettivo l'adeguamento e il miglioramento statico della struttura, nonché la sua riqualificazione alle normative vigenti. Pertanto il progetto prevede un incremento sia di resistenza che di rigidità dell'intero complesso strutturale ed il ripristino della sua funzionalità, attraverso i seguenti interventi:

- una riduzione del sovraccarico fisso, sostituendo lo strato di caldana (spessore medio pari a 20 cm) con una soletta in cemento armato collaborante. In questo modo si riducono le sollecitazioni in tutti gli elementi e gli abbassamenti istantanei e, di conseguenza, quelli a tempo infinito;
- una ridistribuzione omogenea delle azioni con conseguente riduzione dei valori massimi delle sollecitazioni;
- una migliore distribuzione dello scarico delle travi sulla muratura;
- una riduzione della lunghezza libera di inflessione dei puntoni longitudinali e trasversali (radiali);
- il restauro conservativo della capriata senza ripristinarne la funzione statica.

#### 4.3.1.3 *L'intervento progettato*

Per la struttura in esame sono stati progettati diversi sistemi di consolidamento. Le diverse soluzioni sono state poi confrontate in termini di quantità di materiale utilizzato, difficoltà di realizzazione, reversibilità, rendendo così possibile l'individuazione della soluzione ottimale. Se ne riporta in seguito la descrizione con riferimento a ciascuna unità strutturale.

##### *Volta*

Dall'osservazione della distribuzione dello stato di sollecitazione negli elementi della volta (vedi Capitolo 3, par. 3.3), si evince che esso è aggravato dalla presenza di alcuni elementi di collegamento col solaio che funzionano come puntoni. In particolare gli elementi compressi presenti nelle parti curve della volta determinano un incremento delle sollecitazioni flessionali nelle centine. Rimossi tutti i collegamenti volta-solaio presenti nelle parti curve, infatti, la distribuzione delle sollecitazioni nella volta si riducono in maniera significativa (Fig. 4.3.1).

L'intervento di recupero sulla volta quindi riguarderà i soli elementi di collegamento col solaio: saranno rimossi tutti i collegamenti esistenti e messi in opera collegamenti metallici in corrispondenza della sola chiave di volta.

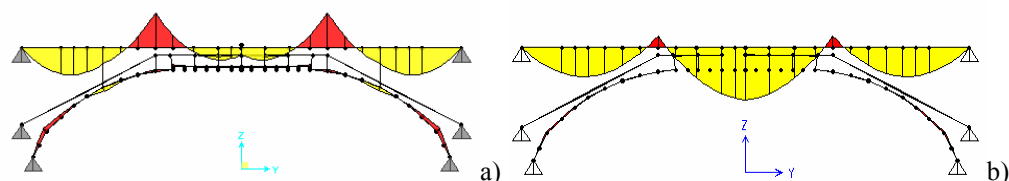


Fig. 4.3.1. Confronto tra i diagrammi del momento: a) Prima dell'intervento; b) Dopo l'intervento.

Le analisi numeriche condotte hanno evidenziato, infatti, che è sufficiente ripristinare il collegamento volta-solaio solo in corrispondenza della chiave per il corretto funzionamento della struttura. Tale collegamento è realizzato mediante tiranti costituiti da funi di diametro 3mm di acciaio armonico (Fig. 4.3.2), collegati superiormente all'anima di un profilo UPN100 appoggiato alle travi del solaio ed inferiormente agli elementi dell'orditura lignea della parte orizzontale in chiave di volta (vedi particolari in Fig. 4.3.2b e c). Sono necessari 42 tiranti collegati a sei profili UPN100. Il collegamento all'anima del profilo metallico invece che alle travi lignee permette di avere un adeguato spazio di lavoro. La disposizione scelta dei collegamenti e dei profili (Fig. 4.3.2d, e) è funzione della posizione mutua tra le travi lignee e l'ordito in chiave.

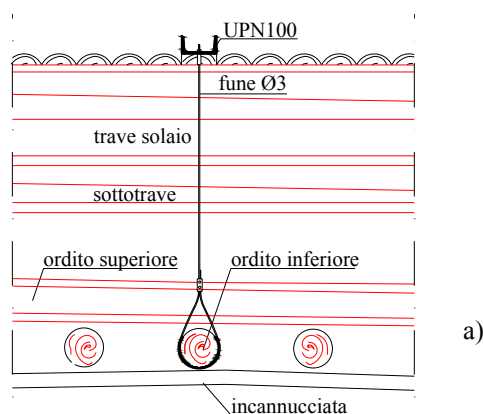


Fig. 4.3.2: Collegamento volta-solaio: a) Sezione; b) Particolare attacco superiore; c) Particolare attacco inferiore; d) Stralcio di carpenteria solaio; e) Stralcio di carpenteria volta. (continua)

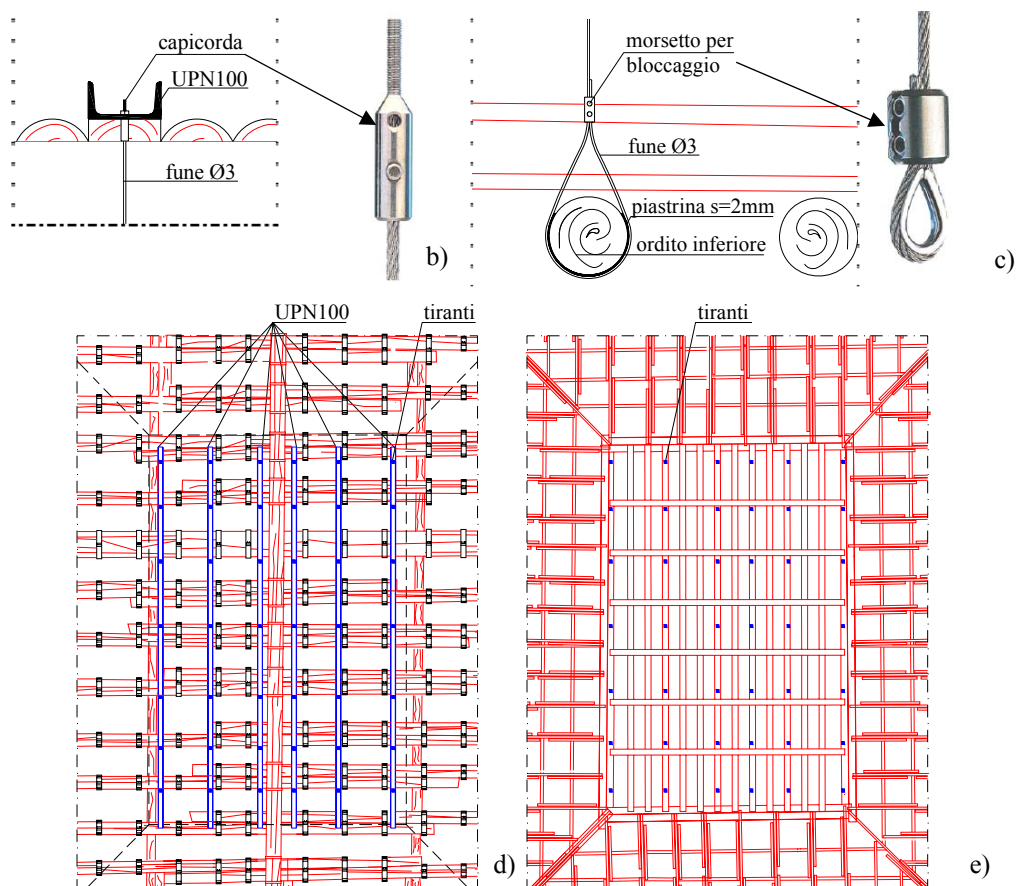


Fig. 4.3.2: Collegamento volta-solaio: a) Sezione; b) Particolare attacco superiore; c) Particolare attacco inferiore; d) Stralcio di carpenteria solaio; e) Stralcio di carpenteria volta.

#### *Solaio: Struttura composta legno-acciaio-calcestruzzo*

Il progetto prevede la realizzazione di un solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo la cui soletta è resa collaborante mediante un sistema di connettori appositamente studiati per la tipologia di solaio in oggetto. Il sistema di manicotti progettato “ad hoc” svolge la duplice funzione di cerchiatura delle travi e di connessione soletta-trave senza richiedere fori nelle travi. Infatti la trasmissione degli sforzi di scorrimento è affidato ai manicotti di acciaio serrati alla trave mediante bulloni e dotati di due alette superiori che svolgono la funzione di connettori (Fig. 4.3.3). Data la variabilità delle sezioni degli elementi del solaio, si è reso necessario prevedere l’unificazione del sistema utilizzando tre tipologie di manicotti, adattabili a tutte le sezioni

mediante l'interposizione di spessori di gomma naturale incollata in officina all'interno del profilo del manicotto.

Il progetto del sistema di connessione proposto è stato eseguito imponendo una condizione di equivalenza in termini di resistenza e rigidezza con il tradizionale sistema di collegamento a pioli.

In particolare è stata progettato un solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo facendo affidamento sia a sistemi di connessione tradizionali che a quello innovativo oggetto del presente studio.

Il connettore a piolo è progettato in accordo al metodo classico Turrini-Piazza (G. Turrini, M. Piazza, 1983): la sua rigidezza, ottenuta sulla base dei risultati di prove sperimentali, può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$K_S = 12\alpha_c^3 \alpha_w^3 E_s J_S / Z \quad (1)$$

con

$$\alpha_c = (k_c / E_s J_S)^{1/4}$$

$$\alpha_w = (k_w / E_s J_S)^{1/4}$$

$$Z = 3 \cdot (\alpha_c^2 + \alpha_w^2)(\alpha_c + \alpha_w) + 3 \cdot t \alpha_c \alpha_w (\alpha_c + \alpha_w)^2 + t^2 \alpha_c^2 \alpha_w^2 (\alpha_c + \alpha_w) + t^3 \alpha_c^3 \alpha_w^3$$

dove:

$k_c$  è la rigidezza del calcestruzzo;

$k_w$  è la rigidezza del legno;

$J_S$  è il momento di inerzia del connettore;

$E_s$  è il modulo di Young del connettore;

$t$  è la distanza tra la soletta in calcestruzzo e la trave.

In accordo ai dati di progetto, per trasferire la massima forza di taglio ( $F_0$ ) e garantire la rigidezza richiesta ( $K_S$ ), sono necessari 10 connettori a piolo, aventi 10 mm di diametro, per metro di trave.

La condizione di equivalenza in termini di rigidezza tra il sistema di collegamento tradizionale ed innovativo per valutare la rigidezza di quest'ultimo ( $K_N$ ) può essere implementata mediante l'equazione (1), sostituendo le proprietà meccaniche del legno con quelle della gomma (contatto gomma-legno anziché piolo-legno) ed ottenendo la seguente espressione:

$$K_N = 12\alpha_c^3 \alpha_r^3 E_s J_N / Z \quad (2)$$

$$\text{con } \alpha_r = (k_r / E_s J_S)^{1/4}$$

dove  $k_r$  è la rigidezza della gomma, ottenuta considerando l'inverso della deformabilità a taglio della stessa. L'equivalenza in termini di rigidezza richiede l'impiego di alette 2x7x40mm, mentre l'equivalenza in termini di resistenza a taglio necessita di alette 2x7x70mm.

L'equivalenza tra i sistemi di connessione è stata imposta assumendo la

perfetta aderenza lungo la superficie di contatto gomma-legno.

La forza di serraggio dei bulloni  $N_{s,tot}$  assicura l'attrito necessario per la resistenza allo scorrimento, tramite un coefficiente di attrito  $\mu=0.5$ .

Il parametro vincolante però risulta la resistenza a flessione delle alette. Dovendo serrare bulloni M12 di classe 8.8 sarà trasmessa una forza  $N_s=20kN$ , pertanto è necessario disporre di manicotti dello spessore di 10mm per una larghezza di 10cm.

In definitiva dal calcolo risulta sufficiente disporre un connettore ogni metro di trave. Si preferisce ridurre tale interasse a 80 centimetri, tenendo conto delle prescrizioni sul passo dei connettori riportate nell'Eurocodice 4 (UNI ENV 1994-1, 1994).

I manicotti saranno quindi disposti lungo le travi ad interasse di ottanta centimetri ed il loro numero totale è di 288.

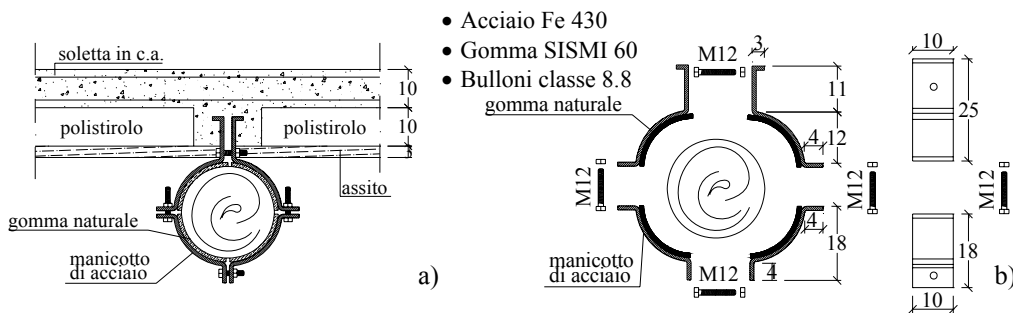


Fig. 4.3.3. Sistema di connessione legno-calcestruzzo: a) Sezione trasversale; b) Esploso.

Il solaio, il cui dettaglio costruttivo è rappresentato in Figura 4.3.4, ha un'altezza complessiva di 23 cm. La soletta di calcestruzzo è alleggerita mediante blocchi di polistirolo ed è gettata su un assito di legno. I materiali utilizzati per la soletta sono: Polistirolo; Barre di armatura di acciaio FeB 44k; Calcestruzzo classe C25/30. Nella Figura 4.3.4c si riportano le altre tipologie di manicotto progettate per le sezioni dove le travi sono affiancate.

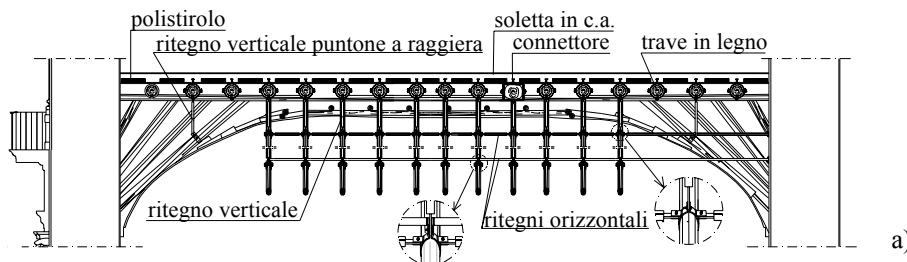


Fig. 4.3.4. Solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo: a) Sezione trasversale; b) Carpenteria solaio; c) Tipologie manicotti. (continua)

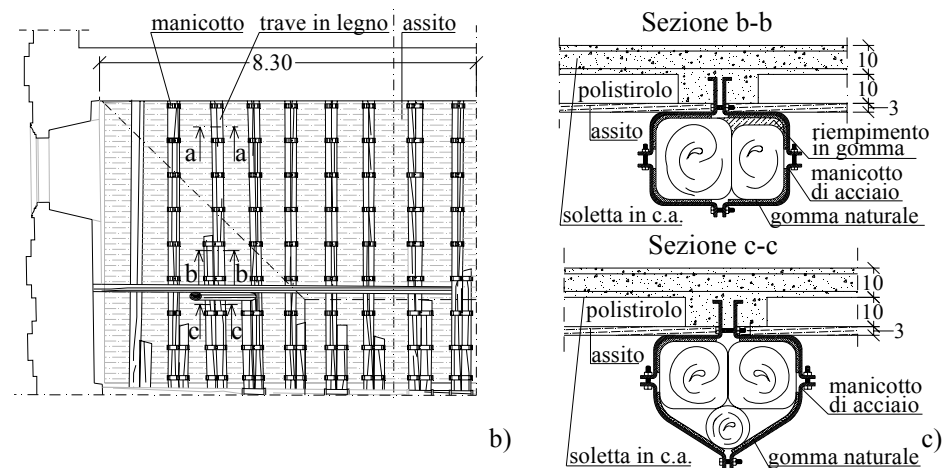


Fig. 4.3.4. Solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo: a) Sezione trasversale; b) Carpenteria solaio; c) Tipologie manicotti.

Per migliorare l'appoggio delle travi lignee alla muratura si dispone un profilo di acciaio piegato a freddo (Fig. 4.3.5), lungo le pareti murarie. Esso è ancorato al muro mediante barrotti di acciaio FeB 44k del diametro di 18mm fissati con malta a stabilità volumetrica in opportuni fori di diametro 24mm praticati nella muratura.

L'appoggio della trave lignea sulla trave metallica è assicurato mediante l'uso di zeppe di legno opportunamente messe in forza.

Ove necessario, occorrerà preventivamente provvedere a sarcire le lesioni presenti nella muratura.

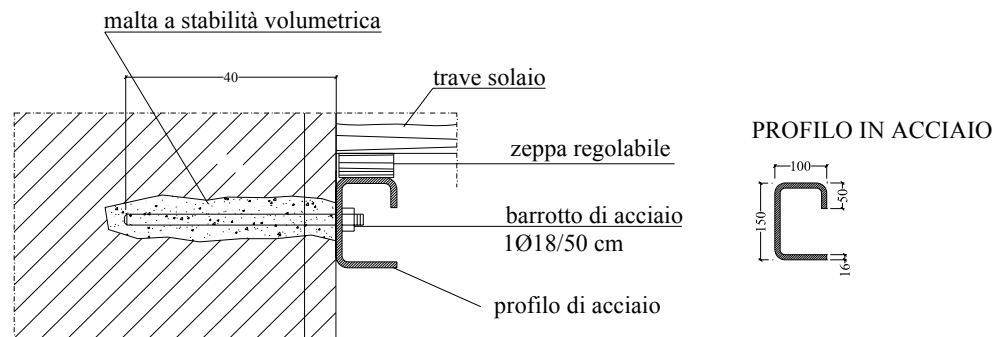


Fig. 4.3.5. Particolare appoggio travi.

#### 4.3.1.4 Altre tipologie di intervento sul solaio

Per il solaio sono stati progettati altri quattro sistemi di consolidamento: 1)

solaio con struttura di acciaio tradizionale a semplice orditura; 2) solaio di acciaio con struttura reticolare spaziale; 3) solaio di acciaio a semplice orditura sospeso ad una struttura reticolare spaziale; 4) solaio con struttura di acciaio tradizionale strallato; che confrontati con la soluzione composta già descritta, servono a definire la soluzione ottimale.

La nuova destinazione d'uso del locale soprastante la Sala Diplomatica è di uffici non aperti al pubblico. Il progetto è stato condotto in accordo con l'Eurocodice 3 (UNI ENV 1993-1, 1993).

Le quattro soluzioni strutturali proposte prevedono la realizzazione di una struttura metallica indipendente dalle strutture lignee esistenti. Si prevede inoltre la realizzazione di un pavimento costituito da un tavolato in legno di classe C14 (Giordano G., 1989) dello spessore di 6,5 cm con funzione strutturale. La fascia di solaio in corrispondenza della mezzeria del solaio, dove si trova la capriata, è rivestita da lastre in vetroresina che permettono di vedere la struttura lignea sottostante.

Per quanto riguarda gli elementi di irrigidimento si prevede ridurre la lunghezza libera d'inflessione dei puntoni longitudinali e del puntone trasversale di lunghezza maggiore. Allo scopo è stato progettato un sistema di ritegni, sia verticali che orizzontali costituito da profili scatolari a sezione quadrata 50x50x4 collegati superiormente alle alette dei manicotti che cerchiano le travi ed inferiormente alle alette del manicotto che cerchia il puntone (Fig. 4.3.6).

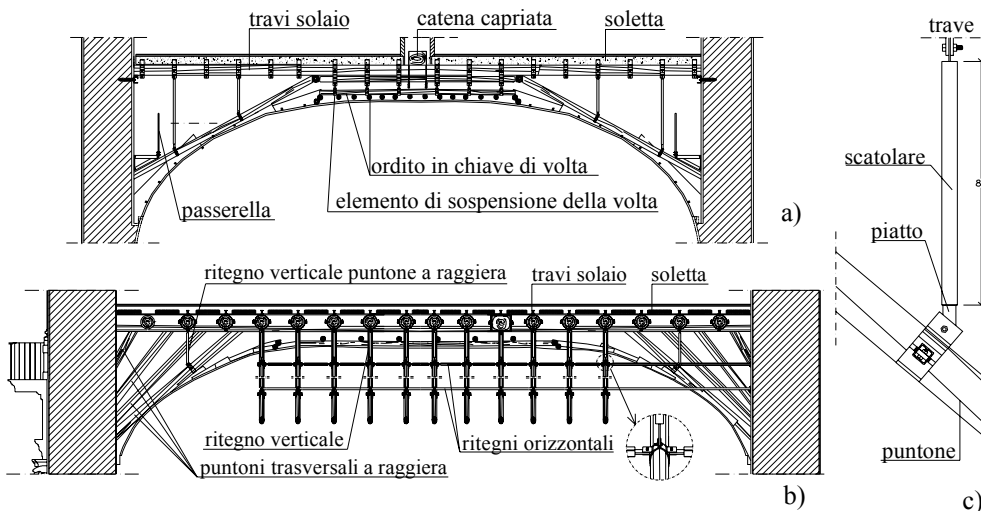


Fig. 4.3.6: Posizionamento elementi di irrigidimento puntoni: a) Sezione longitudinale; b) Sezione trasversale; c) Particolare elemento singolo.



Per stabilizzare i puntoni anche nel piano orizzontale, impedendo lo sbandamento laterale, lo stesso sistema di scatolari è stato previsto tra i puntoni e la muratura (Fig. 4.3.6b).

Le soluzioni strutturali progettate sono descritte dettagliatamente nei paragrafi che seguono.

#### *Solaio con struttura di acciaio tradizionale a semplice orditura*

Il solaio si realizza con travi IPE 500 ordinate secondo la luce maggiore, di 16.60 m, non essendo possibile disporle secondo la luce minore, a causa della presenza della capriata lignea ubicata nella mezzeria del solaio ortogonalmente alle travi (Fig. 4.3.7). La capriata suddivide il locale in due parti. L'altezza complessiva del solaio risulta pari a circa 0.57 m, lasciando un vano utile per la comunicazione tra i due ambienti di dimensione 2.65m per 2.30 m (Fig. 4.3.7b). Il progetto delle travi è condizionato dalla verifica di deformabilità. Le travi sono semplicemente appoggiate alla muratura e in particolare per migliorare la distribuzione degli sforzi si posiziona un profilo a C formato a freddo, ancorato al muro al di sotto delle travi, lungo tutta la parete (Fig. 4.3.7c). L'interasse delle travi è di circa 1.00 m. In prossimità della mezzeria, in direzione trasversale, è disposto un profilo IPE 400 che collega tutte le travi, allo scopo di migliorarne il comportamento nei confronti dell'instabilità flessione-torsionale. L'acciaio utilizzato è Fe 360.

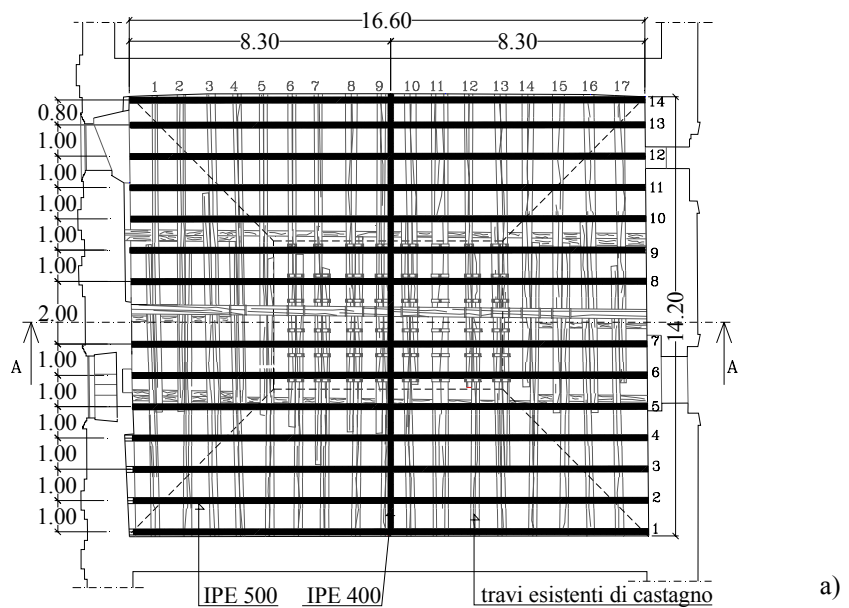


Fig. 4.3.7. a) Carpenteria solaio; b) Sezione A-A; c) Particolare appoggio travi. (continua)

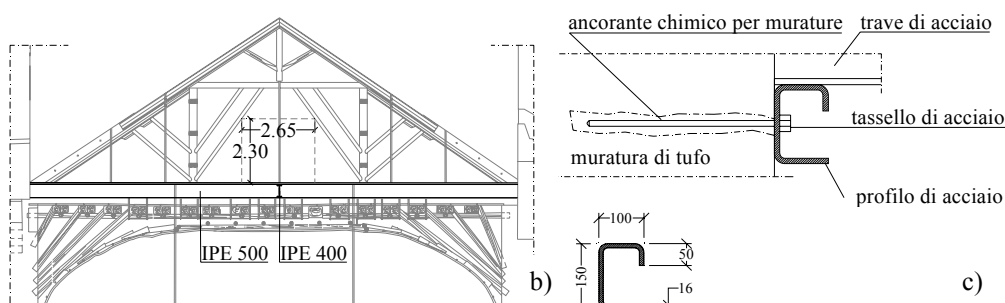


Fig. 4.3.7. a) Carpenteria solaio; b) Sezione A-A; c) Particolare appoggio travi.

### *Solaio di acciaio con struttura reticolare spaziale*

La struttura reticolare spaziale è costituita da unità strutturali modulari piramidali a base rettangolare, le cui dimensioni di base  $axb$  sono indicate in Figura 4.3.8. L'altezza  $H$  del grigliato è 0.50m, pari a circa 1/30 della luce totale  $L$ . Le aste sono realizzate con profili tubolari 80x3 di acciaio Fe 360. La struttura reticolare è vincolata in maniera isostatica. Un dettaglio dell'appoggio è mostrato in Figura 4.3.8d.

I grigliati piani superiore ed inferiore presentano irrigidimenti nel piano, mediante la disposizione di aste diagonali (Figg. 4.3.8a,b), la cui disposizione scelta deriva dalla necessità di mantenere uno schema simmetrico e che si adatti alla presenza della capriata.

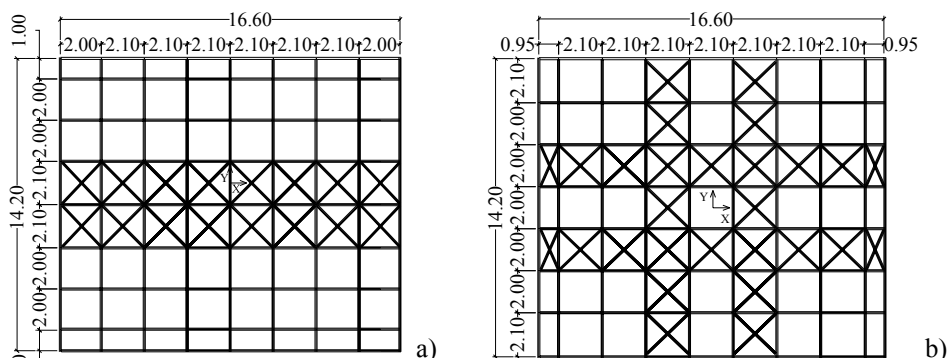


Fig. 4.3.8: a) Pianta del grigliato superiore; b) Pianta del grigliato inferiore; c) Carpenteria solaio; d) Particolare appoggio; e) Sezione A-A; f) Vista 3D. (continua)

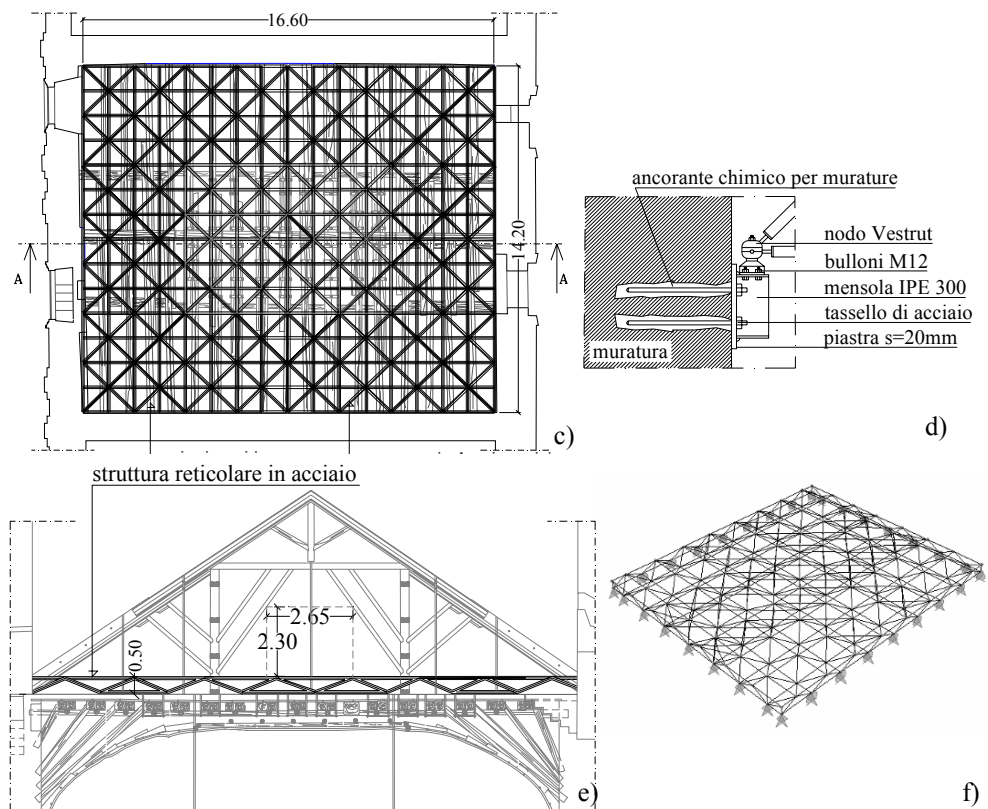


Fig. 4.3.8: a) Pianta del grigliato superiore; b) Pianta del grigliato inferiore; c) Carpenteria solaio; d) Particolare appoggio; e) Sezione A-A; f) Vista 3D.

### *Solaio di acciaio a semplice orditura sospeso ad una struttura reticolare spaziale*

La necessità di ridurre l'altezza del solaio, incrementando allo stesso tempo l'interasse tra le travi, rispetto alla soluzione tradizionale 1, ha portato allo studio di una terza soluzione che prevede la realizzazione di un solaio a semplice orditura in acciaio sospeso ad una struttura reticolare spaziale.

La struttura del solaio è costituita da travi IPE300 poste ad un interasse di 2.00 m; ortogonalmente ad esse sono disposte quattro travi IPE300 con funzione di collegamento e di ripartizione (Fig. 4.3.9). La struttura reticolare spaziale è posta ad un'altezza di 8.00m dalla quota del solaio in acciaio, è costituita da elementi piramidali a base rettangolare le cui dimensioni geometriche sono le stesse del solaio reticolare spaziale. Unica differenza tra le due strutture è la mancanza in questo caso di irrigidimenti diagonali.

L'altezza  $H$  del grigliato è 0.50m, pari a circa 1/30 della luce totale  $L$ . Le aste sono realizzate con profili tubolari 80x3 di acciaio Fe 360. Il collegamento tra la struttura reticolare ed il solaio avviene mediante dodici tiranti realizzati con profili tubolari 80x3, posizionati in prossimità della capriata in modo tale da non interferire con lo spazio utile della sala. Nel parte centrale del grigliato reticolare è stato lasciato un vuoto in corrispondenza del vertice della capriata (Fig. 4.3.9a,b). L'altezza del nuovo solaio risulta pari a circa 0.37 m, lasciando un vano utile per la comunicazione tra i due ambienti separati dalla capriata di 2.65m per 2.50 m (Fig. 4.3.9d).

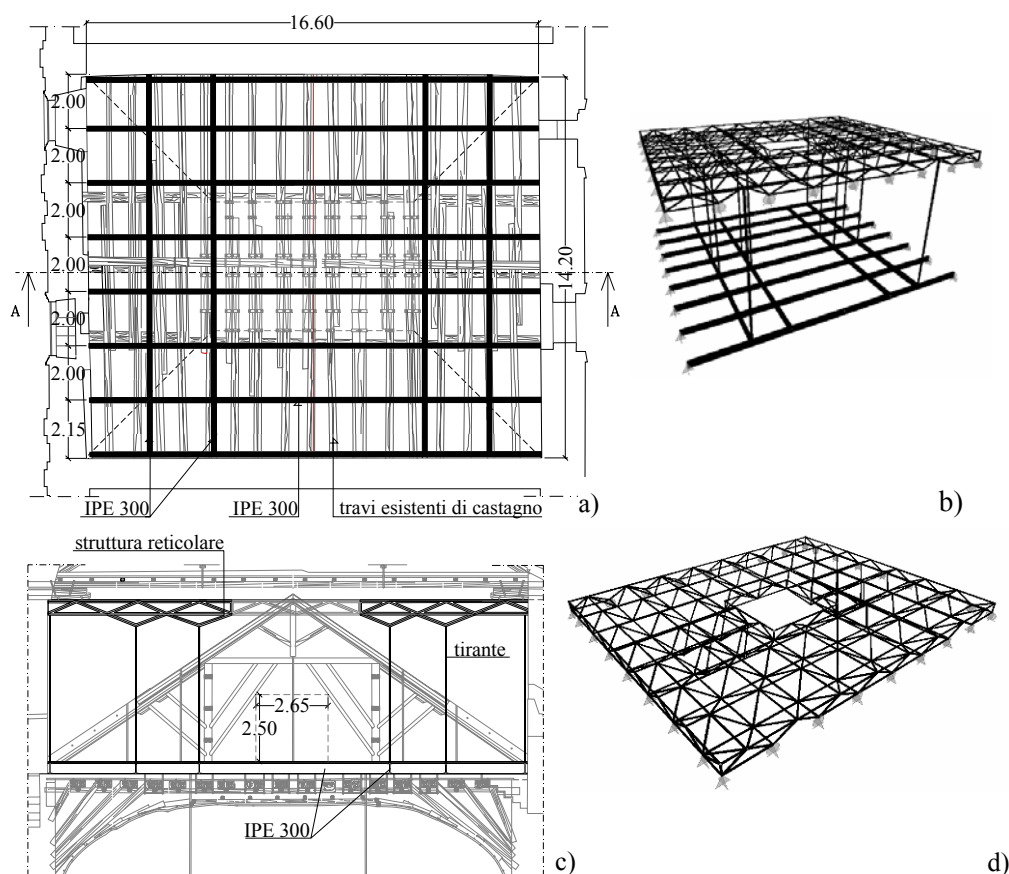


Fig. 4.3.9. a) Carpenteria solaio; b) Vista 3D dell'intera struttura; c) Sezione A-A; d) Vista 3D della struttura reticolare.

#### *Solaio con struttura di acciaio tradizionale strallato*

Questa soluzione progettuale prevede la realizzazione di un solaio di acciaio costituito da due travi principali IPE450 situate, ad interasse di 1.20m,

parallele alla capriata e quindi ortogonali alle travi lignee esistenti (Fig. 4.3.10) e travi secondarie IPE300 ad interasse di 2.10m, che appoggiano ad un'estremità alle IPE450 e all'altra estremità alla parete muraria. Alle due travi principali sono collegati sei stralli di acciaio armonico, tre per estremità, che ne riducono la luce. L'angolo d'inclinazione degli stralli è stato scelto in maniera tale che essi siano sottoposti a sollecitazioni della stessa entità.

I trefoli che realizzano gli stralli presentano alle estremità dei capicorda di acciaio, mediante i quali si realizza l'ancoraggio sia alle travi che alla muratura. Il sistema di ancoraggio è completato da due piastre di acciaio saldate alla flangia superiore della trave e alla muratura, in ogni piastra è realizzato un foro per l'alloggiamento del perno di bloccaggio. Alle estremità del perno sono avvitati appositi dadi per evitarne lo sfilamento. La piastra si fissa alla muratura mediante ancoranti chimici. In corrispondenza degli ancoraggi alle travi sono posizionate delle nervature di irrigidimento saldate. Le saldature tra i vari elementi sono a completa penetrazione. Tutti gli elementi che costituiscono il sistema sono di acciaio Fe 360. Questa soluzione permette la realizzazione di un solaio di spessore di soli 0.37m.

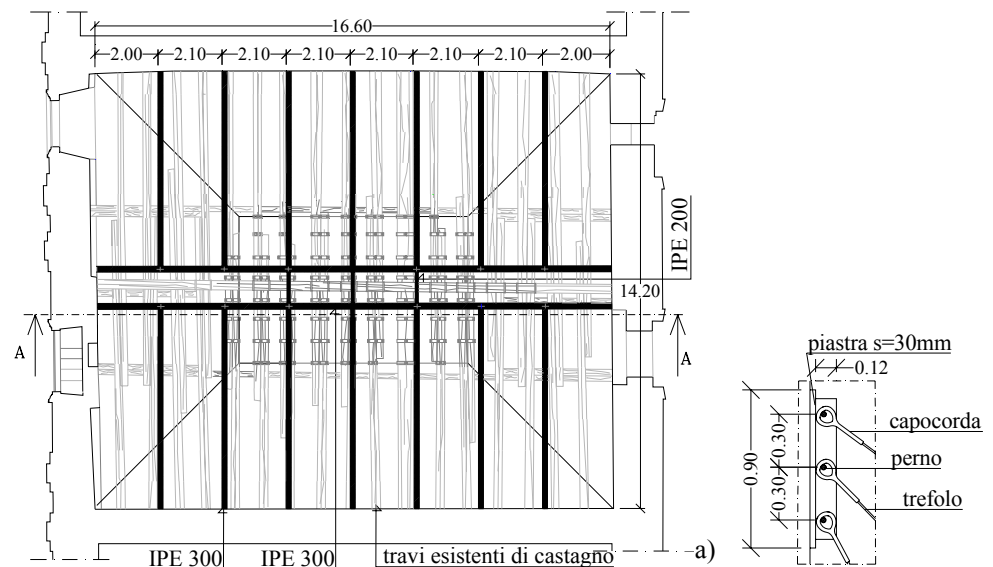


Fig. 4.3.10. a) Carpenteria solaio; b) Sezione A-A; c) Particolare ancoraggio strallo.  
(continua)

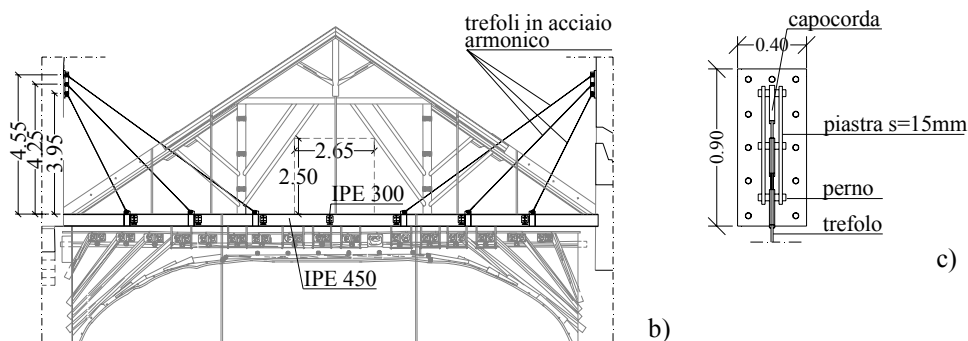


Fig. 4.3.10. a) Carpenteria solaio; b) Sezione A-A; c) Particolare ancoraggio strallo.

#### *Confronto tra i sistemi di consolidamento*

I parametri considerati per valutare quale sia la soluzione strutturale più conveniente tra quelle esaminate sono i seguenti: 1) peso dell'acciaio strutturale; 2) difficoltà di realizzazione; 3) requisiti di reversibilità. Per le tipologie d'intervento che prevedono la realizzazione di una nuova struttura di acciaio indipendente da quella di legno esistente, il confronto in termini di peso strutturale mostra che la struttura più pesante è quella che prevede la realizzazione di un solaio tradizionale in acciaio (circa 270 kN), con un incremento di peso del 30% rispetto alla soluzione più leggera (struttura reticolare spaziale, con 90 kN). La soluzione con struttura reticolare spaziale, oltre ad essere la più leggera, circa 0.40 kN/mq, presenta anche limitate difficoltà di messa in opera, grazie proprio alla sua leggerezza. Inoltre essa è semplice da realizzare potendo procedere al montaggio in officina di sue parti, la cui estensione è dettata solo dalle difficoltà di trasporto e dalle dimensioni della porta di accesso alla sala, da assemblare poi in sito. La soluzione con struttura tradizionale sospesa ad una struttura reticolare spaziale prevede 168 kN, mentre la soluzione strallata prevede 119 kN.

Con riferimento alla struttura composta legno-calcestruzzo si evidenzia che il peso dell'acciaio da carpenteria è relativamente basso (circa 47 kN). Inoltre le operazioni di realizzazione non si discostano da quelle di ordinaria carpenteria. Per contro per tale intervento è richiesto un particolare magistero per la realizzazione dei manicotti.

Tutti i sistemi progettati risultano completamente reversibili, infatti l'eventuale loro rimozione non comporta variazioni della struttura lignea preesistente.

#### *4.3.1.5 Analisi della struttura consolidata*

Nel caso specifico, tra le soluzioni esaminate per il recupero della copertura della Sala Diplomatica, il sistema composto legno-acciaio-calcestruzzo appare più efficace rispetto alle soluzioni “tutto acciaio” in quanto sfrutta tutta la capacità di resistenza che la struttura esistente ancora può esprimere permettendone il recupero della completa funzionalità.

La realizzazione del sistema composto permette di ottenere una struttura meno deformabile e più resistente, con un alleggerimento del peso complessivo agente.

Nel grafico in Figura 4.3.11 che segue si riporta lo stato di deformazione delle sezioni di mezzzeria delle travi del solaio sia prima che dopo l'intervento.

In esso si riportano, oltre alle deformate della struttura in legno vecchio (Modello 6) e quelle relative alla struttura degradata (Modello 9, vedi anche capitolo 3 par. 3.3), le deformate del solaio dopo l'intervento, ottenute sommando alle deformate istantanee del sistema composto, la deformata plastica del solaio all'epoca dell'intervento. L'effetto benefico del sistema composto, in termini di rigidità, si evidenzia confrontando le curve relative al Modello 10 e al Modello 11: l'incremento di freccia dovuta al fluage è di soli 0.5cm, contro i 3.5cm (per travi collegate alla catena della capriata) che si rilevano confrontando il Modello 4 col Modello 6.

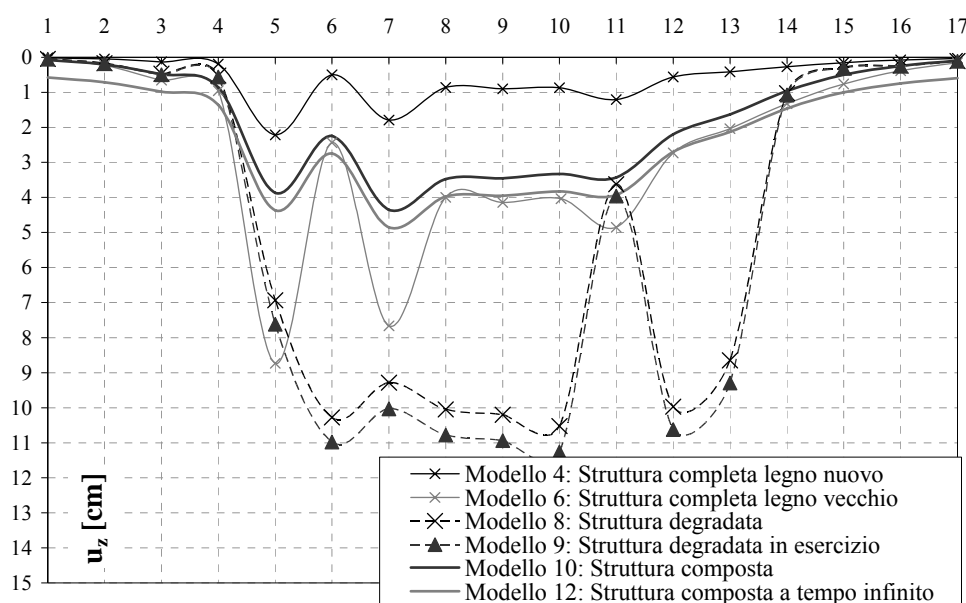


Fig. 4.3.11. Stato di deformazione del solaio prima e dopo l'intervento.

La maggiore rigidità del solaio comporta anche una maggiore garanzia

della conservazione della volta collegata ad esso.

In termini di resistenza il considerevole aumento della sezione fa sì che le tensioni agenti sul calcestruzzo e sul legno della sezione composta siano abbondantemente al di sotto dei limiti di sicurezza.

Oltre alla realizzazione del sistema composto legno-acciaio-calcestruzzo, che permette di ripristinare la funzionalità della sala e del vano sovrastante, saranno realizzati gli interventi elencati di seguito, atti a migliorarne l'uso.

#### 4.3.1.6 Strutture di servizio

##### *Scale di accesso alla sala*

La scala esistente di accesso sarà sostituita da una nuova scala realizzata in acciaio, mentre una nuova scala si realizzerà in posizione parallela a questa, in corrispondenza dell'altro vano che si apre sulla terrazza e che è attualmente finestrato (Fig. 4.3.12).

La struttura portante della scala è costituita da due scatolari 115x115x4 vincolati da un estremo alla soletta in c.a. mediante profili UPN 200 e dall'altro al solaio del terrazzo mediante una piastra fissata con barrotti di acciaio di diametro 14 mm. I gradini sono realizzati da una tavola in legno di castagno dello spessore di 3cm fissata, mediante viti autofilettanti, a due profili a T saldati agli scatolari (Fig. 4.3.13).

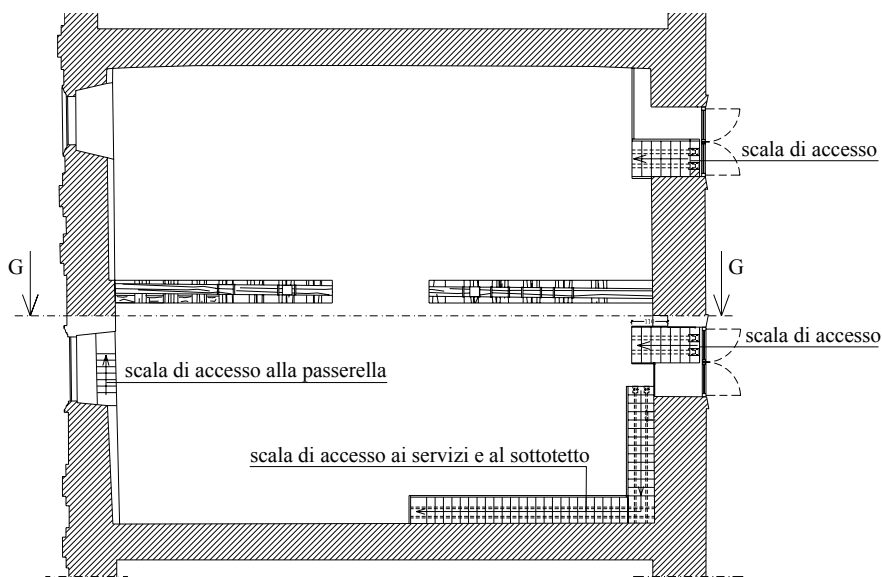


Fig. 4.3.13. Scale di accesso: a) Posizione in pianta.



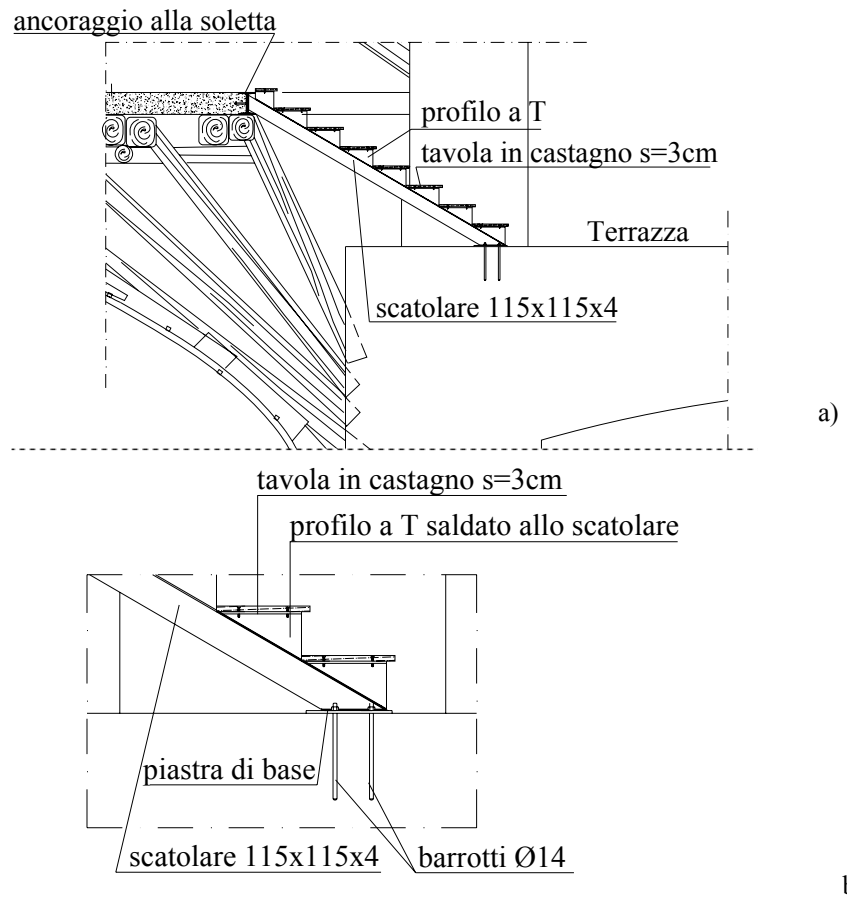


Fig. 4.3.13. Scale di accesso alla sala: a) Sezione; b); Particolare gradino e fissaggio al solaio.

#### *Scala di accesso ai servizi ed ai locali sottotetto*

I servizi igienici saranno realizzati nel locale adiacente alla sala oggetto d'intervento e posto a quota +2,55 m rispetto alla quota al rustico del solaio composto legno-calcestruzzo da realizzare, mentre il locale sottotetto è posto ad una quota di circa 7.10m rispetto allo stesso solaio. La struttura della scala è in acciaio ed è costituita da due profili scatolari 50x50x4 saldati a mensole fissate alla muratura mediante barrotti in acciaio. I gradini sono realizzati da una tavola di castagno dello spessore di 3cm fissata, mediante viti autofilettanti, a due profili a T saldati agli scatolari. La posizione in pianta è riportata in Figura 4.3.12, i particolari costruttivi nelle Figure 4.3.13 e 4.3.14.

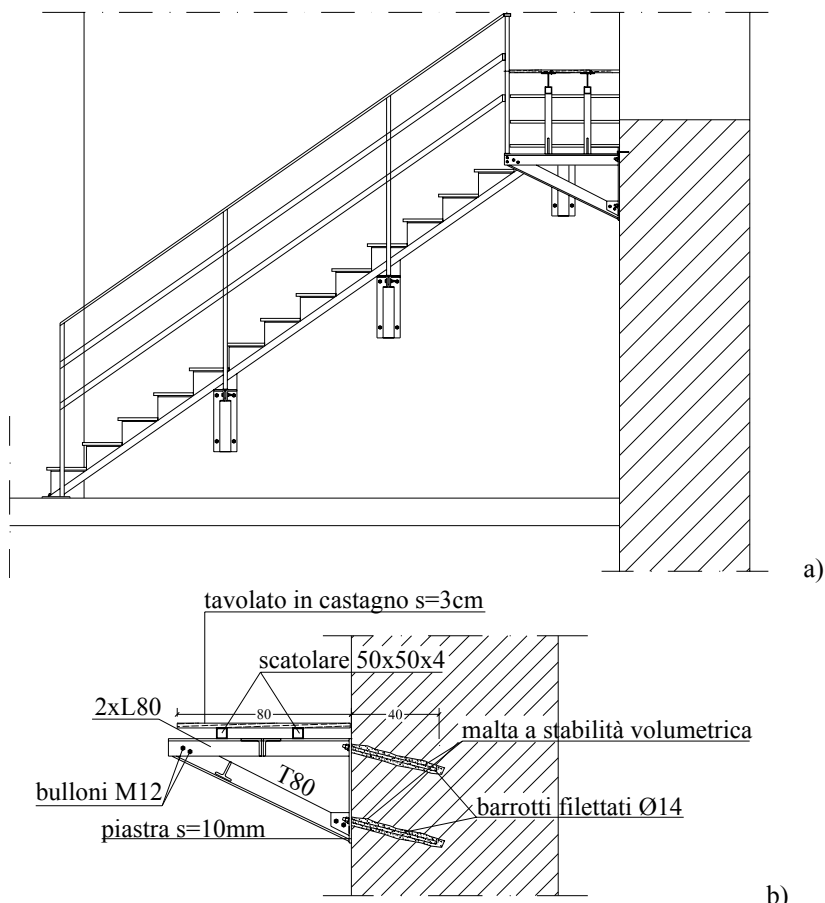


Fig. 4.3.14. Scale di accesso ai servizi e al sottotetto: a) Prospetto prima rampa; b) Particolare.

#### *Passerella di ispezione e scala di accesso*

Nell'intercapedine tra il solaio e la volta è prevista la realizzazione di una passerella di servizio per consentire l'accesso alle varie parti della struttura lignea e procedere alle operazioni di controllo e manutenzione. Ad essa si accede sia dal terrazzo sia da una piccola scala realizzata nel vano finestra lato Piazza del Plebiscito. Lo sviluppo planimetrico della passerella e i due accessi sono indicati in Figura 4.3.15a, mentre i particolari costruttivi della sezione sono riportati nella Figura 4.3.15b. La scala esistente di accesso, che si presenta in condizioni fatiscenti, sarà sostituita con una scala in acciaio che occupa la parte interna del vano finestra, in tal modo non sarà visibile dall'esterno. Essa permette anche di raggiungere il livello del balcone posto a circa 1,80 m dal piano di calpestio del solaio (Fig. 4.3.15d).

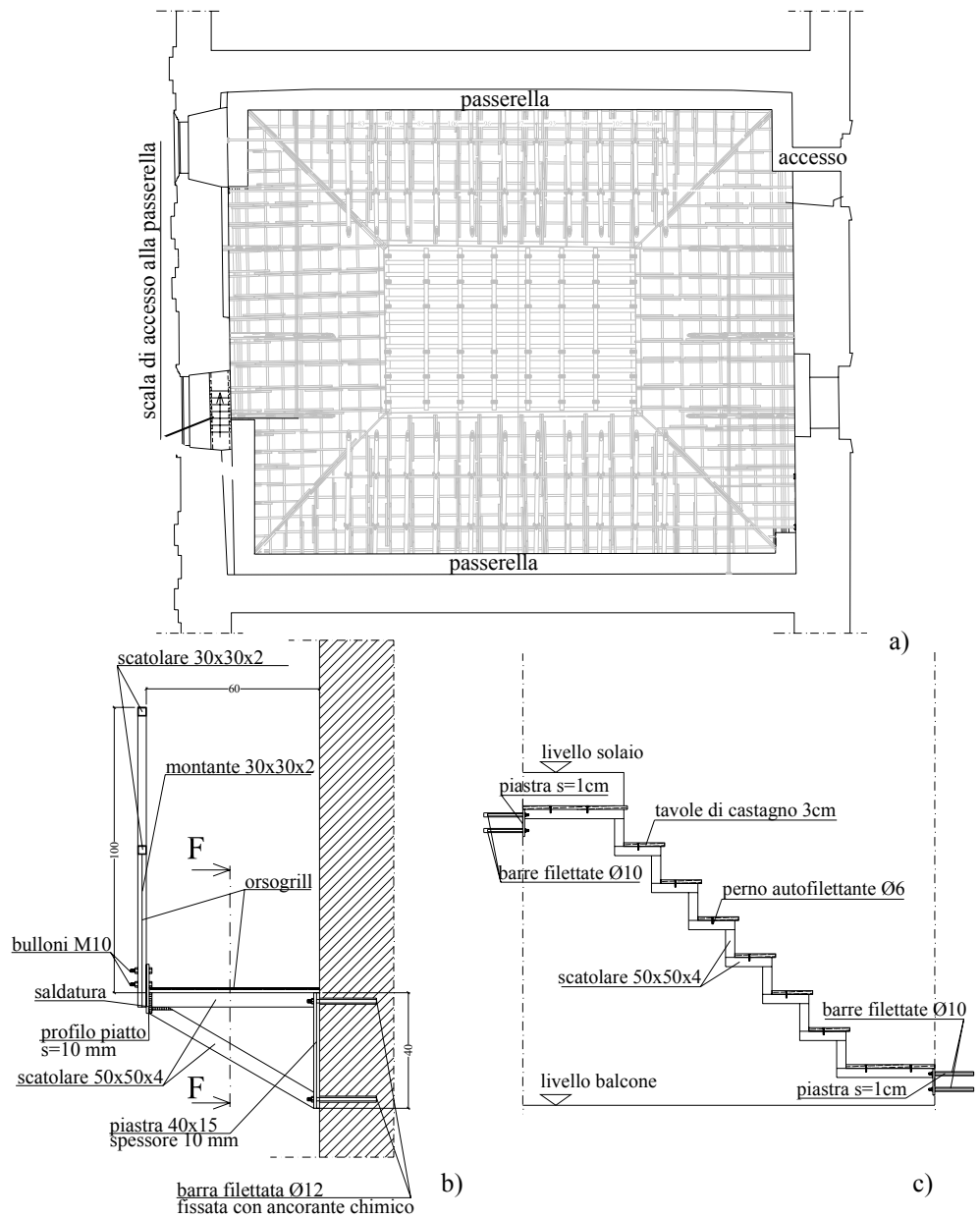


Fig. 4.3.15. Passerella d'ispezione: a) posizione in pianta; b) Sezione; c) Scala di accesso.

### 4.3.2. La Seconda (IV) e la Terza Anticamera (V)

#### 4.3.2.1 Descrizione dei dissesti e del degrado

Le strutture delle sale IV e V sono simili sia per configurazione che per dimensione (Fig. 4.3.16, vedi anche Capitolo 3 paragrafi 3.4 e 3.5), inoltre per esse si rilevano le stesse carenze funzionali. Pertanto le tipologie di intervento progettate per le varie unità strutturali sono le stesse.

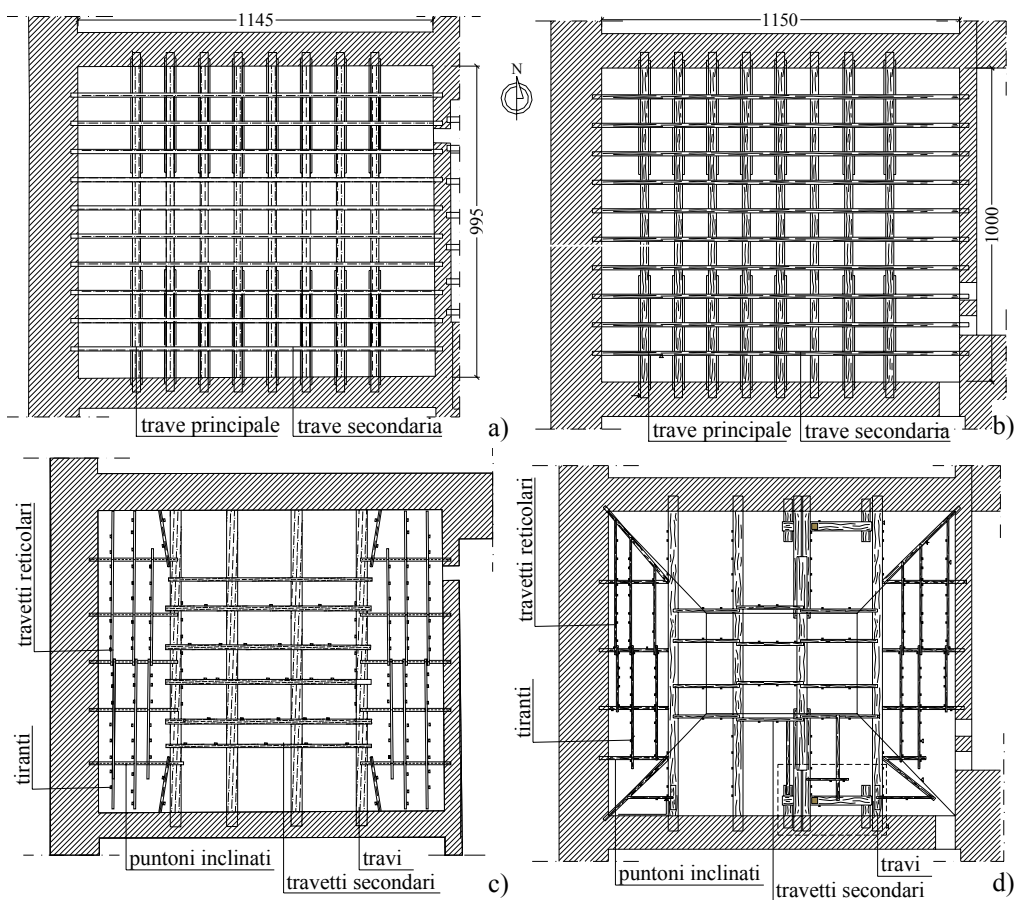


Fig. 4.3.16. Carpenteria solaio: a) Sala IV; b) Sala V; Carpenteria volta: c) Sala IV; d) Sala V.

L'analisi numerica, validata dall'indagine visiva, ha evidenziato i punti deboli delle strutture, individuando gli elementi e le sezioni in condizioni critiche sia in termini di deformabilità che di resistenza e fornendo indicazioni sugli interventi di recupero da realizzare. In particolare, per ciascuna unità strutturale, di ciascuna sala si evidenzia quanto segue.

#### *Volta Sala IV e Sala V*

Allo stato attuale la condizione statica della volta non desta particolari preoccupazioni, dato che sono soddisfatte tutte le verifiche di resistenza.

L'analisi dello stato deformativo giustifica la presenza delle lesioni all'intradosso (aggravate anche dai valori elevati di umidità nell'intercapedine tra volta e solaio), provocate in chiave di volta dagli eccessivi abbassamenti e nella zona d'imposta dagli "spanciamenti", ma tali deformazioni non sono tali da compromettere lo stato di conservazione dell'affresco sottostante, se il livello di umidità si riporta a livelli normali. Inoltre lo studio dello stato di sollecitazione nei tiranti ha evidenziato che solo quelli posti in corrispondenza della chiave sono sufficienti a sorreggere il peso della volta, pertanto tutto il sistema di travetti reticolari e puntoni inclinati posti in opera per la disposizione dei tiranti nella parte curva della volta rendono meno deformabile la struttura, ma di una entità trascurabile.

Tali considerazioni consentono di affermare che la volta nel suo complesso non necessita di particolari interventi strutturali di consolidamento; è comunque opportuno assicurare che le condizioni statiche attuali possano conservarsi nel tempo e che le deformazioni future garantiscano la conservazione dell'opera preservando l'integrità dello strato di incannucciata e gesso e quindi l'intradosso affrescato.

#### *Solaio della Sala IV*

- la trave n. 1 presenta una crisi per flessione;
- la trave n. 2 ed i travicelli non soddisfano le verifiche di resistenza;
- alcuni appoggi delle travi sono ridotti al punto da generare crisi nella muratura sottostante;
- i puntoni longitudinali inclinati non soddisfano la verifica di stabilità e le travi prive di puntoni subirebbero deformazioni di gran lunga superiori al valore limite.

L'indagine visiva ha evidenziato inoltre la necessità di ripristinare tutti i collegamenti tra gli elementi strutturali.

#### *Solaio della Sala V*

- le travi 5, 6, 7 e 8 non soddisfano le verifiche di deformabilità in quanto l'abbassamento in mezzera (circa 4cm) è maggiore del limite imposto dalla norma (2,86cm);
- le travi 7 e 8 non soddisfano le verifiche a taglio, tensoflessione e pressoflessione nelle sezioni di innesto dei puntoni;

- la trave 5 non soddisfa le verifiche a taglio nelle sezioni d'innesto dei puntoni;
- tutti i puntoni longitudinali si instabilizzano per carico di punta e quindi non soddisfano le verifiche di stabilità.

#### 4.3.2.2 *Obiettivi dell'intervento*

L'intervento di consolidamento strutturale ha come obiettivo principale quello di impedire la formazione di ulteriori lesioni riducendo gli abbassamenti in chiave, valutando l'opportunità di aumentare il numero dei tiranti in corrispondenza della chiave di volta, oltre al rinforzo e al ripristino dei collegamenti "tiranti-volta" esistenti. Tale ripristino deve garantire la trasmissione degli sforzi tra gli elementi collegati attraverso la funzionalità del vincolo cerniera ipotizzato in fase di modellazione. Il progetto prevede la sostituzione dei chiodi mancanti o deteriorati dall'ossidazione, con perni di diametro adeguato in acciaio inox.

L'intervento di consolidamento dei solai ha come obiettivo quello dell'adeguamento e miglioramento statico, nonché della riqualificazione delle strutture alle normative vigenti. Il progetto prevede per entrambe le sale una riduzione del sovraccarico fisso al fine di ridurre le sollecitazioni in tutti gli elementi, gli abbassamenti istantanei e, di conseguenza, quelli a tempo infinito e la riduzione della lunghezza libera di inflessione dei puntoni longitudinali. Interventi specifici per ciascuna sala saranno progettati in funzione della particolare configurazione statica di alcune parti.

#### 4.3.2.3 *L'intervento progettato*

##### *Solaio della Sala IV*

Sulla base delle informazioni acquisite sono stati progettati i seguenti interventi per ciascuna unità strutturale:

- sostituzione della trave n. 1 rotta a flessione con una nuova trave, sempre in legno di castagno stagionato;
- riduzione della lunghezza libera d'inflessione dei puntoni longitudinali mediante un sistema di irrigidimento in acciaio sia verticale che orizzontale (Fig. 4.3.17, Mazzolani et al. 2005);
- ripristino della funzione di rinforzo, delle due "guance" chiodate a ciascuna trave in corrispondenza dell'appoggio; tale intervento consiste nel sostituire i chiodi, che si sono ormai allentati, con bulloni in acciaio inox opportunamente serrati, che garantiscano la perfetta aderenza delle tre parti e quindi la funzionalità della sezione composta. Laddove le guance di rinforzo

non superano adeguatamente il nodo trave-puntone, corrispondente alla sezione maggiormente sollecitata, saranno sostituite con elementi nuovi, della stessa specie e di lunghezza adeguata;

- realizzazione di una soletta non collaborante realizzata con calcestruzzo alleggerito (spessore 7 cm) (Fig. 4.3.18); allo scopo di migliorare anche il comportamento sismico della struttura orizzontale, collegando le murature perimetrali mediante il solaio, la soletta è stata ancorata alla muratura mediante barre  $\Phi 10$  ad interasse 50cm;

- ripristino della funzionalità delle connessioni.

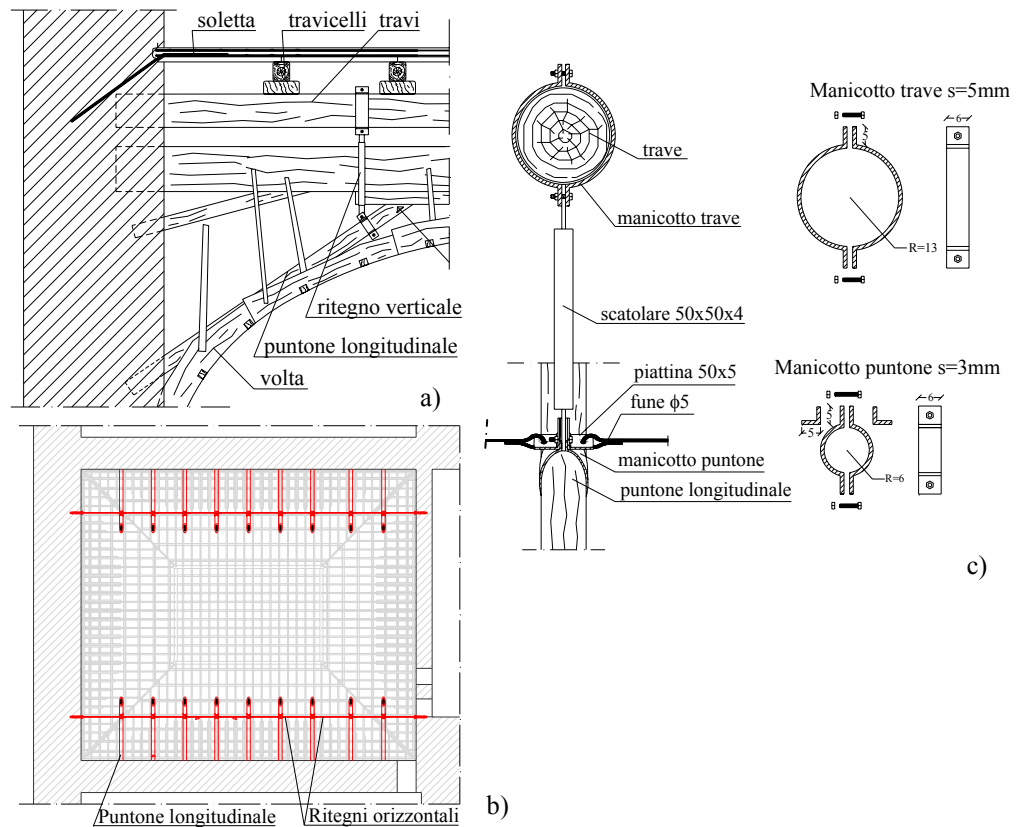


Fig. 4.3.17. Ritegno puntoni: a) Posizione in sezione; b) Posizione in pianta; c) Particolare.

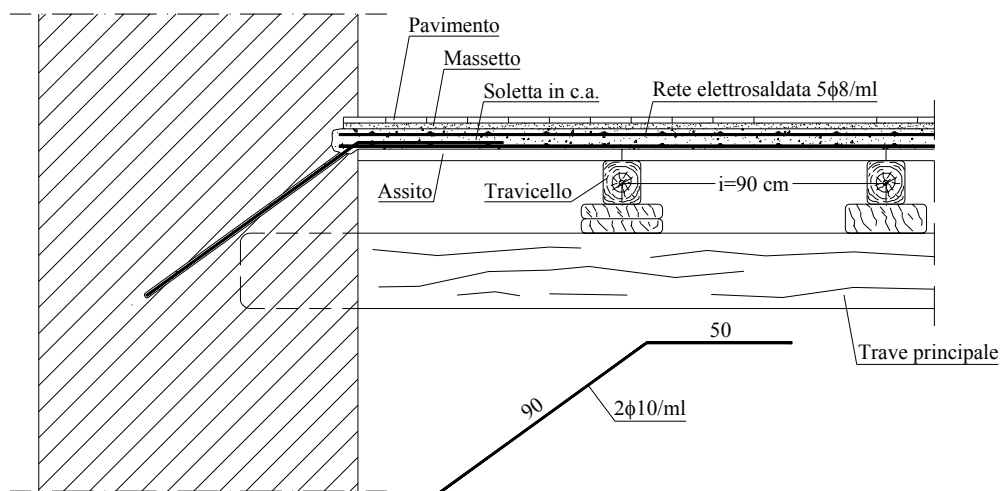


Fig. 4.3.18. Particolare intervento sul solaio.

### Solaio della Sala V

Gli interventi progettati per questa sala sono:

- Riduzione della lunghezza libera d'inflessione dei puntoni longitudinali mediante un sistema di irrigidimento in acciaio sia verticale che orizzontale (Fig. 4.3.17);

- Ripristino della funzione di rinforzo, delle due “guance” chiodate a ciascuna trave in corrispondenza dell'appoggio; tale intervento consiste nel sostituire i chiodi, che si sono ormai allentati, con bulloni in acciaio inox opportunamente serrati, che garantiscano la perfetta aderenza delle tre parti e quindi la funzionalità della sezione composta. Laddove le guance di rinforzo non superano adeguatamente il nodo trave-puntone, corrispondente alla sezione maggiormente sollecitata, saranno sostituite con elementi nuovi, della stessa specie e di lunghezza adeguata;

- Realizzazione di una soletta non collaborante realizzata con calcestruzzo alleggerito (spessore 7 cm) (Fig. 4.3.18); allo scopo di migliorare anche il comportamento sismico della struttura orizzontale, collegando le murature perimetrali mediante il solaio, la soletta è stata ancorata alla muratura mediante barre  $\Phi 10$  ad interasse 50cm;

- Posa in opera di una ulteriore trave principale (trave 9), disposta tra la trave 8 di estremità e la muratura laterale (lato ovest) (Fig. 4.3.19a), irrigidita anch'essa da puntoni longitudinali (Fig. 4.3.19b);

- Irrigidimento della trave 6 con lo stesso sistema a portale esistente nelle altre travi e realizzato per la trave n.9 (Fig. 4.3.19c).



- Ripristino della funzionalità delle connessioni.
- Le caratteristiche geometriche dei nuovi elementi strutturali sono:
- trave 9 di luce 10m e sezione circolare con diametro 26cm;
  - puntoni longitudinali di lunghezza 3,72m e sezione circolare con diametro 12cm.

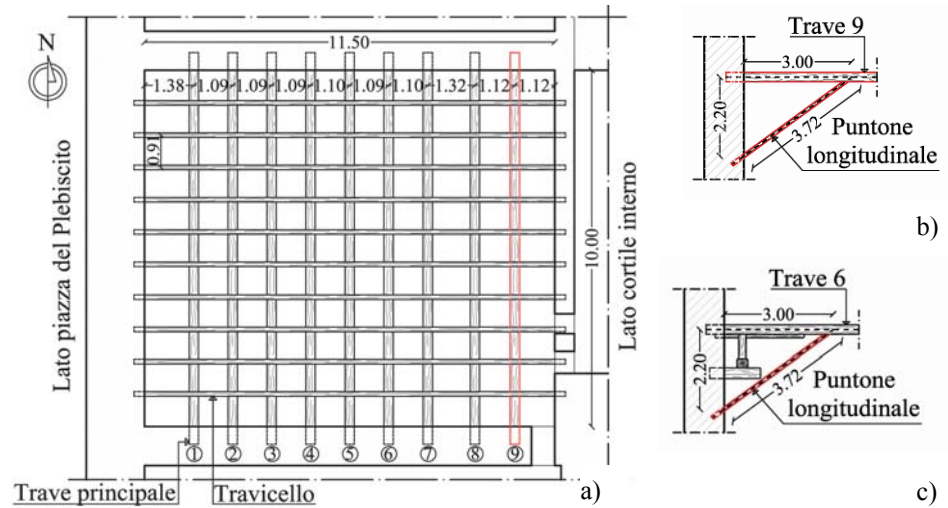


Fig. 4.3.19. Consolidamento solaio: a) Carpenteria con 9 travi; b) Irrigidimento trave 9.

#### 4.3.2.4 Analisi della struttura consolidata

##### Solaio

La realizzazione della soletta e la sostituzione della trave n. 1 nella struttura della sala IV, inducono una importante riduzione sia dello stato di sollecitazione che di deformazione, riportando i valori delle sollecitazioni nei limiti ammissibili previsti dalla norma (DIN 1052, vedi Cap. 2, par. 2.3.2 ). Tali risultati sono illustrati nella Figura 4.3.20, in cui si riporta il confronto qualitativo tra la distribuzione delle sollecitazioni nella trave n. 2 prima e dopo l'intervento.

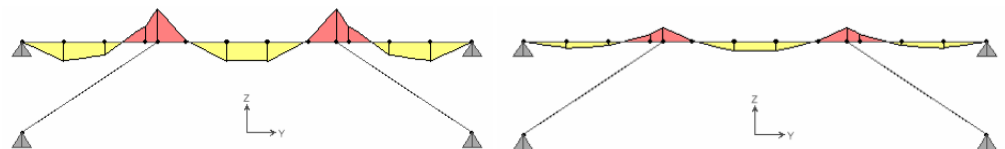


Fig. 4.3.20. Diagramma del momento trave n.2: a) prima dell'intervento; b) dopo l'intervento.

L'intervento progettato per la volta è lo stesso per entrambe le sale.

Come detto è stata valutato l'effetto sulla deformazione dell'aumento del numero di collegamenti volta-struttura di sostegno.

Per valutare gli effetti che l'intervento ha sullo stato deformativo della volta, si introducono i seguenti modelli:

- modello V4: è relativo allo stato attuale, ovvero la volta è completa e sospesa sia in chiave che fuori chiave (Fig. 4.3.21a);
- modello V5: la volta è completa e non sospesa (condizione estrema) (Fig. 4.3.21b);
- modello V6: la volta è completa e sospesa solo in chiave (Fig. 4.3.21c);
- modello V7: la volta è completa e sospesa con tiranti e travetti aggiunti (Fig 4.3.21d). Si raddoppia il numero dei tiranti lungo i travetti esistenti e si collega la chiave di volta, sempre mediante tiranti lignei, a quattro travetti aggiunti, evidenziati in rosso in figura, disposti ad interasse pari a 50cm. Per i travetti si utilizzano sempre elementi in legno castagno aventi le stesse dimensioni di quelli esistenti (sezione circolare con diametro pari a 10cm) e per i tiranti elementi in legno pioppo con sezione rettangolare di dimensioni pari a circa 3x5cm.

Le caratteristiche meccaniche del legno castagno, di cui sono costituiti tutti gli elementi a sostegno della volta, e del legno pioppo, di cui invece sono costituiti tutti gli elementi della volta, sono quelle del "legno antico".

Le azioni agenti sono quelle permanenti (G), date dalla somma del peso proprio e del peso dello strato di incannucciata e gesso, sempre modellato con forze concentrate applicate nei nodi della griglia della struttura (vedi paragrafo 3.4.4 del Capitolo 3).

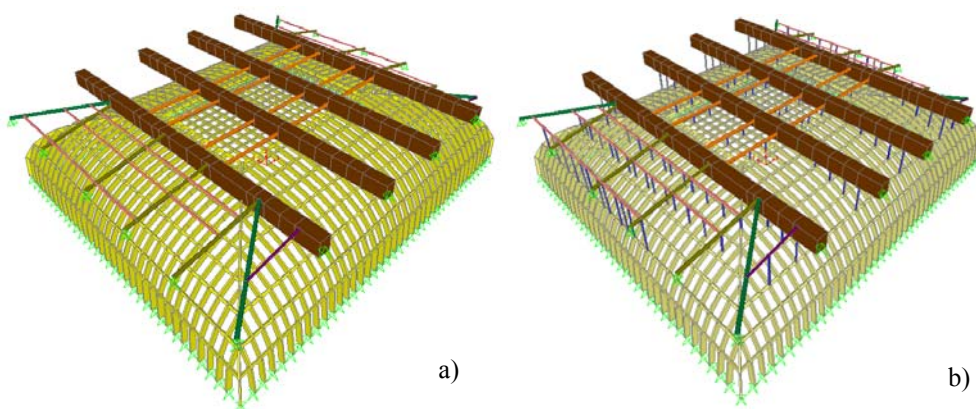


Fig. 4.3.21. Modelli volta: a) Modello V4; b) Modello V5; c) Modello V6; d) Modello V7.  
(continua)

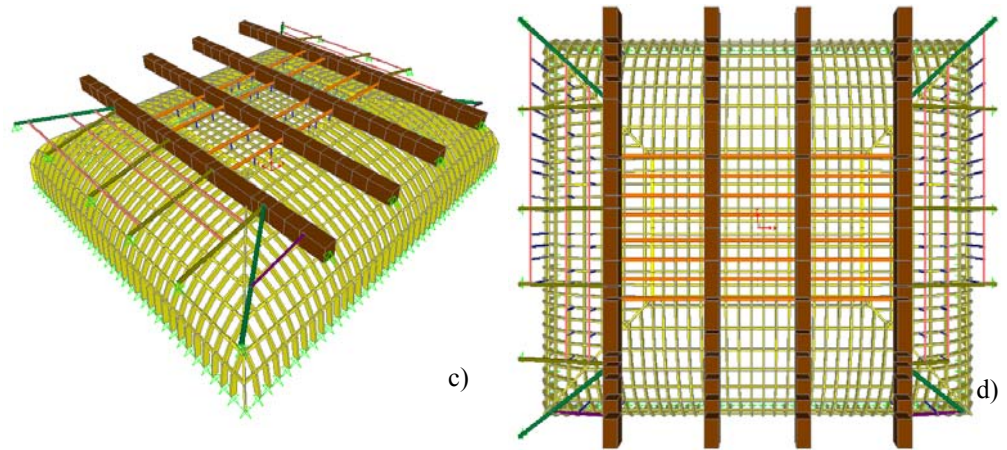


Fig. 4.3.21. Modelli volta: a) Modello V4; b) Modello V5; c) Modello V6; d) Modello V7.

Nella figura 4.3.22 si riporta il grafico in cui si confronta la deformata istantanea, dovuta ai carichi permanenti, relativa ai diversi modelli.

Si precisa che per rendere rappresentabili le deformate, gli spostamenti sono stati amplificati di 15 volte.

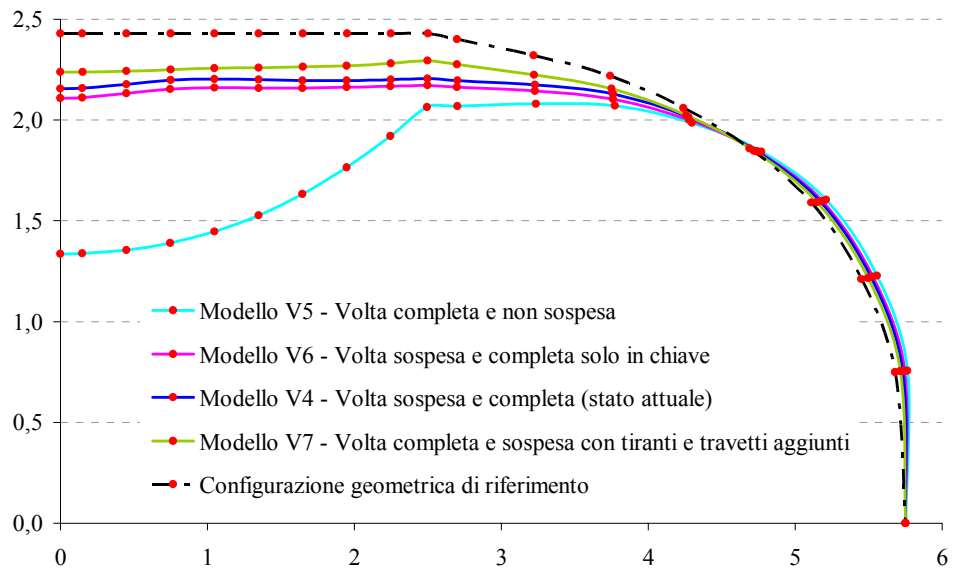


Fig. 4.3.22. Stato deformativo volta: Confronto abbassamenti istantanei tra i modelli.

Analizzando la figura 4.3.22, è possibile fare i seguenti confronti:

- modello V5: la volta sicuramente non è autoportante dato l'eccessivo valore in mezzeria dell'abbassamento istantaneo, pari a 7,3 cm, a cui si andrebbe ad aggiungere in futuro l'abbassamento dovuto al creep pari 5,8 cm;
- confronto tra V5 e V6: con i tiranti in chiave (V6) l'abbassamento in mezzeria è pari a 2,1 cm, pertanto si ha un recupero di circa 5 cm rispetto ai 7,3 cm relativi al caso in cui la volta non è sospesa (V5);
- confronto tra V6 e V4: la presenza degli elementi di collegamento fuori chiave (V4), compresi quelli in cui la volta rigonfia o spancia, tesi nelle zone in cui la volta si abbassa e la deformata volge la concavità verso l'alto, è positiva rispetto al caso in cui i tiranti sono disposti solo in chiave (V6), in quanto riduce gli abbassamenti nella zona centrale, anche se tale riduzione è pressochè trascurabile, pari al 17% ( $2,1/1,8=1,17$ );
- confronto tra V4 e V7: la messa in opera dei travetti e dei tiranti aggiunti (V7) riduce gli abbassamenti istantanei del 38% ( $1,8/1,3=1,38$ ) rispetto a quelli relativi al modello V4 (stato attuale); si recuperano dunque soltanto 5 mm.

Da tali considerazioni si evince che disponendo un maggior numero di tiranti in chiave si ha un beneficio trascurabile. Pertanto si ritiene opportuno né modificare l'attuale configurazione della struttura a sostegno della volta (in particolar modo dei travetti), né la disposizione dei tiranti.

L'intervento quindi più immediato consiste soltanto nel controllo dell'efficacia dei collegamenti "tiranti-volta" e "tiranti-struttura di sostegno" esistenti, con particolare attenzione a quelli in chiave. Inoltre è comunque necessario restaurare l'intradosso affrescato e decorato dato che la superficie affrescata presenta vaste alterazioni cromatiche, dovute alla perpetrata presenza di umidità. Mediante l'ausilio di manodopera qualificata ed interventi specialistici, si procederà al ripristino delle parti mancanti, oltre che al restauro di tutte le superfici sottotono. Le decorazioni saranno ricostruite con materiali simili alla cornice originale, al fine di dare unità di lettura all'opera. Le patine pittoriche saranno pulite e stuccate tenendo presente la tecnica di esecuzione dell'opera, eseguita con analisi fisico-chimiche, al fine di conformare la composizione e la colorazione con il materiale originale. La stuccatura delle lacune degli strati pittorici avverrà mediante applicazione a spatola e rasatura con bisturi e carte abrasive, mediante impasti a base di polveri di marmo, carbonato di calcio, sabbie e calce destalinizzata, addizionate con resine acriliche. E' opportuno inoltre trattare le parti lignee con antimicotico e antitarlo, al fine di contrastare il degrado biologico causato da funghi ed insetti.

### 4.3.3. La Sala del Trono (VI)

#### 4.3.3.1 Descrizione dei dissesti e del degrado

I risultati delle verifiche, condotte secondo il metodo agli stati limite, in accordo alla norma EC5, mostrano che numerosi elementi strutturali sono soggetti a deformazioni e sollecitazioni (par. 3.5.6, Cap. 3) superiori a quelle limite, in particolare:

#### Solaio

- le travi solaio (tipo B in Fig. 4.3.23a,b) n. 2-4-6-10-12 presentano coefficienti di sicurezza minori dell'unità;
- la trave n. 8 ha coefficiente di sicurezza unitario;
- le travi n. 1, 2, 3, 5, 9 e 11 superano il limite di deformabilità per spostamento verticale istantaneo, dovuto ai carichi totali.

#### Volta

Gli elementi in chiave con sezione minore (elementi orditi parallelamente ad x in Fig. 4.3.24c,d) presentano, nella sezione più sollecitata, valori di tensione superiori al limite ultimo e le centine adiacenti presentano coefficienti di sicurezza unitari.

Tutti gli elementi della struttura di sostegno della volta (travi tipo A con relative sottotravi e puntoni) ed i tiranti soddisfano le verifiche di sicurezza.

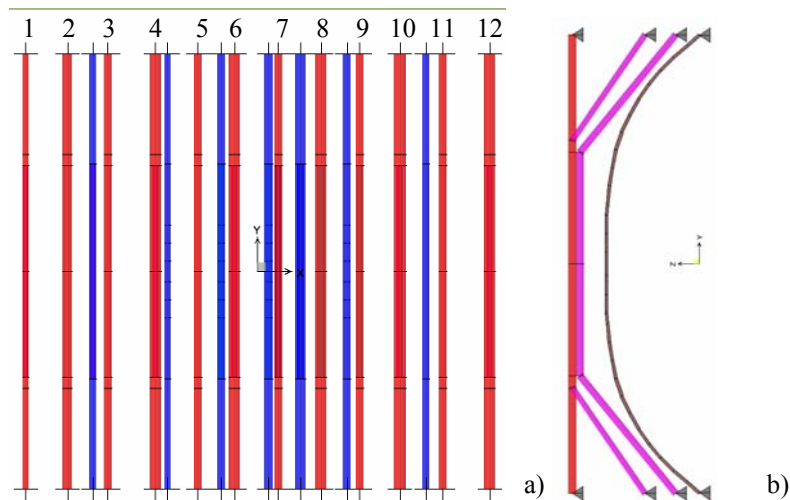


Fig. 4.3.23. a) Orditura travi tipo A (in blu) e tipo B (in rosso); b) Sezione YZ; c) Diagramma del momento negli elementi della volta; d) Sezioni critiche della volta. (continua)

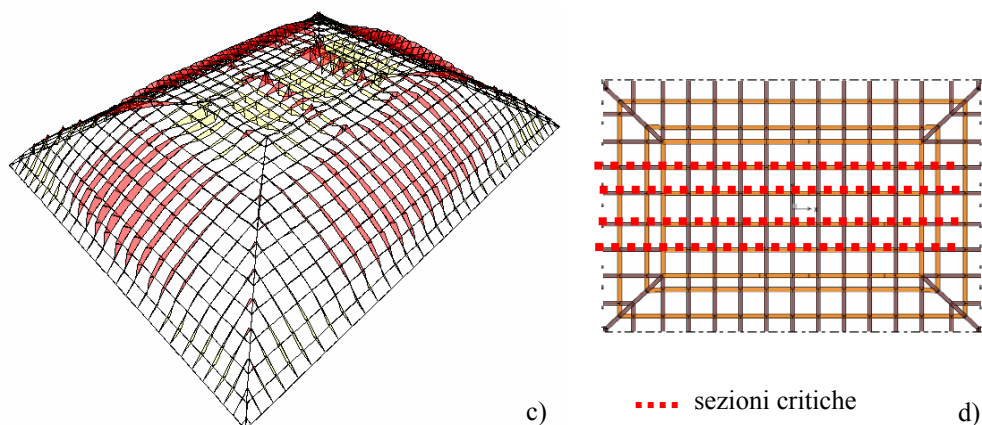


Fig. 4.3.23. a) Orditura travi tipo A (in blu) e tipo B (in rosso); b) Sezione YZ; c) Diagramma del momento negli elementi della volta; d) Sezioni critiche della volta.

#### 4.3.3.2 Obiettivi dell'intervento

L'intervento di consolidamento prevede un incremento sia di resistenza che di rigidità dell'intero complesso strutturale volta-solaio ed il ripristino della sua funzionalità, attraverso una riduzione del sovraccarico fisso ed un incremento di rigidità del solaio, in modo da ridurre le sollecitazioni e le deformazioni ed evitare che parte del solaio scarichi sulle travi della struttura di sostegno della volta (travi tipo A). Attualmente infatti, data l'eccessiva deformazione del solaio, parte del suo peso grava su alcune travi tipo A, determinando un aggravio dello stato deformativo nella volta (vedi par. 3.6.6 del Cap. 3). Pertanto per gli elementi del solaio è necessario riportare il livello di sollecitazione, agente nelle travi tipo B, nei limiti di sicurezza, ridurre lo sforzo normale agente nei puntoni e ripristinare la funzionalità dei ringrossi (guance) delle testate delle travi.

Per la volta invece è necessario un intervento nella zona di chiave che, migliorando il collegamento con la struttura di sostegno (travi tipo A), riduce lo stato tensionale agente nei singoli elementi dell'orditura. Risulta inoltre necessario eliminare tutti i collegamenti solaio-volta e solaio-struttura di sostegno della volta per evitare che le azioni dovute ai carichi sia fissi che accidentali gravanti sul solaio, si trasmettano alla volta.

#### 4.3.3.3 L'intervento progettato

##### Solaio

Il progetto prevede la realizzazione di un solaio composto legno-acciaio-

calcestruzzo la cui soletta è resa collaborante mediante la stessa tipologia di connettori utilizzati per il solaio composto della Sala Diplomatica.

Nel caso delle travi tipo B, costituite da un unico tronco ed essendo poco variabile la sezione, è stato sufficiente progettare un unico tipo di connettore, le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate in Figura 4.3.24. Nel calcolo del connettore è stato utilizzato acciaio Fe 430 per i manicotti, gomma SISMI 60 e bulloni classe 8.8.

Il numero di connettori da disporre è 14 per trave (passo 80cm ed il loro numero totale è di 168).

Il solaio, il cui dettaglio costruttivo è rappresentato in Figura 4.3.24, ha un'altezza complessiva di 23 cm. La soletta di calcestruzzo è alleggerita mediante blocchi di polistirolo ed è gettata al di sopra di un assito di legno. I materiali utilizzati per la soletta sono: Polistirolo; Barre di armatura di acciaio FeB 44k; Calcestruzzo classe C25/30. Nella Figura 4.3.24b si riporta il solaio suddivisa in quattro quadranti, ognuno dei quali riporta un livello differente della carpenteria.

### Volta

Per la volta il progetto prevede la rimozione di tutti i collegamenti volta-solaio (travi tipo B) esistenti ed il ripristino del solo collegamento volta-struttura di sostegno (travi tipo A) in corrispondenza della chiave. Laddove possibile si riutilizzano gli elementi esistenti, altrimenti ne saranno aggiunti dei nuovi in legno di pino stagionato di dimensione 5x5cm<sup>2</sup>.

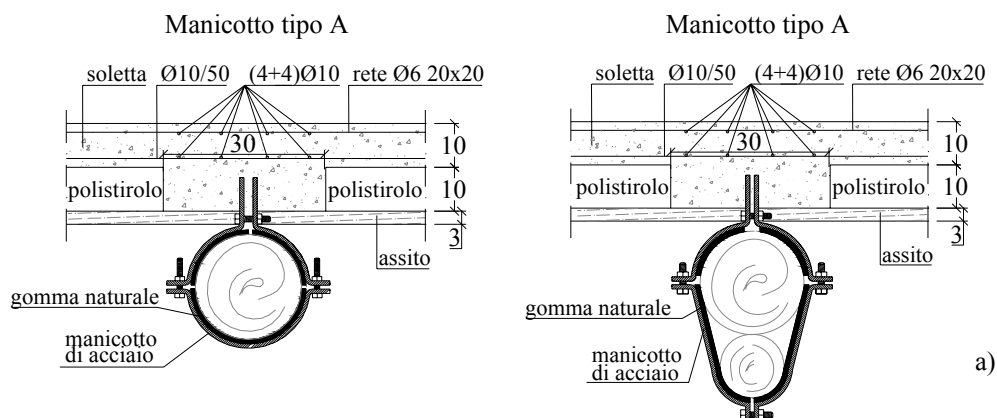


Fig. 4.3.24. Sistema di connessione legno-calcestruzzo: a) Sezioni trasversali; b) Carpenteria solaio; c) Sezione B-B. (continua)

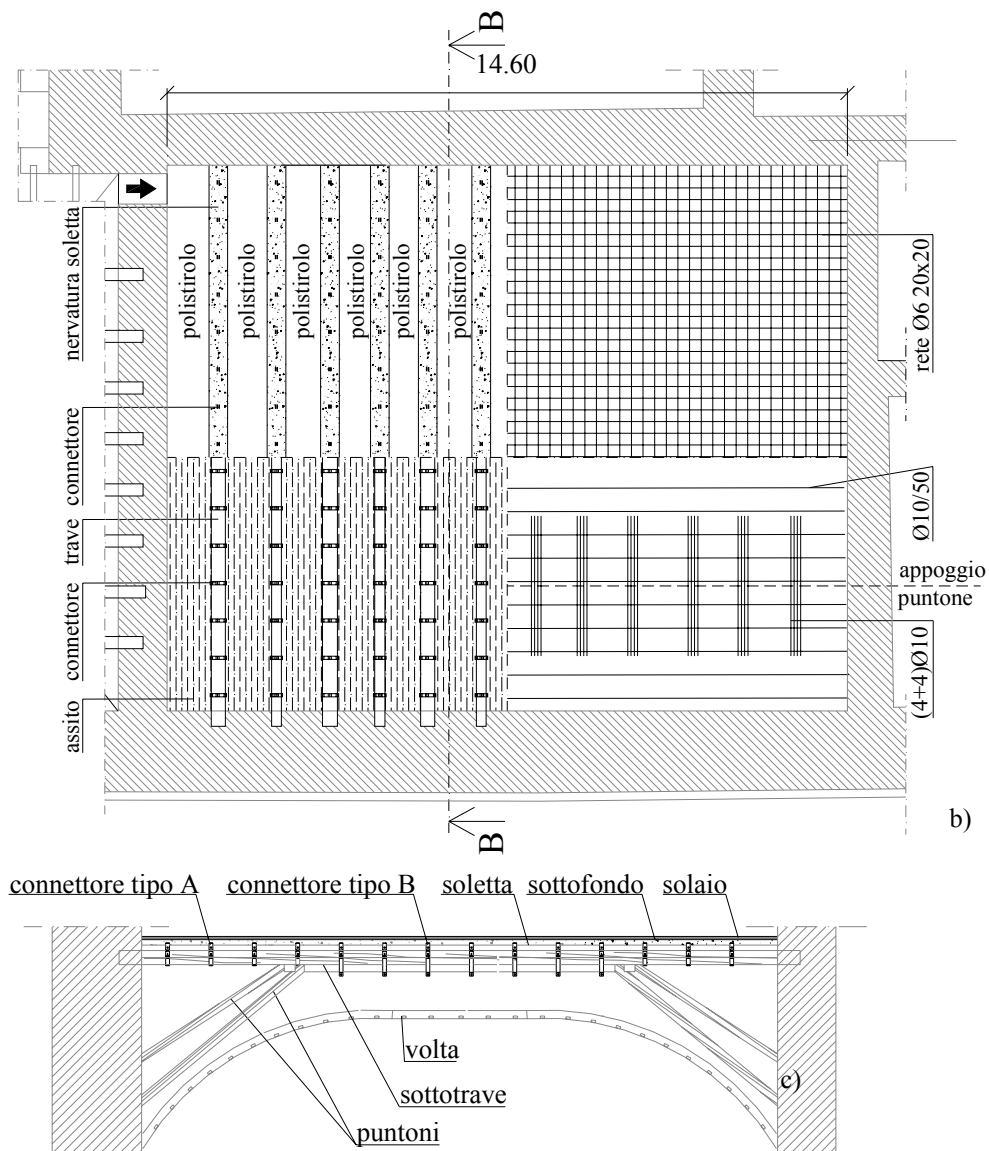


Fig. 4.3.24. Sistema di connessione legno-calcestruzzo: a) Sezioni trasversali; b) Carpenteria solaio; c) Sezione B-B.

#### 4.3.3.4 Analisi della struttura consolidata

Nella Figura 4.3.25 si riporta il modello della volta e della relativa struttura di sostegno, nella quale si evince anche la posizione dei tiranti dopo



l'intervento (cerchi di colore rosso). Tale scelta è stata fatta, tra le possibili soluzioni simmetriche, in funzione della posizione delle travi tipo A.

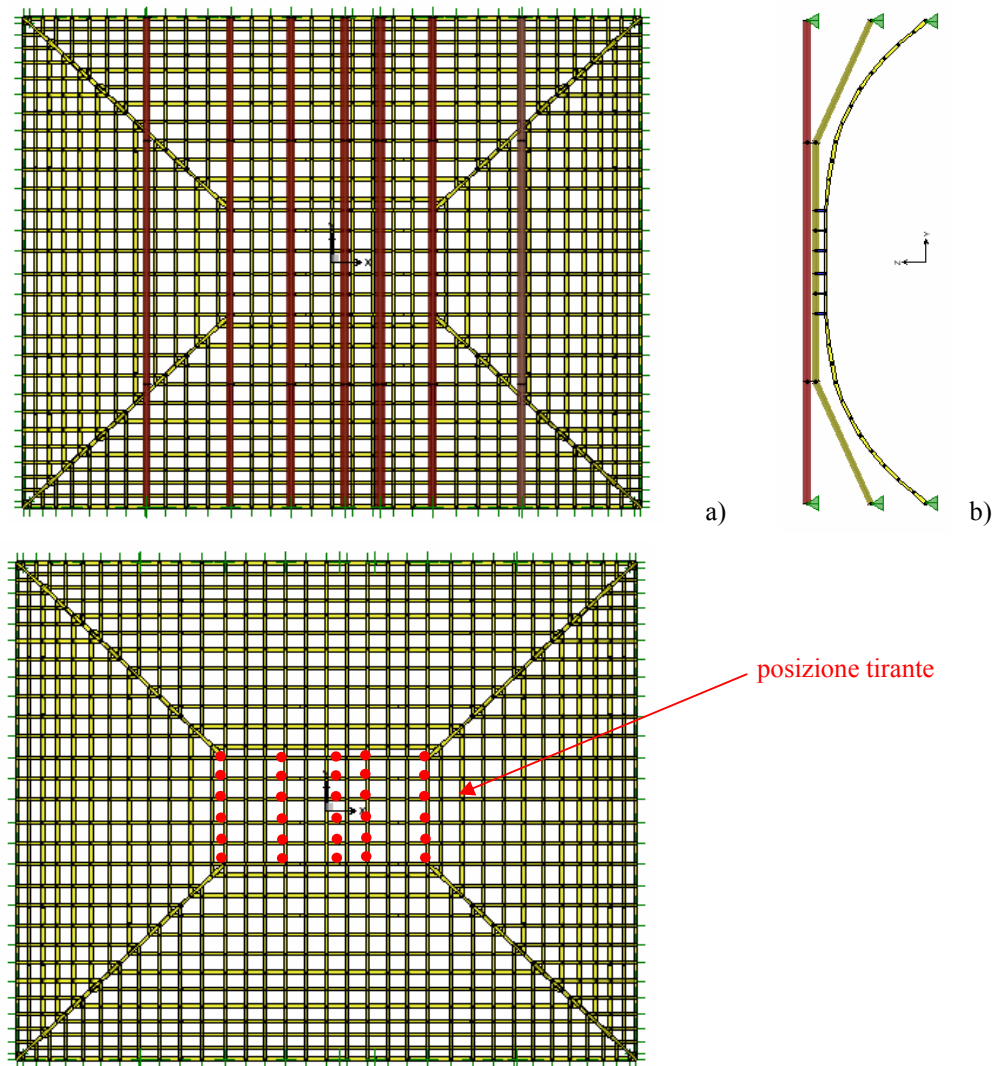


Fig. 4.3.25. Sistema volta-struttura di sostegno: a) Pianta; b) Sezione tipo YZ; c) Posizione in pianta dei tiranti.

Nel grafico di Figura 4.3.26 si riporta la conseguente configurazione deformata, confrontata con quelle relative alla stessa sezione prima. Si ricorda che gli spostamenti sono stati amplificati di 5 volte per una migliore rappresentazione.

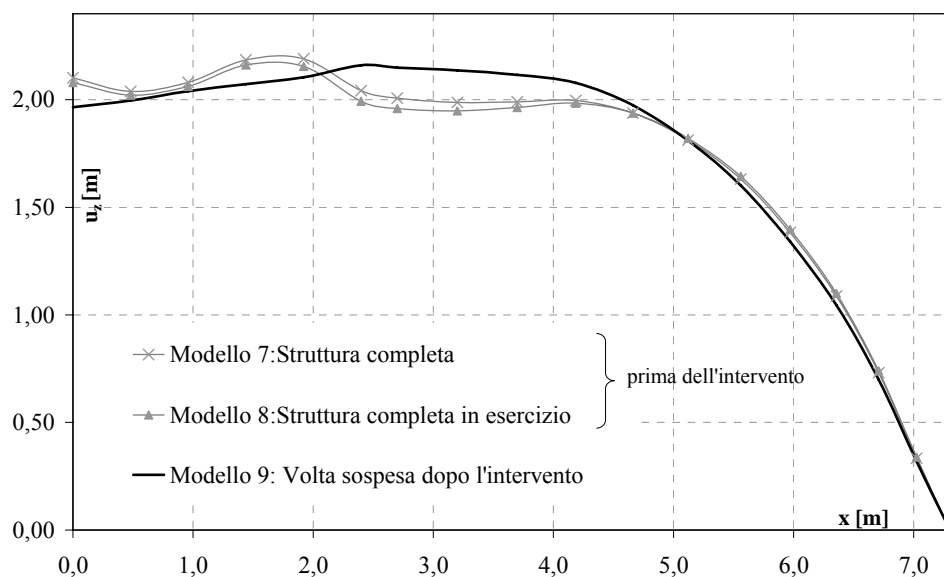


Fig. 4.3.26. Configurazioni deformate della volta prima e dopo l'intervento.

Dall'analisi dello stato di deformazione si può osservare che la distribuzione scelta dei tiranti determina una deformata più regolare e senza avvallamenti. Inoltre non essendoci alcun collegamento col solaio, non si avrà l'ulteriore incremento di deformazione dovuto ai sovraccarichi (confronto tra i modelli 7 e 8). Anche l'effetto del sisma è molto contenuto (incremento di freccia di circa 1cm), data la leggerezza della struttura.

#### 4.3.4. La Sala di Don Chisciotte (XXIV)

##### 4.3.4.1 Descrizione dei dissesti e del degrado

Le strutture della Sala XXIV non presentano problemi in termini di deformabilità, ma solo in termini di resistenza (vedi par. 3.7, Cap. 3). In particolare, per la volta sono rispettate sia le verifiche agli stati limite ultimi che agli stati limite di servizio, mentre per il solaio si evidenzia quanto segue.

- i travicelli hanno un coefficiente di sicurezza a taglio e pressoflessione inferiori all'unità sia nella sezione di mezzeria, sia nella sezione di appoggio del puntone;
- le travi hanno un coefficiente di sicurezza a taglio inferiore all'unità, in corrispondenza della sezione di attacco col puntone;
- la crisi della trave n. 4 (Fig. 4.3.27) comporta un incremento di carico sulle travi 3 e 5, le quali presentano nelle sezioni di appoggio ai

- puntoni, il superamento della resistenza ultima a taglio e pressoflessione;
- l'intervento di rinforzo realizzato con due travi composte acciaio-calcestruzzo, disposte ortogonalmente all'orditura principale e ad essa collegate, risulta inefficace, se non addirittura deleterio.

#### 4.3.4.2 *Obiettivi dell'intervento*

L'intervento di rafforzamento realizzato recentemente per il solaio, come detto, non risulta efficace ai fini della riduzione delle sollecitazioni, riduce solo lo stato di deformazione degli elementi del solaio. Pertanto il primo obiettivo del progetto di consolidamento è il ripristino della configurazione statica originaria della struttura. Dopo di che è necessario risanare la condizione di inefficienze della trave n. 4, sostituendola con una nuova trave che consente una migliore distribuzione delle azioni sulle travi rimanenti.

L'intervento dovrà inoltre garantire un alleggerimento dei sovraccarichi fissi, per ridurre lo stato di sollecitazione agente nei travetti.

#### 4.3.4.3 *L'intervento progettato*

Il progetto di consolidamento prevede le seguenti tipologie di intervento:

- Rimozione delle due travi composte acciaio-calcestruzzo;
- Messa in opera di una nuova trave in legno di castagno, stagionata, accostata alla trave 4 (trave 4a in Fig. 4.3.27a), lasciando quest'ultima nella sua posizione, come memoria delle vicende di carico cui la sala è stata soggetta; la sezione trasversale della nuova trave sarà  $40 \times 50 \text{ cm}^2$  (maggiore dell'esistente  $30 \times 40 \text{ cm}^2$ ). La nuova trave sarà irrigidita mediante il sistema di puntoni e sottotravi presenti anche per le altre travi. Gli elementi saranno di legno di castagno, con sezione circolare avente diametro 20cm (Fig. 4.3.27b);
- Realizzazione di una soletta non collaborante realizzata con calcestruzzo alleggerito (spessore 7 cm) (Fig. 4.3.27c); allo scopo di migliorare anche il comportamento sismico della struttura orizzontale, collegando le murature perimetrali mediante il solaio, la soletta è stata ancorata alla muratura mediante barre  $\Phi 10$  ad interasse 50cm;
- Ripristino della funzionalità delle connessioni.

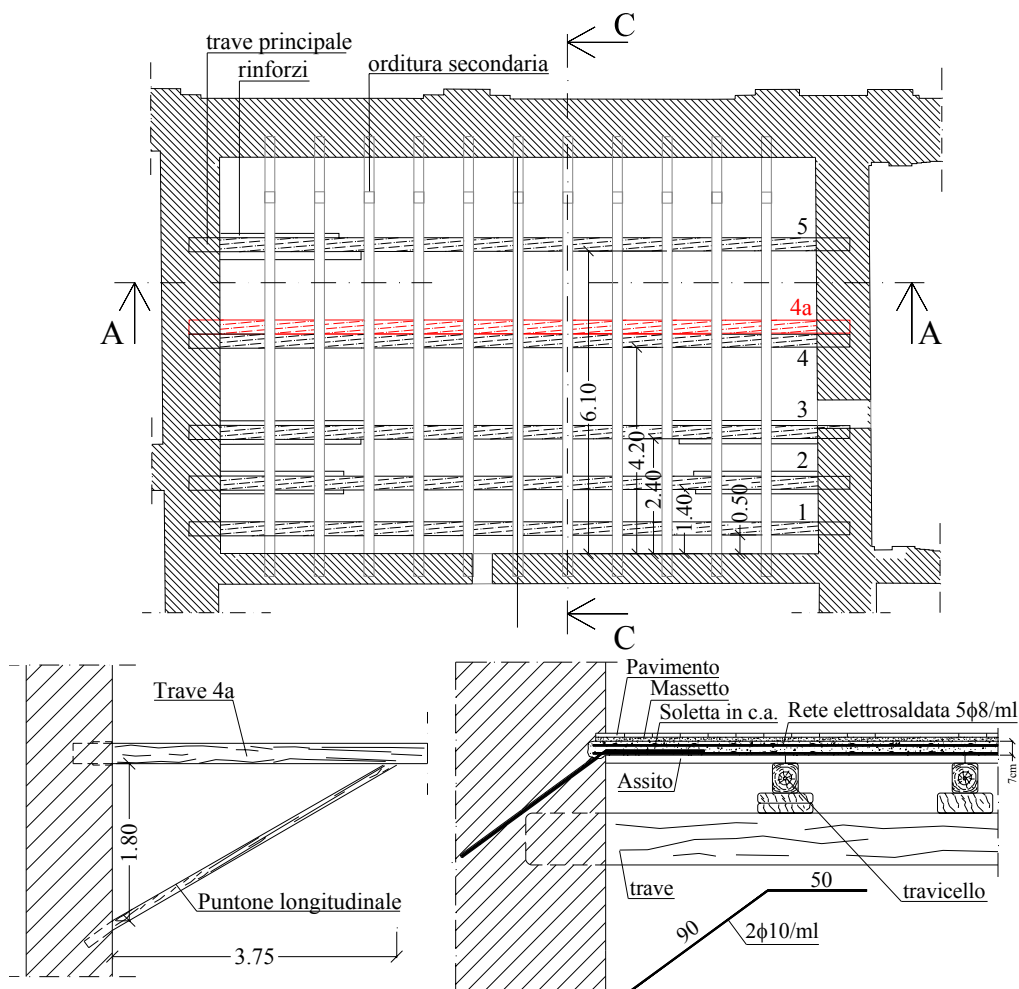


Fig. 4.3.27. Consolidamento solaio: a) Carpenteria del solaio dopo l'intervento; b) Irrigidimento trave 4a; c) Sezione solaio.

#### 4.3.4.4 Analisi della struttura consolidata

Il comportamento del solaio così modificato è stato studiato sempre con l'ausilio della modellazione FEM, come per tutte le strutture precedenti, fornendo lo stato deformativo e tensionale negli elementi strutturali dopo l'intervento. Dal confronto tra le sollecitazioni agenti nella trave n. 3 prima e dopo l'intervento, riportare in Figura 4.3.28, se ne evidenzia l'efficacia, rilevando una riduzione delle sollecitazioni del 50% circa, essendosi ridotti i carichi agenti della stessa percentuale. E' evidente quindi, dal confronto tra i

diagrammi in figura, l'opportunità di eliminare le due travi composte acciaio-calcestruzzo, ripristinando lo schema statico originario del solaio.

Nella Figura 4.3.29 si riportano invece le configurazioni deformate del solaio per effetto dei carichi fissi, accidentali e del sisma dopo l'intervento, confrontate a quelle relative allo stato attuale.

Dall'osservazione del grafico si evince che la struttura consolidata, Modello 7, presenta una deformata di partenza dovuta ai carichi fissi che approssima quella attuale, a causa della deformazione permanente dovuta alla viscosità. L'incremento di freccia dovuta ai sovraccarichi è leggermente inferiore (il confronto tra i modelli S7 ed S8 fornisce 4mm) a quello che si aveva prima del consolidamento (il confronto tra i modelli S4 ed S5 fornisce 6mm), pertanto la struttura consolidata risulta meno deformabile, anche se in ogni caso le deformazioni sono trascurabili.

L'effetto del sisma sulla nuova struttura invece risulta ridotto di circa il 50% essendo i carichi verticali agenti ridotti della stessa percentuale rispetto a quelli esistenti.

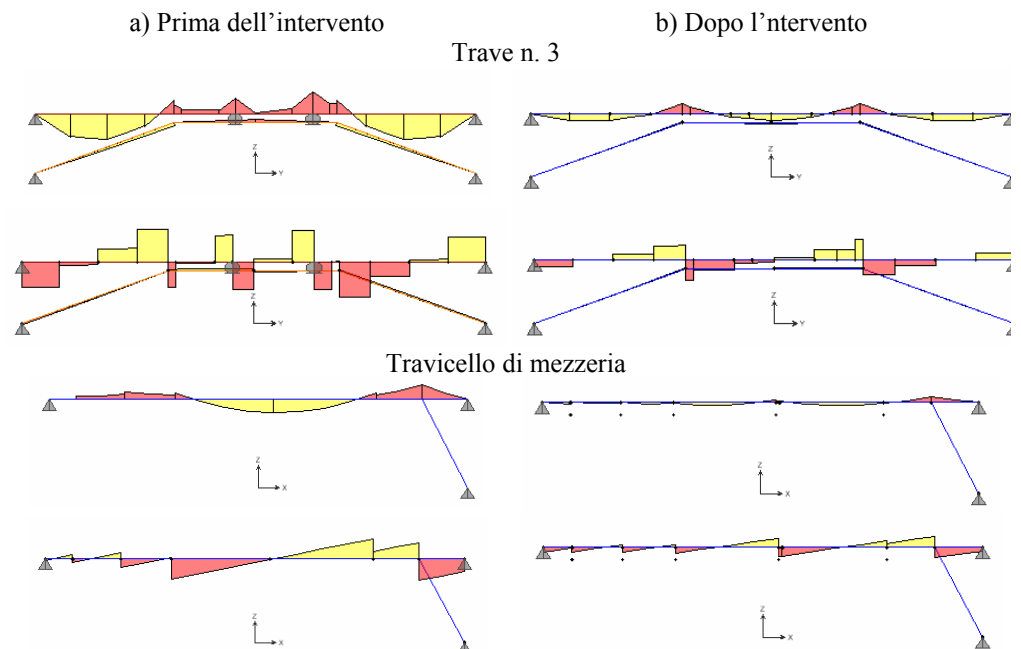


Fig. 4.3.28. Diagramma del momento e del taglio nella trave n. 3 e nel travicello di mezzeria: a) Prima dell'intervento; b) Dopo l'intervento.

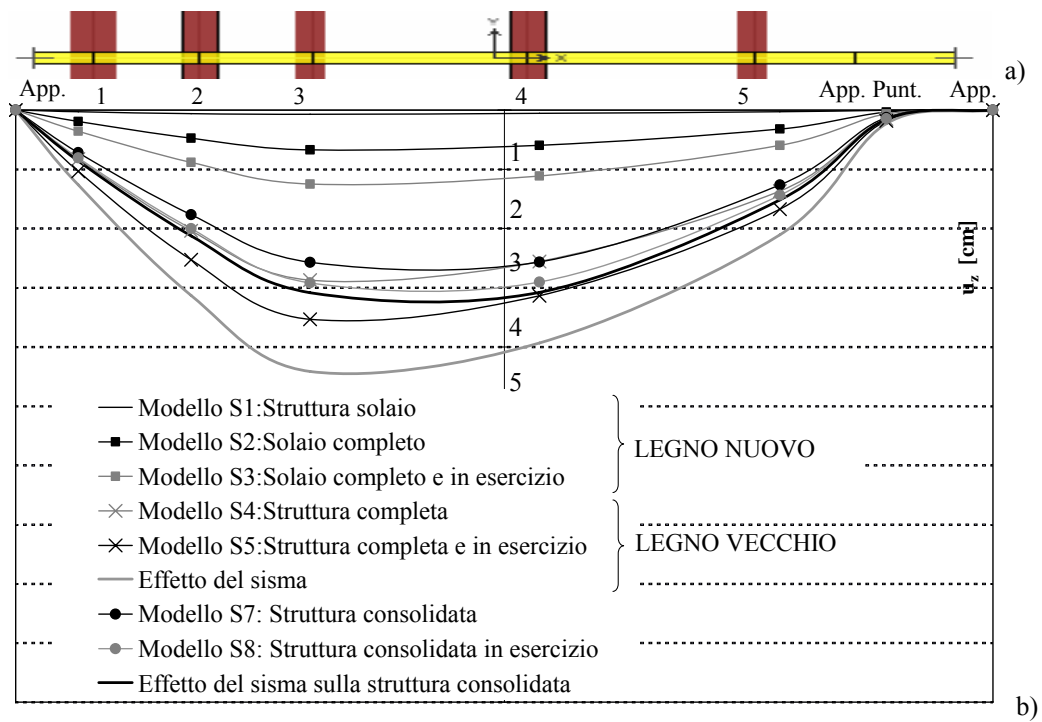


Fig. 4.3.29. Stato di deformazione del solaio: a) Sezioni di riferimento; b) Spostamenti ( $u_z$ ).

## *Capitolo V*

# Studio numerico-sperimentale di un sistema di connessione innovativo per solai composti legno-acciaio-calcestruzzo

### **5.1. GENERALITÀ**

Per il recupero della Sala Diplomatica (II) e della Sala del Trono (VI) (vedi capitolo 4) è stato progettato un sistema composto legno-acciaio-calcestruzzo, che utilizza una particolare tipologia di connettore, appositamente concepita, che evita la foratura delle travi antiche. Il presente capitolo espone gli studi numerico-sperimentali condotti, sempre nell'ambito del progetto di ricerca internazionale PROHITECH, per lo studio del suddetto sistema.

La prima parte del capitolo descrive lo studio numerico avente come scopo la valutazione delle performance del connettore applicato sia a sezioni di trave circolare che rettangolare, mediante la modellazione numerica agli elementi finiti. Preliminarmente, è stata eseguita la calibrazione del modello meccanico dei materiali impiegati, mediante la simulazione di prove di laboratorio. Nella fase successiva dello studio sono stati implementati modelli FEM dei sistemi, utilizzando il codice di calcolo non lineare ABAQUS (Hibbit et al., 2004). Per ciascuna tipologia di sezione sono stati studiati differenti configurazioni dei sistemi di connessione, ottenuti variando i principali parametri che condizionano il loro comportamento. Successivamente, sono state eseguite le simulazioni numeriche di prove push-out, su tutti i dispositivi, fino a collasso.

I risultati delle simulazioni hanno consentito una valutazione preliminare delle prestazioni del sistema proposto, ed hanno fornito indicazioni per l'esecuzione delle prove sperimentali, descritte nella seconda parte del capitolo. La campagna sperimentale svolta è stata articolata in due parti: la parte avente per oggetto lo studio del sistema di connessione applicato a travi squadrate di legno nuovo, è stata svolta presso il DECIVIL di Lisbona; la parte che studia il sistema applicato a travi a sezione naturale di legno antico, è stata svolta presso il, condotto presso il futuro DIST (Dipartimento di Ingegneria Strutturale) di Napoli. In entrambi i casi, prima delle prove push-out vere e proprie, sono stati eseguiti test preliminari, per la calibrazione dell'apparecchiatura di prova nel caso di legno nuovo, e per l'identificazione strutturale del materiale nel caso di legno vecchio. Le prove push-out eseguite hanno riguardato differenti tipologie di manicotto, sia per la sezione circolare che per quella rettangolare, sono state condotte fino al collasso.

Alla fine di questo studio sarà possibile indicare, per le due tipologie di sezione, la configurazione più adeguata per la realizzazione di solai composti legno-acciaio-calcestruzzo.

## 5.2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Il sistema di connessione proposto ha lo scopo di permettere la realizzazione di solette composte legno-acciaio-calcestruzzo senza forare le travi antiche (Fig. 5.2.1a,b). Esso consiste in un manicotto di acciaio, costituito da due parti tra loro bullonate e che terminano con due alette. Le alette superiori svolgono la funzione di connettore, mentre all'interfaccia acciaio-legno si dispone uno strato di gomma naturale che permette l'adattamento del manicotto alla superficie irregolare della trave lignea.

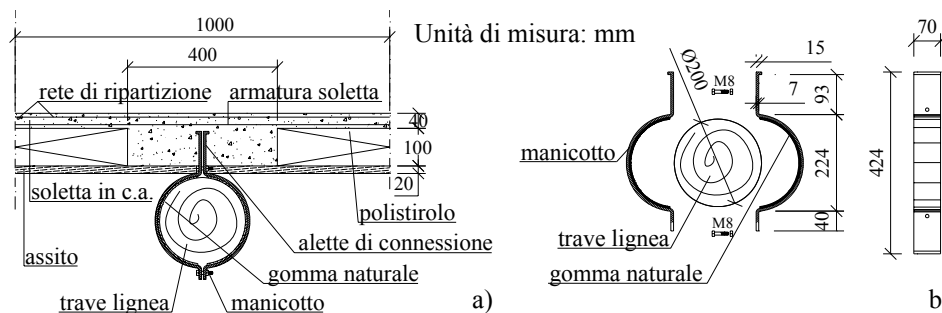


Fig. 5.2.1. Soletta composta legno-acciaio-calcestruzzo: a) Sezione trasversale; b) Particolare connettore.



Per l'analisi sperimentale dei connettori legno-calcestruzzo (Mungwa et al., 1999; Steinberg et al., 2003), in genere, il sistema utilizzato è quello della trave collegata a due solette di cemento armato mediante il sistema di connessione proposto (Fig. 5.2.2a). Nel caso in esame si considerano due tipologie di sezione: la sezione rettangolare e la sezione circolare per le quali sono state condotte le simulazioni numeriche di tipo push-out (Fig. 5.2.2b,c)

Le travi di legno sono di castagno di classe S (UNI 11035, 2003), che è caratterizzato da resistenze flessionali ( $f_{m,k}$ ) e a compressione ( $f_{c,0,k}$ ) rispettivamente pari a 28 MPa e 22 MPa.

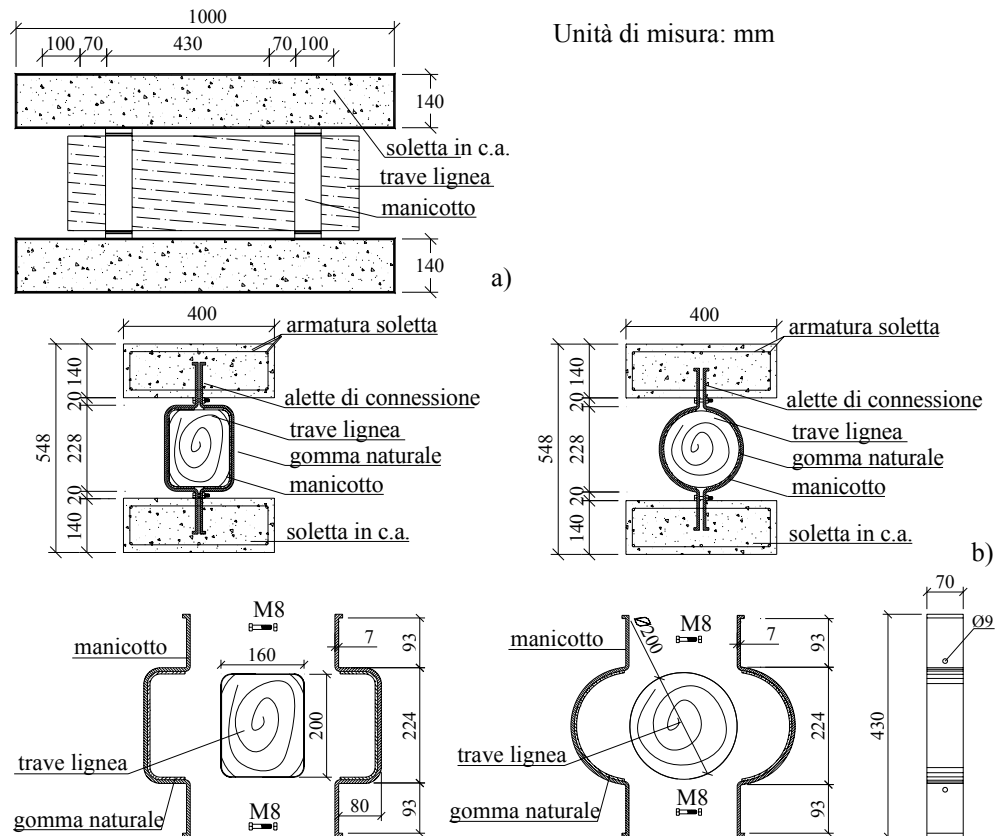


Figure 5.2.2. Caratteristiche del provino: a) Vista laterale; b) Sezioni trasversali; c) Esploso manicotti.

Le solette in c.a. hanno dimensioni 100×40×14cm; il calcestruzzo è di classe C25/30 ed è rinforzato da una doppia armatura di ripartizione realizzata con  $\phi 6/20 \times 20$  cm.

I manicotti di acciaio sono composti da due parti che vengono bullonate l'una all'altra in corrispondenza delle alette superiori ed inferiori. In particolare, l'aletta superiore lavora come connettore tra la trave in legno e la soletta di calcestruzzo (Figura 5.2.1c). Essi, realizzati con acciaio galvanizzato di tipo S275, hanno spessore di 7 mm e sono distanziati l'uno dall'altro di 500 mm. I bulloni, di classe 5.6, hanno diametro di 8 mm e lunghezza di 40 mm.

Uno strato di gomma spesso 6 mm è interposto tra la trave lignea e il manicotto di acciaio, a cui è vulcanizzato per garantire il completo contatto con la trave stessa ed il trasferimento delle forze di scorrimento. Il tipo di gomma impiegata è la SISMI 60, che è caratterizzata dalle seguenti proprietà: Durezza (IRDH) 60; modulo di Young ( $E_0$ ) = 4.45MPa e modulo di taglio ( $G$ ) = 1.06MPa. L'attrito all'interfaccia trave-manicotto è garantita dal serraggio dei bulloni.

### 5.3. PROGETTO DEL SISTEMA DI CONNESSIONE

Il progetto del sistema di connessione proposto è stato eseguito imponendo l'equivalenza con il tradizionale sistema di connessione a piolo in termini di resistenza e rigidezza.

In particolare, per il progetto dei connettori, è stato fatto riferimento al solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo da impiegare per il restauro strutturale di solai lignei antichi (Mazzolani et al., 2004; Mazzolani et al., 2005; Marzo et al., 2005). I valori della forza tagliante da trasferire ( $F_0$ ) e della rigidezza richiesta ( $K_S$ ) sono rispettivamente uguali a 24 kN e 55 N/mm<sup>2</sup>.

La rigidezza del connettore a piolo è stata calcolata secondo la seguente formulazione (Gelfi et al., 1998), ottenuta sulla base dei risultati di prove sperimentali:

$$K_S = 12\alpha_c^3 \alpha_w^3 E_s J_S / Z \quad (5.1)$$

$$\text{con } \alpha_c = (k_c / E_s J_S)^{1/4}$$

$$\alpha_w = (k_w / E_s J_S)^{1/4}$$

$$Z = 3 \cdot (\alpha_c^2 + \alpha_w^2)(\alpha_c + \alpha_w) + 3 \cdot t \alpha_c \alpha_w (\alpha_c + \alpha_w)^2 + t^2 \alpha_c^2 \alpha_w^2 (\alpha_c + \alpha_w) + t^3 \alpha_c^3 \alpha_w^3$$

dove:

- $k_c$  è la rigidezza del calcestruzzo;
- $k_w$  è la rigidezza del legno;
- $J_S$  è il momento di inerzia del connettore;
- $E_s$  è il modulo di Young del connettore;
- $t$  è la distanza tra la soletta di calcestruzzo e la trave.

Risultano necessari dieci connettori a piolo di classe S275 aventi 10 mm di diametro.

La condizione di equivalenza tra il sistema di connessione tradizionale e quello innovativo in termini di rigidità può essere impostata impiegando la stessa formula (5.1) per valutare la rigidità del nuovo connettore ( $K_N$ ), sostituendo le proprietà meccaniche del legno con quelle della gomma. In tal modo si ottiene la seguente espressione:

$$K_N = 12\alpha_c^3 \alpha_r^3 E_s J_N / Z \quad (5.2)$$

con  $\alpha_r = (k_r / E_s J_S)^{1/4}$

dove  $k_r$  è la rigidità della gomma, ottenuta considerando la deformabilità a taglio della gomma stessa.

L'equivalenza in termini di rigidità è quindi fornita dall'aletta di dimensioni 2x7x40mm, corrispondente alla rigidità  $K_N = 56 \text{ kN/mm}^2$ .

D'altro canto, l'equivalenza in termini di sollecitazione tagliante è fornita dall'aletta di dimensioni 2x7x60mm.

È importante sottolineare che l'equivalenza fra i sistemi di connessione è stata impostata assumendo la perfetta aderenza all'interfaccia gomma-legno. La forza di serraggio dei bulloni, che assicura l'attrito di cui si ha bisogno per la resistenza allo scorrimento, deve essere uguale a  $N_{s,tot} = 48 \text{ kN}$ . La resistenza flessionale richiesta delle alette per effetto del serraggio del bullone può essere ottenuta incrementandone la larghezza da 60 a 70 mm o lo spessore da 7 a 8 mm. Tra le due soluzioni, la prima sembra la più conveniente, perché richiede minori costi di lavorazione.

#### 5.4. ANALISI NUMERICA

Nel presente paragrafo è stata eseguita una raffinata modellazione agli elementi finiti del sistema di connessione proposto mediante il programma di analisi non lineare ABAQUS (Hibbitt et al., 2004), considerando sia travi lignee a sezione circolare che quelle a sezione rettangolare.

In una fase di studio preliminare è stata condotta la calibrazione dei materiali costituenti le parti del modello sulla base dei risultati di prove di laboratorio. In particolare sono state simulate sia prove a flessione su travi di legno, per valutarne il modulo elastico e quello di taglio, sia prove di compressione e taglio su elementi di gomma.

Successivamente sono state eseguite analisi numeriche di tipo push-out sul sistema oggetto di studio. In tale contesto, le solette in calcestruzzo non sono state modellate per ridurre gli oneri computazionali, visto soprattutto che

l'obiettivo dello studio risulta quello di analizzare il comportamento del sistema di connessione, focalizzando l'attenzione sulle interazioni trave-manicotto. Pertanto l'effetto esercitato dalle solette sui manicotti è stato simulato considerando le alette vincolate da incastri.

Infine è stata condotta un'analisi parametrica sul sistema di connessione, analizzando diverse configurazioni di manicotti, variandone il numero, la larghezza e lo spessore, e considerando differenti forze di serraggio applicate ai bulloni.

### 5.4.1. Calibrazione del modello dei materiali

#### 5.4.1.1. Legno

La caratterizzazione del legno di castagno, che è un materiale ortotropo, richiede la definizione di un'appropriata matrice di rigidità composta da nove termini ( $D_{ijkl}$ ) dipendenti dalle proprietà del materiale, come il modulo elastico, il modulo di taglio ed il modulo di Poisson. Tali parametri devono essere riferiti ai tre assi principali dell'elemento (Figura 5.4.1).

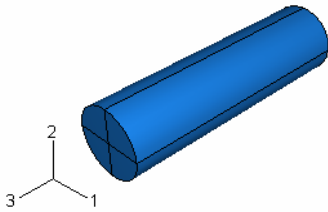


Figura 5.4.1. Assi principali dell'elemento trave.

I termini di rigidità sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}
 D_{1111} &= E_1(1 - \nu_{23}\nu_{32})Y \\
 D_{2222} &= E_2(1 - \nu_{13}\nu_{31})Y \\
 D_{3333} &= E_3(1 - \nu_{12}\nu_{21})Y \\
 D_{1122} &= E_1(\nu_{21} + \nu_{31}\nu_{23})Y = E_2(\nu_{12} + \nu_{32}\nu_{13})Y \\
 D_{1133} &= E_1(\nu_{31} + \nu_{21}\nu_{32})Y = E_3(\nu_{13} + \nu_{12}\nu_{23})Y \\
 D_{2233} &= E_2(\nu_{32} + \nu_{12}\nu_{31})Y = E_3(\nu_{23} + \nu_{21}\nu_{13})Y \\
 D_{1212} &= G_{12} \\
 D_{1313} &= G_{13} \\
 D_{2323} &= G_{23}
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

$$\text{con } Y = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21} - \nu_{23}\nu_{32} - \nu_{31}\nu_{13} - 2\nu_{21}\nu_{32}\nu_{13}}$$

dove  $E_i$ ,  $G_{ij}$  ed  $\nu_{ij}$  ( $i, j = 1,2,3$ ) sono rispettivamente i moduli elastici, di taglio e di Poisson relativi agli assi principali dell'elemento.

La calibrazione del modello del materiale, che richiede la definizione dei coefficienti sopra citati, è avvenuta simulando i risultati di prove sperimentali a flessione su travi di castagno. Tali prove, condotte in accordo alle indicazioni della norma UNI EN 408 (Mazzolani et al., 2004; Ramundo, 2004), prevedevano l'applicazione di un'unica forza agente in mezzera o di due forze ad 1/3 e 2/3 della lunghezza della trave, che presentava sezione circolare con diametro nominale di 176.8 mm (Ramundo, 2004). Lo schema statico dell'apparato di prova impiegato è riportato in Figura 5.4.2.

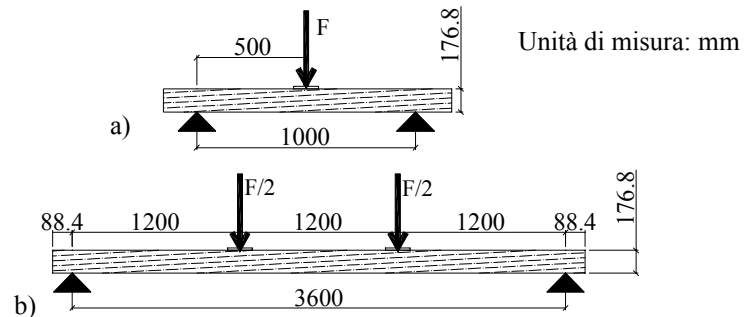


Fig. 5.4.2. Prove sperimentali a flessione per la caratterizzazione del materiale legno: a) Schema statico a tre punti; b) Schema statico e quattro punti.

La trave è stata modellata mediante la discretizzazione di elementi solidi, le cui proprietà meccaniche sono riportate in Tabella 5.4.1

Tabella 5.4.1. Proprietà meccaniche del legno impiegato.

	$E_1$	$E_2 = E_3$	$\nu_{12,13}$	$\nu_{23,32}$	$G_{12} = G_{13}$	$G_{23}$
	N/mm <sup>2</sup>				N/mm <sup>2</sup>	
Chestnut	14800	800	0.45	0.33	970	301

Ciascuna trave testata è stata vincolata mediante una cerniera sferica ad un'estremità ed un carrello dall'altra. Inoltre, in accordo alle indicazioni della norma UNI EN 408, è stato imposto un vincolo monodirezionale per impedire gli spostamenti della trave fuori piano. La mesh impiegata è stata definita sulla base di precedenti studi di sensibilità.

Infine sono state condotte prove monotone fino al collasso delle travi, verificatosi all'attingimento di un carico massimo di 30 kN e 50 kN rispettivamente nella prova a flessione a tre e a quattro punti.

Il confronto sperimentale-numerico, riportato in Figura 5.4.3 in termini di forza-spostamento verticale dei punti monitorati, fornisce un ottimo accordo di

risultati. I coefficienti di rigidezza  $D_{ijkl}$  ottenuti sono indicati in Tabella 5.4.2.

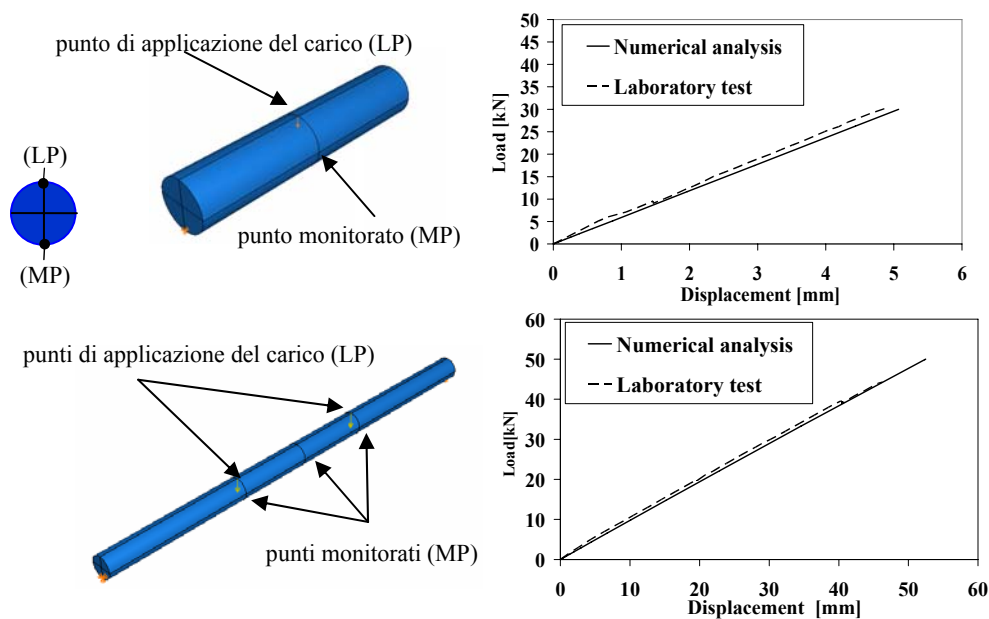


Fig. 5.4.3. Confronto numerico-sperimentale delle prove a flessione: a) Prova a tre punti; b) Prova a quattro punti.

Tabella 5.4.2. I coefficienti di rigidezza  $D_{ijkl}$  [N/mm<sup>2</sup>] per il legno impiegato.

$D_{1111}$	$D_{1122}$	$D_{2222}$	$D_{1133}$	$D_{2233}$	$D_{3333}$	$D_{1212}$	$D_{1313}$	$D_{2323}$
15421.46	690.51	922.83	690.51	321.33	922.83	970	970	300.75

#### 5.4.1.2. Gomma

Il comportamento meccanico della gomma è caratterizzato da tre aspetti principali:

- risposta elastica non lineare;
- grandi spostamenti e deformazioni;
- totale (o quasi) incompressibilità volumetrica.

Pertanto la curva tensioni-deformazioni della gomma per deformazioni dell'ordine del 100% è di tipo lineare ed è identificata dal modulo di Young ( $E_0$ ), che varia tra 0.90÷9.40 MN/m<sup>2</sup>, e dal corrispondente modulo di taglio (G), uguale a  $1/3 \div 1/4 E_0$ . La ridotta variazione di volume della gomma è caratterizzata dal modulo di elasticità cubico ( $E_\infty$ ), che assume valori tra 1000 e 2000 MN/m<sup>2</sup>. La resistenza a trazione del materiale, se riferita alla sua sezione trasversale iniziale, varia fra 14 e 28 MN/m<sup>2</sup>, ma cresce fino a 200 MN/m<sup>2</sup>, quando si considera la sezione reale corrispondente al collasso del

sistema.

Un'altra proprietà importante del materiale è la durezza, che è misurata dalla deformazione elastica reversibile prodotta dalla penetrazione di un attrezzo di forma standard sotto un carico prestabilito. Essa è strettamente relazionata al modulo di elasticità e a quello di taglio, mentre non risulta sensibilmente condizionata dal modulo di elasticità cubico.

Una panoramica sulle principali caratteristiche meccaniche e fisiche dei tipi di gomma solitamente impiegati nel settore civile è riportata in Tabella 5.4.3. Alcune tipiche curve  $\sigma$ - $\varepsilon$  di gomme caratterizzate da differente grado di durezza sono rappresentate in Figura 5.4.4.

Tabella 5.4.3. Proprietà meccaniche di gomme caratterizzate da differente grado di durezza.

Durezza IRHD $\pm$ 2	Modulo Young $E_0$ [MNm $^{-2}$ ] [MN/m $^2$ ]	Modulo a taglio G [MNm $^{-2}$ ] [MN/m $^2$ ]	Modulo di elasticità cubico $E_\infty$ [MNm $^{-2}$ ] [MN/m $^2$ ]
30	0,92	0,30	1000
35	1,18	0,37	1000
40	1,50	0,45	1000
45	1,80	0,54	1000
50	2,20	0,64	1030
55	3,25	0,81	1090
60	4,45	1,06	1150
65	5,85	1,37	1210
70	7,35	1,73	1270
75	9,40	2,22	1330

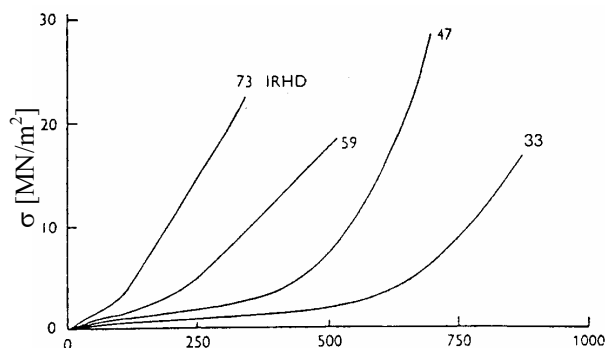


Fig. 5.4.4. Curve tensione-deformazione di gomme con differente durezza (Forni et al., 1993).

In tale figura si nota che l'incremento della resistenza della gomma, che avviene per grandi deformazioni, è causato principalmente alla

crystallizzazione del materiale sotto carico, che comincia per bassi valori di deformazioni e si amplifica esponenzialmente per elevati valori delle stesse.

Il comportamento iperelastico dei materiali può essere caratterizzato attraverso la funzione densità di energia di deformazione  $[U(\varepsilon)]$ , che definisce l'energia di deformazione accumulata per unità di volume in funzione della deformazione istantanea del materiale. A causa del numero limitato di prove sperimentali disponibili, il modello iperelastico più appropriato risulta essere il potenziale polinomiale ridotto, che può essere implementato in ABAQUS per modellare materiali elastomerici isotropi ed incompressibili. Esso è rappresentato dalla seguente funzione:

$$U = \sum_{i=1}^N C_{i0} (\bar{I}_1 - 3)^i + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J^{el} - 1)^{2i} \quad (5.4)$$

dove:

- N è l'ordine polinomiale;
- $J = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3$  è la variazione di volume rispetto al volume relativo alla configurazione iniziale;
- $J^{el}$  è il rapporto di volume elastico, che mette in relazione il rapporto di volume totale J con il rapporto di volume termico  $J^{th}$ ;
- $\bar{I}_1 = \lambda_1^2 + \lambda_2^2 + \lambda_3^2$  è il primo invariante deviatorico di deformazione;
- $\lambda_i$  sono le deformazioni lungo le tre direzioni principali;
- $C_{ij}$  (i, j=0,1,2) sono i coefficienti relativi al comportamento iperelastico
- $D_i$  (i=1,2) sono i coefficienti relativi all'incompressibilità del materiale.

Per materiali incompressibili è  $D_i = 0$  e  $J = 1$ . Considerando inoltre una risposta indipendente dalla temperatura, risulta  $J^{th} = 1$  e quindi  $J^{el} = 1$ ; di conseguenza il secondo termine dell'eq. (5.4) diventa indeterminato.

La caratterizzazione del modello iperelastico in ABAQUS consiste nella determinazione delle costanti  $C_{ij}$  e  $D_i$  mediante procedure numeriche automatiche basate sui risultati di prove sperimentali a trazione, a taglio e a compressione (mono- e tri-assiale). Nel caso esaminato, il materiale è stato considerato incompressibile ( $D_i=0$ ).

Inoltre, per la caratterizzazione numerica completa del materiale gomma sono stati impiegati i risultati di due prove, a compressione e a taglio (Forni et al., 1993), condotte sulla gomma SISMI60. Tali dati sperimentali, introdotti nel modello di ABAQUS sotto forma di curva tensioni-deformazioni, hanno fornito la curva numerica illustrata in Figura 5.4.5, da cui sono stati dedotti i coefficienti riportati in Tabella 5.4.4.



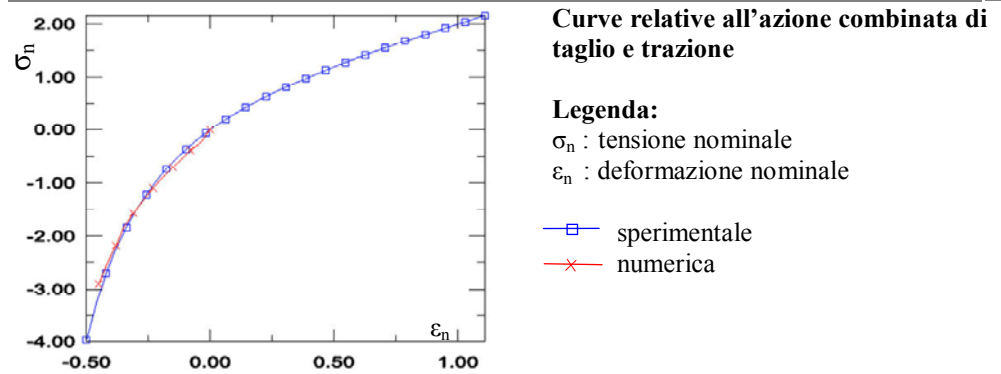


Fig. 5.4.5. Curva sperimentale e numerica della gomma SISMI 60.

Tabella 5.4.4. Coefficienti iperelastici per la gomma SISMI 60.

$C_{10}$	$C_{20}$
0.56137	0.00229

### 5.4.2. Il modello FEM del sistema di connessione

Il modello FEM del sistema di connessione di acciaio con la trave lignea è composto dall'assemblaggio delle seguenti parti:

- trave in legno a sezione circolare o rettangolare, avente lunghezza di 500 mm (Figura 5.4.6a);
- manicotti di acciaio di forma circolare o rettangolare (Figura 5.4.6b);
- strati di gomma di forma circolare o rettangolare (Figura 5.4.6c).

Le caratteristiche geometriche di ciascuna parte sono mostrate in Tabella 5.4.5, mentre una vista globale del modello assemblato è riportata in Figura 5.4.6d sia per la trave a sezione circolare che per quella a sezione rettangolare.

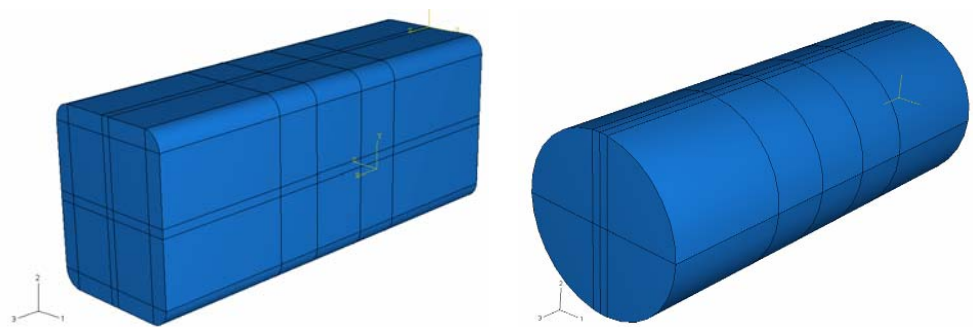


Fig. 5.4.6. Il modello FEM: a) Travi lignee; b) Manicotti di acciaio; c) Strisce di gomma; d) vista 3D dei modelli assemblati.

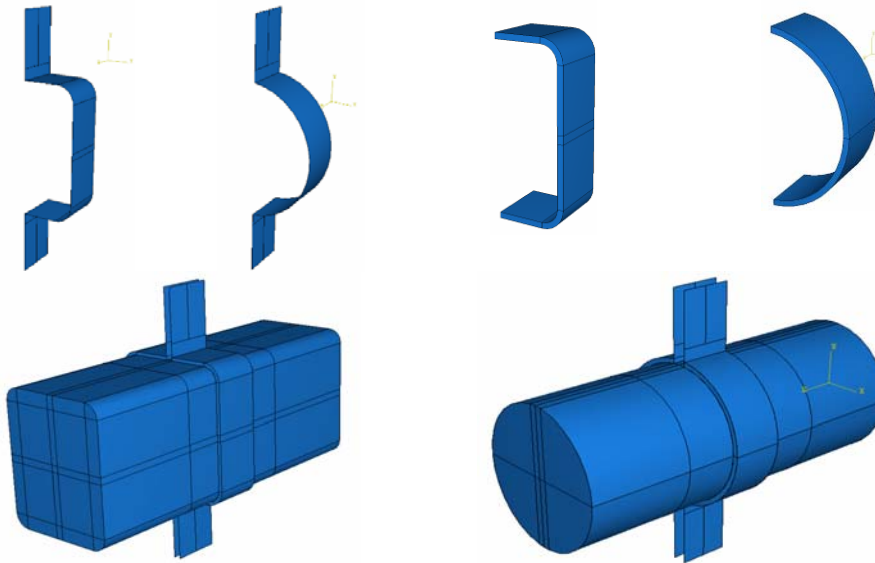


Fig. 5.4.6. Il modello FEM: a) Travi lignee; b) Manicotti di acciaio; c) Strisce di gomma; d) vista 3D dei modelli assemblati. (continua)

Tabella 5.4.5. Dimensioni geometriche [mm] delle parti costituenti il modello numerico.

Tipologia sezione trasversale	Trave di legno	Strato di gomma		Manicotto di acciaio	
	Dimensioni	Spessore	Larghezza	Spessore	Larghezza
Rettangolare (R)	160x200	6	70	7	70
Circolare (C)	Φ200	6	70	7	70

Le travi lignee e gli strati di gomma sono stati modellati rispettivamente con elementi esaedrici solidi ad otto nodi ed integrazione ridotta (tipo C3D8R) ed elementi ibridi tridimensionali (tipo C3D8HR). I manicotti di acciaio sono stati invece modellati mediante elementi shell a quattro nodi ed integrazione ridotta (tipo S4R) per ridurre i tempi di elaborazione.

Per quanto concerne i materiali impiegati, gomma e legno sono stati modellati in accordo alle caratteristiche meccaniche definite nel precedente paragrafo, mentre un acciaio tipo S275 con legame elastico perfettamente plastico è stato adoperato per caratterizzare i manicotti.

Nel modello numerico sono state impostate differenti condizioni di contatto tra gli elementi per modellare le seguenti interazioni:

1. *Manicotti acciaio – strati gomma*: è stato impiegato un constraint tipo TIE,

appartenente alla libreria di comandi di ABAQUS; per simulare gli effetti del processo di vulcanizzazione, che unisce solidamente le due parti fra loro, consentendo gli stessi spostamenti dei punti a contatto.

2. *Trave legno – strati gomma*: è stata impiegata l'interazione "surface-to-surface", caratterizzata sia da uno scorrimento tangenziale tra le parti, con un coefficiente di attrito pari a 0.50 (adottato in base alle indicazioni del programma), che da un contatto normale di tipo "hard" (Hibbitt et al.,2004).
3. *Alette dei manicotti di acciaio*: è stata considerato anche il possibile contatto fra le alette di due manicotti adiacenti dovuto agli effetti dello sforzo di serraggio nei bulloni mediante un'interazione tipo "surface-to-surface" con coefficiente di attrito pari a 0.30.

Il carico agente sul sistema è stato applicato in due step differenti:

1. forze di precarico dovute al serraggio dei bulloni;
2. condizione di carico push-out, impostata applicando ad una delle superfici di base della trave una pressione crescente.

Le condizioni di vincolo sono state definite in accordo agli step di carico. Infatti, nello step 1, la trave è stata incastrata, mentre nello step 2 sono stati bloccati tutti i gradi di libertà delle alette dei manicotti per simulare la presenza delle solette di calcestruzzo. Le condizioni di carico e di vincolo impostate negli step sopra menzionati sono rappresentate graficamente in Figura 5.4.7.

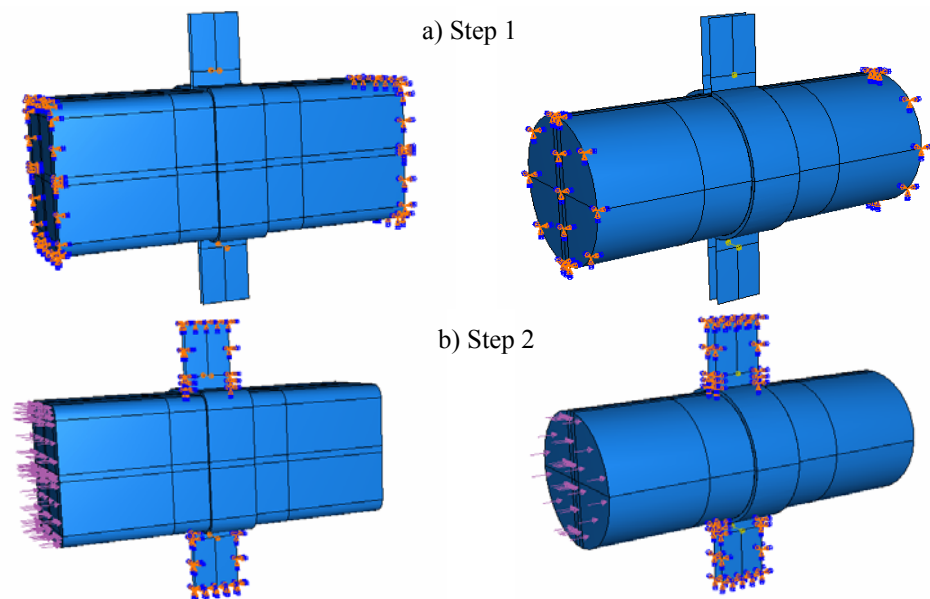


Fig. 5.4.7. Step di carico: a) Serraggio bulloni (step 1); b) Prova push-out (step 2).

Nei modelli numerici sono state applicate opportune discretizzazioni sulla base di preliminari studi di sensibilità per ottimizzare il rapporto fra accuratezza di risultati e tempi di elaborazione (Fig. 5.4.8). Tale mesh è più raffinata nella parte centrale della trave per una lunghezza di 105 mm, dove sono stati impiegati elementi quadrati di lato pari a 15 mm, mentre nella restante parte è stata utilizzata una discretizzazione più rada, costituita da elementi 15x70 mm.

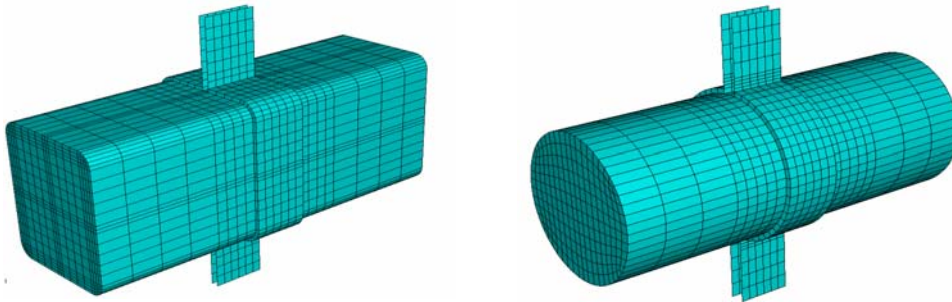


Fig. 5.4.8. Discretizzazioni impiegate nei modelli numerici implementati.

### 5.4.3. I risultati delle analisi numeriche

I risultati numerici relativi alla fase di serraggio dei bulloni (step 1) hanno evidenziato la deformazione dei manicotti, determinando la perdita di contatto o la decompressione di alcune superfici adiacenti gomma-legno, come mostrato in Figura 5.4.9, dove è riportata la distribuzione dello stato tensionale e deformativo del sistema.

Durante la prova push-out (step 2), in cui si verifica la deformazione a taglio della gomma, si verifica la graduale separazione tra le superfici di contatto legno-gomma fino alla completa separazione delle stesse (Fig. 5.4.10).

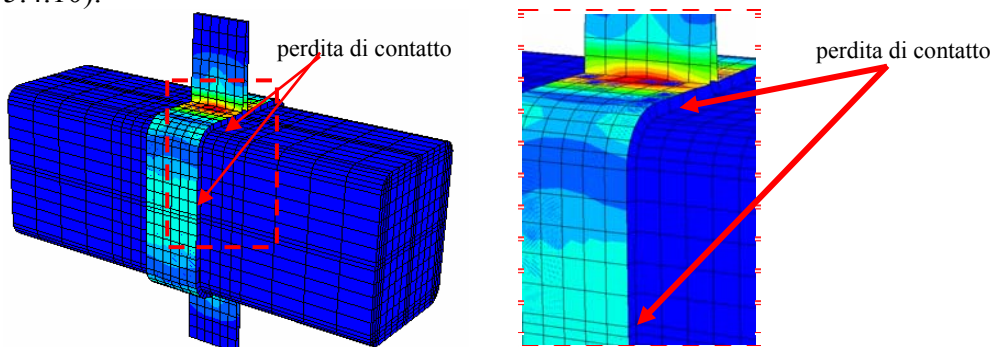


Fig. 5.4.9. Distribuzione dello stato tensionale e di deformazione alla fine della fase di serraggio dei bulloni (step 1).

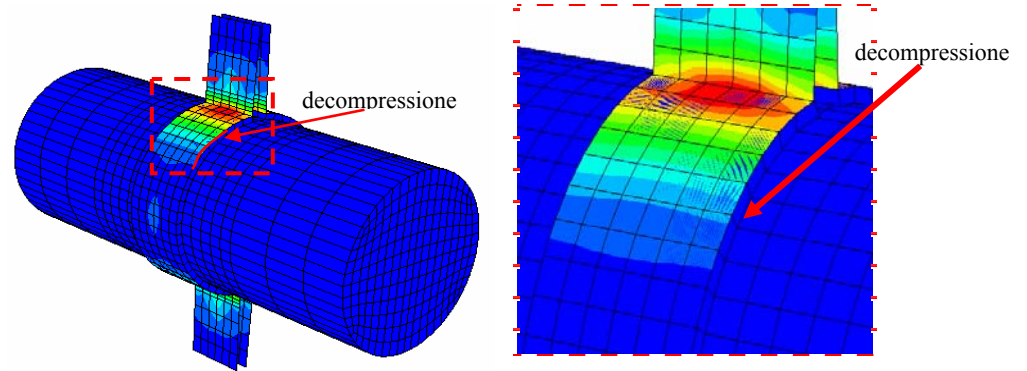


Fig. 5.4.9. Distribuzione dello stato tensionale e di deformazione alla fine della fase di serraggio dei bulloni (step 1). (continua)

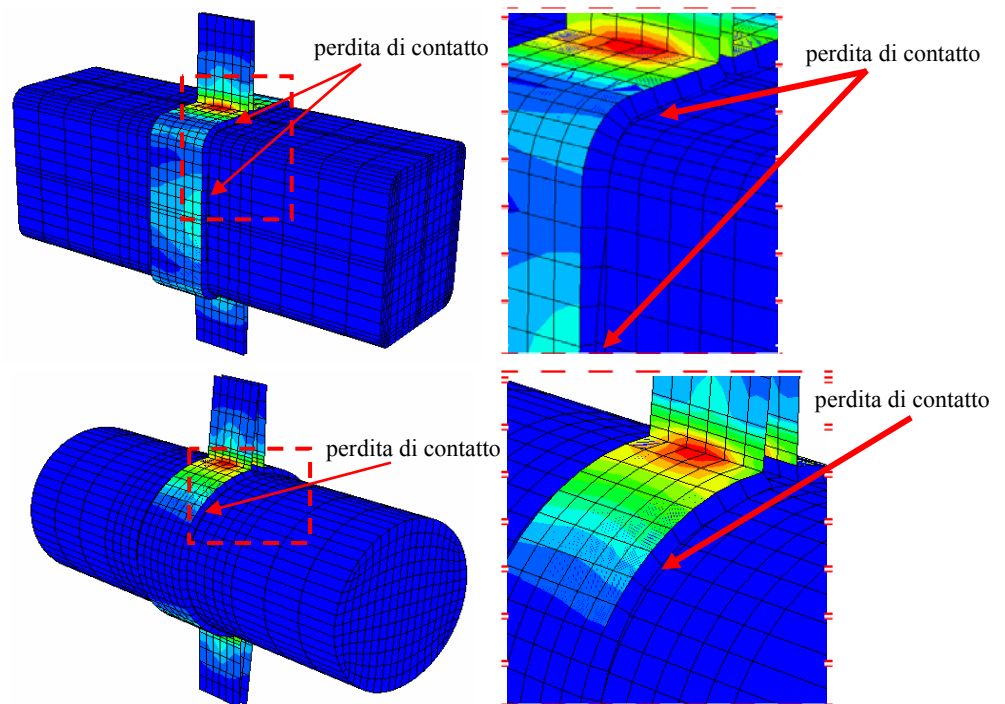


Fig. 5.4.10. Distribuzione di tensioni e deformazioni nella fase di collasso del sistema alla fine della prova di push-out (step 2)

Il confronto tra le risposte dei sistemi di connessione studiati, applicati sia su travi a sezione rettangolare (R) che circolare (C), è illustrato in Figura 5.4.11 nel piano forza ( $F$ )–scorrimento trave–manicotto ( $s$ ), quest’ultimo determinato dalla deformazione piana degli strati di gomma. Nella stessa

figura è anche riportato il comportamento teorico (T) del connettore insieme ai seguenti valori:

- il rapporto fra la forza massima applicata ( $F_{max}$ ), che provoca la mancanza di contatto, e quella massima ideale ( $F_0$ );
- il rapporto fra la superficie di contatto effettiva (S) e quella ideale ( $S_0$ );
- la forza di serraggio totale ( $N_{s,0}$ ).

Dal confronto è evidente che i due sistemi presentano un comportamento molto simile, con una forte riduzione (superiore al 50%) di resistenza e rigidezza rispetto al comportamento teorico. Tali differenze sono dovute al fatto che il comportamento teorico considera il contatto perfetto all'interfaccia gomma-trave, mentre in realtà l'area di contatto si riduce progressivamente a partire dalla fase di serraggio dei bulloni fino alla conclusione della prova di push-out.

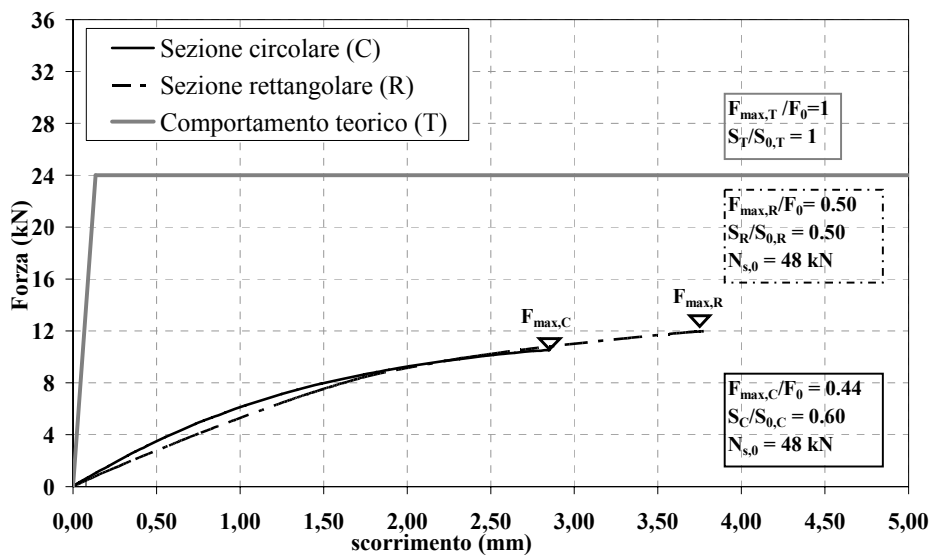


Fig. 5.4.11. Confronto fra le risposte dei sistemi di connessione analizzati.

#### 5.4.4. Miglioramenti apportati al sistema

Dai risultati delle prove preliminari è evidente che, per migliorare il comportamento dei sistemi studiati in termini di resistenza e rigidezza, è necessario incrementare la superficie di contatto gomma-legno.

A tal fine è possibile ridurre la deformabilità della gomma ed incrementare la forza di serraggio nei bulloni, ottenendo in tal modo un incremento della resistenza a taglio dell'intero sistema. Sono state quindi implementate due differenti strategie per incrementare le performance dei connettori:

1. *Sistema con trave di legno a sezione rettangolare*: i manicotti impiegati sono stati realizzati sia con tre che con quattro elementi, dando luogo rispettivamente alle configurazioni *R3* (Fig. 5.4.12a) e *R4* (Fig. 5.4.12b) ed ottenendo così un incremento della forza totale di serraggio nei bulloni.
2. *Sistema con trave di legno a sezione circolare*: sono stati impiegati sia manicotti di spessore maggiore, per incrementare la rigidità del sistema, che bulloni ad alta resistenza, per aumentare la forza di serraggio. Quest'ultima soluzione è stata resa possibile dall'impiego di manicotti più rigidi. Le configurazioni analizzate, indicate con *C<sub>i</sub>* (l'indice *i* rappresenta lo spessore del manicotto), sono riportate in Tabella 5.4.6, dove per ciascuna di esse sono forniti gli spessori assunti per i manicotti e le forze massime di serraggio applicate ai bulloni ( $N_{s,0}$ ).

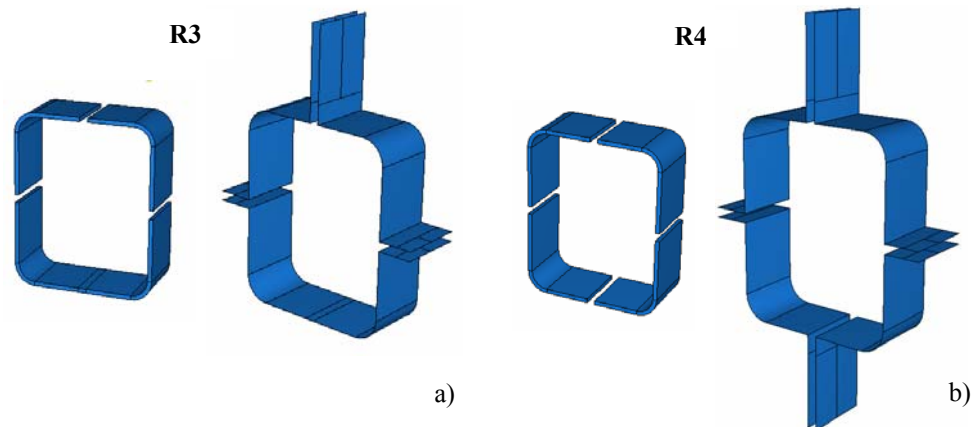


Figura 5.4.12. Le configurazioni del sistema di connessione per travi a sezione rettangolare: a) Sistema a tre pezzi; b) Sistema a quattro pezzi.

Tabella 5.4.6. Le configurazioni del sistema di connessione per travi a sezione circolare.

Configurazione	Spessore $t$ [mm]	Forza di serraggio $N_{s,0}$ [kN]
C7	7	48
C8	8	48
C9	9	48
C10	10	48
C10 ( $N_{s,0}=80$ )	10	80

Il comportamento di ciascun connettore  $R_i$ , dove l'indice  $i$  indica il numero di parti che compongono il manicotto, è rappresentato in Figura 5.4.13 in termini di curva F-s.

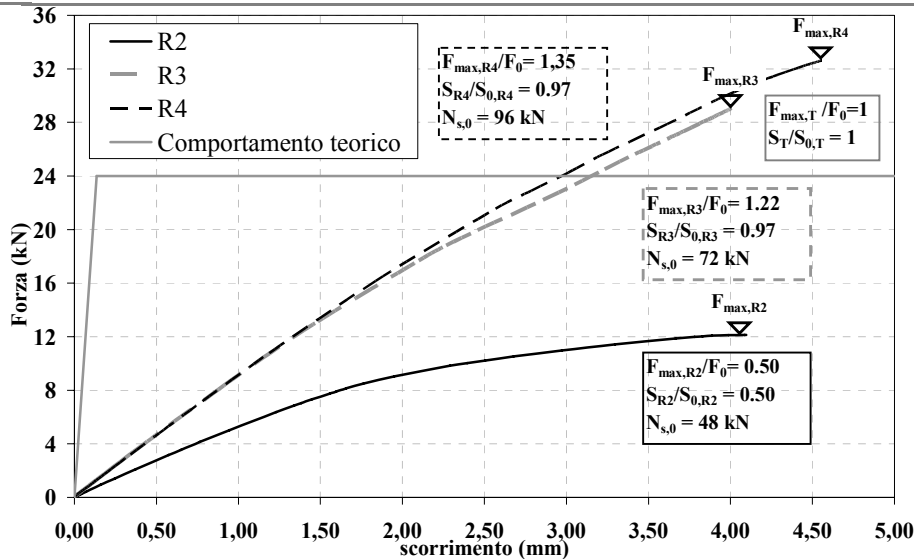


Fig. 5.4.13. Confronto fra le risposte dei sistemi di connessione  $R_i$ .

Dai confronti effettuati è evidente che il maggior numero di elementi costituenti il manicotto determina un significativo incremento delle performance del sistema di connessione. In particolar modo si è registrato un incremento di resistenza e rigidezza rispetto al sistema R2, come risulta dalla Tabella 5.4.7, dove  $\Delta K$  e  $\Delta F$  rappresentano rispettivamente i rapporti tra la rigidezza e la resistenza dei sistemi di connessione analizzati, mentre  $\Delta S$  è il rapporto fra le rispettive superfici di contatto.

Il miglior comportamento esibito dai sistemi di connessione di tipo rettangolare (R3 e R4), che presentano pressoché la stessa risposta, è dovuto alla maggiore estensione della superficie di contatto rispetto a quella relativa al sistema R2. Rispetto al comportamento teorico della connessione si è visto poi che i sistemi perfezionati, pur presentando una rigidezza inferiore, riescono a raggiungere una resistenza massima superiore a quella di calcolo.

Tabella 5.4.7. Confronto fra il comportamento dei connettori  $R_i$  in termini di rigidezza ( $\Delta K$ ), resistenza ( $\Delta F$ ) e superficie di contatto ( $\Delta S$ ).

Tipi di connettore	$\Delta K$	$\Delta F$	$\Delta S$
R3 / R2	1.69	2.43	1.88
R4 / R2	1.69	2.72	1.83
R4 / R3	1	1.12	0.97
R2 / teorico	0.25	0.5	-
R3 / teorico	0.42	1.22	-
R4 / teorico	0.42	1.36	-



Lo stato tensionale massimo riscontrato nei sistemi R3 e R4 durante le prove di push-out è illustrato in Figura 5.4.14.

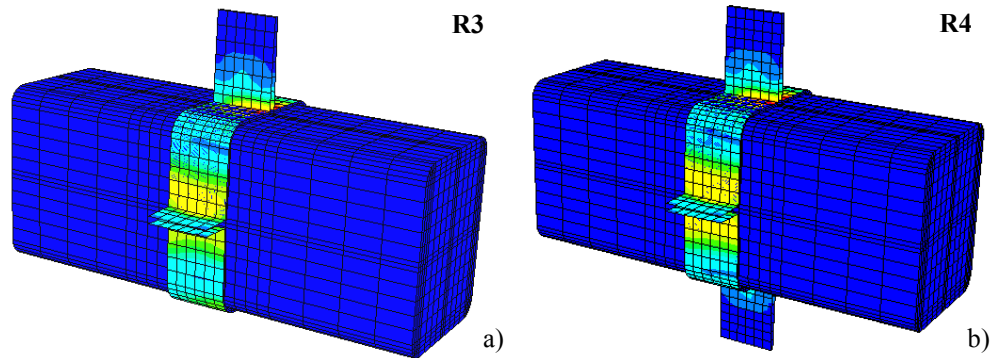


Fig. 5.4.14. Stato tensionale, nei sistemi di connessione R3 e R4 soggetti a prova di push-out, in condizioni di collasso.

Con riferimento al sistema di connessione con manicotti di forma circolare, il confronto fra le diverse configurazioni esaminate rispetto alla C7 è illustrato in Figura 5.4.15 nel piano F-s e riportato in dettaglio in Tabella 5.4.8, dove sono indicati, analogamente a quanto visto nel caso di connettori rettangolari, i parametri  $\Delta K$ ,  $\Delta F$  e  $\Delta S$ .

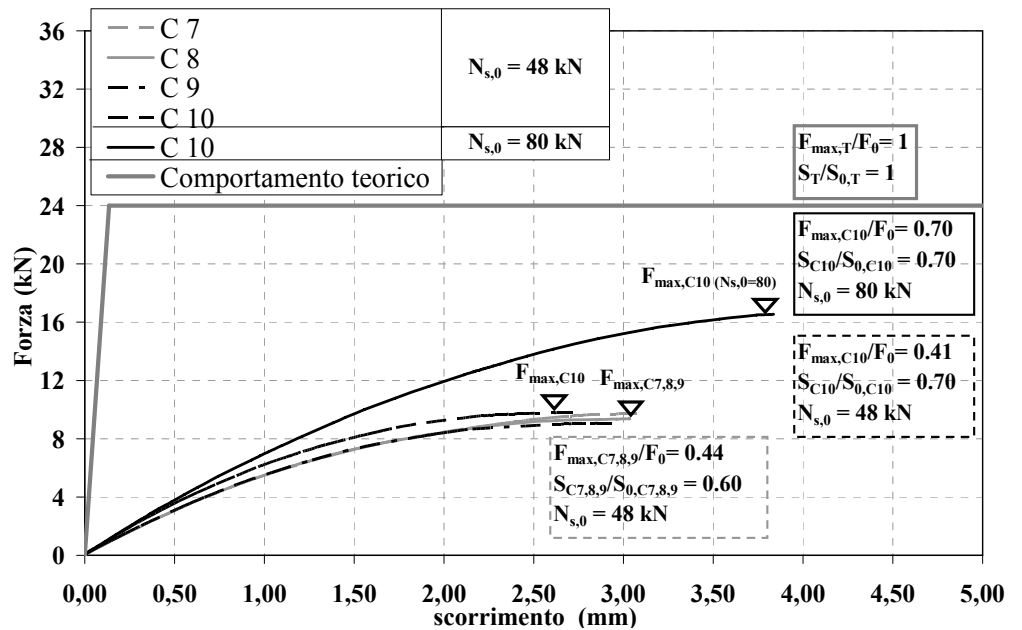


Fig. 5.4.15. Confronto fra le risposte dei sistemi di connessione  $C_i$ .

Tabella 5.4.8. Confronto fra il comportamento dei connettori  $C_i$  in termini di rigidezza ( $\Delta K$ ), resistenza ( $\Delta F$ ) e superficie di contatto ( $\Delta S$ ).

Tipo di connettore	$\Delta K$	$\Delta F$	$\Delta S$
C8 / C7	1	1	1
C9 / C7	1	1	1
C10 / C7	1.02	1.07	1.16
C10 ( $N_{s,0}=80$ ) / C7	1.02	1.52	1.16
C7 / teorico	0.25	0.50	-
C10 / teorico	0.26	0.54	-
C10 ( $N_{s,0}=80$ ) / teorico	0.26	0.75	-

Dall'analisi dei risultati è evidente che l'incremento dello spessore dei manicotti non fornisce un miglioramento considerevole delle prestazioni dei sistemi in termini di resistenza e rigidezza. Inoltre, l'applicazione di una forza di serraggio nei bulloni più grande dà luogo ad un migliore comportamento del sistema in termini di resistenza: ad un incremento del 50% della forza di serraggio applicata corrisponde un aumento di resistenza del 50%. Tuttavia, a causa di una superficie di contatto sempre inferiore a quella ideale, corrispondente al caso teorico, i sistemi di connessione non riescono in nessuno caso ad attingere i valori di resistenza e rigidezza definiti teoricamente. Lo stato tensionale massimo agente nel generico sistema di connessione durante la prova di push-out è riportato in Figura 5.4.16.

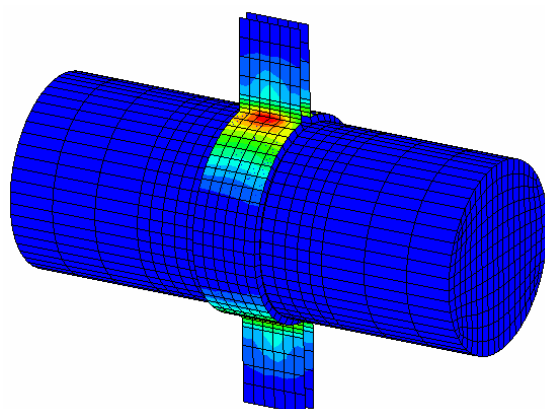


Fig. 5.4.16. La tipica distribuzione tensionale evidenziata dai sistemi di connessione  $C_i$ , al collasso.

In conclusione è interessante osservare che, a parità di forza di serraggio nei bulloni, incrementando lo spessore dei manicotti da 7 a 10 mm, il peso del sistema subisce un incremento di circa il 40%, comportando di conseguenza

una crescita dei costi di lavorazione, senza ottenere un significativo beneficio di comportamento in termini di rigidità e resistenza. Contrariamente, incrementando la forza di serraggio nei bulloni si riesce ad ottenere un aumento proporzionale di resistenza. Infine, aumentando il numero di elementi dei manicotti da 2 a 3, si ottiene, a parità di peso, un incremento sostanziale di resistenza (circa 150%) e rigidità (circa 70%), anche se risultano necessari maggiori costi di lavorazione.

## **5.5. ANALISI SPERIMENTALI**

### **5.5.1. Introduzione**

Le prove condotte presso il DECIVIL di Lisbona hanno riguardato il sistema composto che utilizza travi a sezione rettangolare squadrate, di legno di pino nuovo (Fig. 5.5.1a), e le prove condotte presso il futuro DIST di Napoli, hanno riguardato travi antiche a sezione circolare, di castagno, provenienti da un solaio del XVIII sec. (Fig. 5.5.1b).

Sulla base dei risultati numerici, sono state messe a punto le prove di tipo Push-Out, aventi come oggetto lo studio del comportamento del sistema con manicotto a due pezzi e bulloni laterali. Tale manicotto è stato preferito agli altri per la semplicità di realizzazione e messa in opera.

Il manicotto per la sezione rettangolare presenta una differenza rispetto a quello testato numericamente: la funzione di connettore è svolta da un piolo saldato sul profilo metallico e le alette bullonate sono in posizione laterale (Fig. 5.5.1a), ciò consente di poter facilmente smontare il sistema senza danneggiarlo, lasciando una delle due parti annegate nel calcestruzzo e svitando la parte libera, in caso di manutenzione. Il manicotto a sezione circolare, invece, ha la stessa configurazione di quello delle prove numeriche: le alette sono in posizione superiore ed inferiore e quelle superiori sono annegate nel getto di calcestruzzo (Fig. 5.5.1d). Ciò rende un po' più difficoltosa la manutenzione, ma consente di avere un sistema più stabile essendo il manicotto bloccato nella soletta di calcestruzzo.

Le opere di manutenzione consisteranno nel controllo del serraggio dei bulloni e, eventualmente, nella sostituzione delle strisce di gomma.

Per l'applicazione dei carichi ai provini, sono stati realizzati due telai metallici di contrasto, uno per la sezione rettangolare ed uno per la sezione circolare, che sostituiscono le solette di calcestruzzo (vedi par. 5.2).

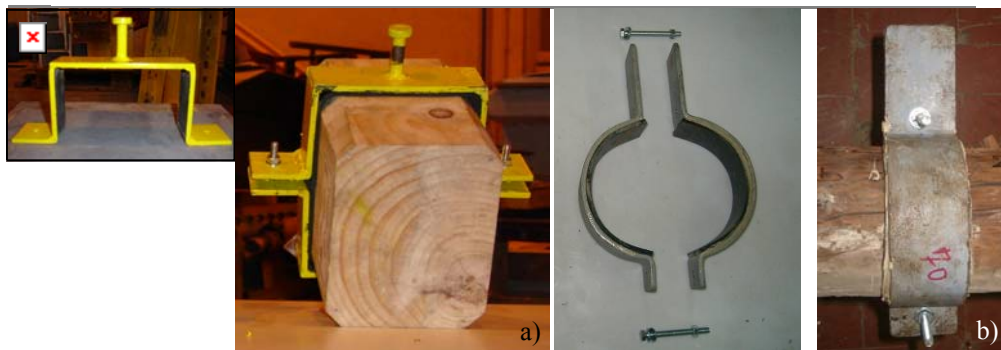


Fig. 5.5.1. a) Manicotto per sezione rettangolare; b) Manicotto per sezione circolare.

Con riferimento alle prove su manicotto rettangolare, sono stati condotti test preliminari, per la calibrazione del sistema di prova, che hanno fornito anche indicazioni per ottimizzare la configurazione geometrica del manicotto. In definitiva, partendo dal modello testato numericamente, si è giunti ad un prototipo sperimentale, cui sono stati apportati miglioramenti in seguito ai test preliminari, consistenti in un bordino di contenimento della gomma saldato lungo i due profili del manicotto e nell'aggiunta di elementi di irrigidimento saldate alle alette.

Per questo sistema con sono state fatte sia prove monotone che cicliche, aventi lo scopo di valutare l'effetto del numero di bulloni, dell'entità del serraggio, del tipo di irrigidimento adottato e della presenza della gomma.

Con riferimento alle prove su manicotto circolare, invece, sono state eseguite solo prove monotone, atte a valutare il comportamento del manicotto, per tre tipi di contatto gomma-acciaio.

Lo scopo dell'indagine sperimentale è quello di determinare le caratteristiche geometriche del manicotto, sia applicato a sezioni rettangolari che circolari, che fornisca la migliore performance nel sistema composto legno-gomma-acciaio, per poi utilizzarlo nella realizzazione di un solaio vero e proprio, realizzato sempre in laboratorio, per studiarne il comportamento nel sistema composto legno-acciaio-calcestruzzo, nella successiva fase di studio.

## 5.5.2. Sistema per travi a sezione rettangolare

### 5.5.2.1. Componenti di base

Il sistema di connessione testato è composto da tre elementi di base:

1. Un tronco di legno di pino di dimensioni 500x200x160 mm avente gli spigoli smussati (Figura 5.5.2a,c).

2. Un manicotto formato da due parti metalliche tra loro bullonate dello spessore di 7 mm e larghezza 60 mm, configurate ad omega (Fig. 5.5.2b). Al centro del lato maggiore di ognuna delle due parti costituenti il manicotto, è saldato un connettore tipo KOCO del diametro di 12mm. I bulloni sono classe 8.8.

3. Due strisce di gomma SISMI 60, dello spessore di 5 mm, larghe 60 mm e lunghe 360 mm che costituiscono l'interfaccia tra il manicotto di acciaio e la trave di legno.

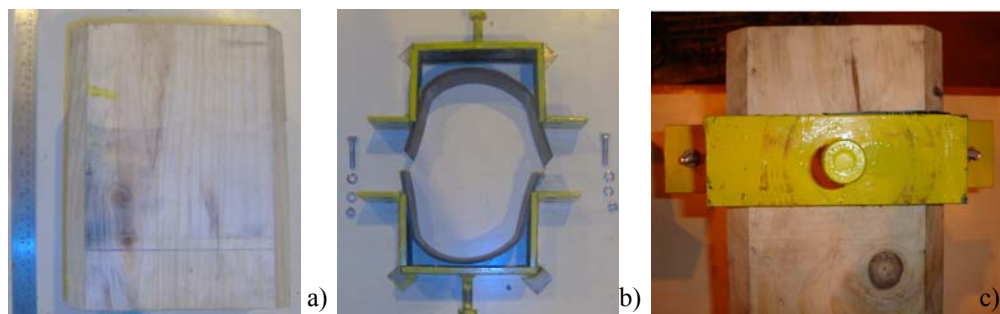


Fig. 5.5.2. Sistema per trave a sezione quadrata: a) Tronco; b) Manicotto e gomma; c) Provino.

#### 5.5.2.2. L'apparecchiatura di prova

Le prove monotone sono state effettuate utilizzando la seguenti apparecchiature:

- *Un telaio metallico di contrasto* (Fig. 5.5.3), col traverso appoggiato alla cella di carico ed i ritti rivolti verso l'alto. Alle estremità dei ritti sono saldati i sistemi di alloggiamento dei connettori del manicotto, costituiti da uno scatolare rettangolare saldato all'estremità del ritto, al centro del quale è realizzato un intaglio delle dimensioni del connettore in cui lo stesso viene inserito. Per evitare movimenti del connettore all'interno dell'intaglio e creare quindi un vincolo fisso che simuli la presenza della soletta in calcestruzzo, è stato inserito tra il manicotto ed il telaio, un piatto metallico, bloccato da due file di bulloni, avvitati in appositi alloggiamenti saldati al telaio (Fig. 5.5.3b,c).
- *Una macchina di carico INSTRON* da 250 kN, capace di effettuare prove sia a controllo di forza che a controllo di spostamento, applicando anche carichi ciclici (Fig. 5.5.4a).
- *Trasduttori di spostamento* con precisione di 0.001mm da 25mm (Fig. 5.5.4b), posizionati come in Figura 5.5.4c,d.

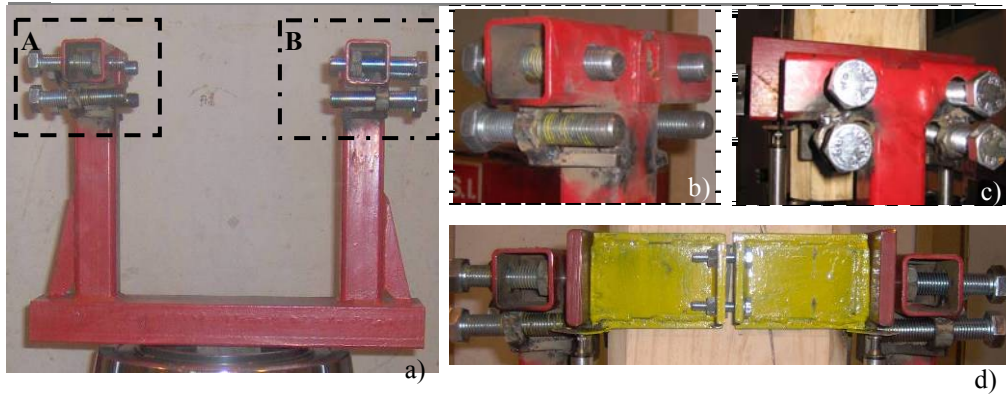


Fig. 5.5.3. Telaio di contrasto: a) Prospetto; b) Particolare A; c) Particolare B; d) Sistema durante una prova.

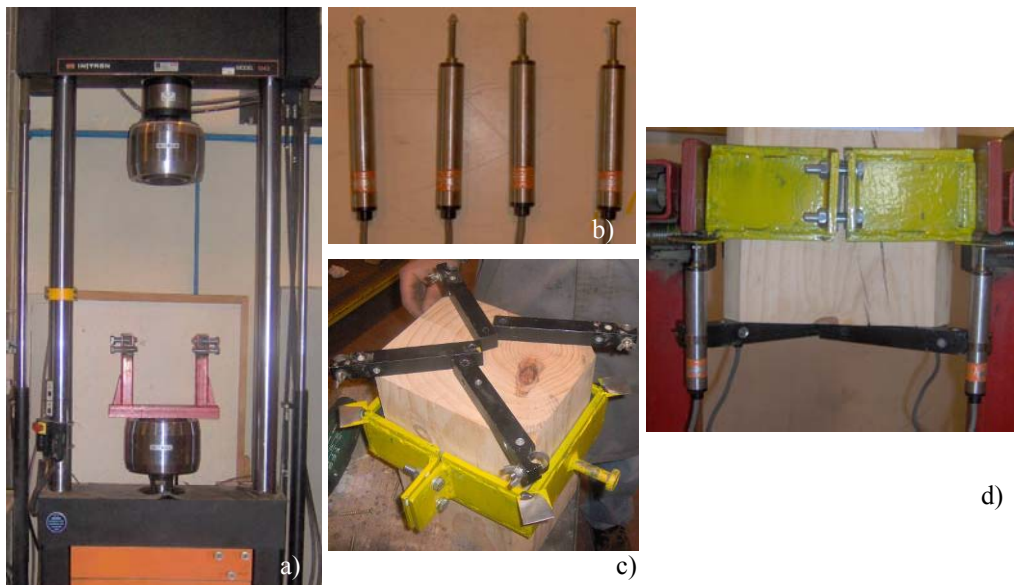


Fig. 5.5.4. a) Macchina di carico INSTRON; b) Trasduttori elettrici di spostamento; c) Sistema di fissaggio trasduttori; d) Posizione trasduttori durante una prova.

Per le prove cicliche è stato necessario apportare alcune modifiche all'apparecchiatura di prova, che hanno riguardato sia il telaio che i trasduttori, oltre che le dimensioni del provino ed il sistema di applicazione del carico.

- *Al telaio* sono stati aggiunti, nelle zone di posizionamento dei connettori, due sistemi bullonati capaci di impedire ai connettori di seguire gli spostamenti della trave (Fig. 5.5.5a).
- *L'applicazione del carico* avviene sempre mediante la macchina INSTRON da 250kN, ma nel foro di diametro di 40mm praticato longitudinalmente al

provino (Fig. 5.5.1a e 5.5.5b) è stata posizionata un'asta d'acciaio filettata del diametro di 38mm e lunga 500mm alle cui estremità sono presenti due dadi che serrano due piastre metalliche alle due facce del tronco ortogonali al lato lungo. La parte di asta che fuoriesce dal lato superiore del tronco si fissa alla macchina di prova (Fig. 5.5.5c).

- *I trasduttori di spostamento*, di precisione di 0.001mm, sono da 50mm.

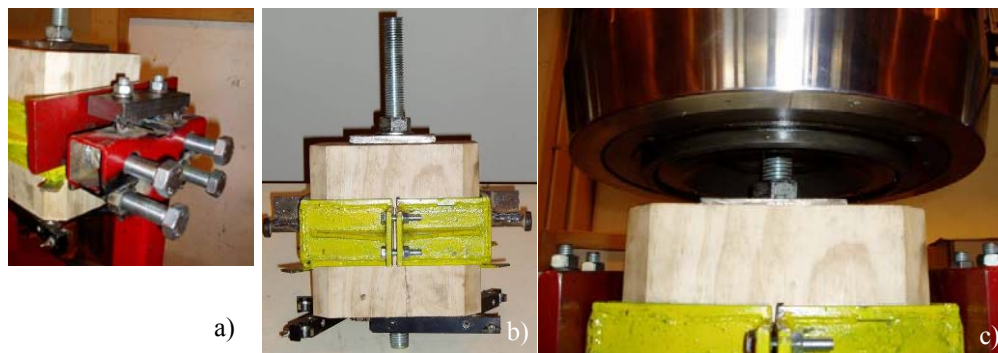


Fig. 5.5.5. a) Modifica apportata al telaio; b) Sistema per l'applicazione del carico; c) Collegamento alla macchina di prova.

### 5.5.2.3. Test preliminari e scelta della tipologia di manicotto

Prove preliminari di Push-Out sono state eseguite su provini realizzati con manicotti a due pezzi collegati con due bulloni 8.8 del diametro 12mm. Le strisce di gomma SISMI 60 erano incollate alle parti metalliche mediante una speciale colla che aumenta il suo potere incollante al crescere della pressione tra le zone di contatto.

Lo scopo dei test preliminari è stato quello di calibrare il provino e l'apparecchiatura di prova. Essi infatti hanno evidenziato alcuni problemi che sono stati risolti apportando delle modifiche al manicotto. In particolare, sono stati rilevati scorrimenti all'interfaccia gomma-acciaio, per bassi livelli di carico ( $F=0.05F_{max}$ ), dovuti all'inefficacia del sistema di incollaggio, ed eccessive rotazioni relative tra le due parti del manicotto, dovute alla presenza di un solo bullone, per gli stessi livelli di carico (Fig. 5.5.1a,b).

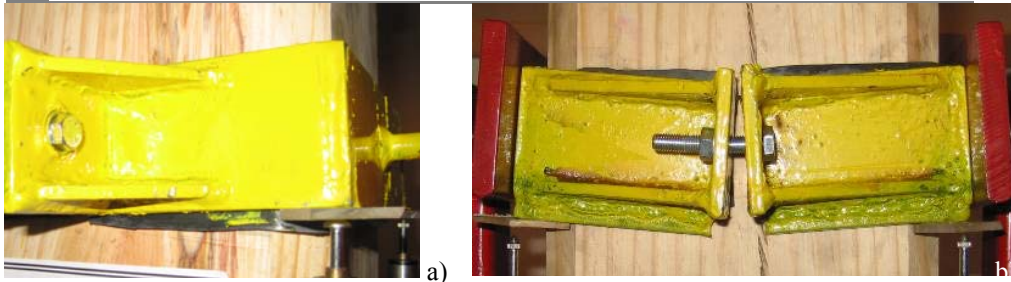


Fig. 5.5.6. Test preliminari: a) Scorrimento gomma-acciaio; b) Rotazione del manicotto e scorrimento gomma-acciaio.

Per risolvere il problema dello scorrimento gomma-acciaio è stato creato un sistema di bloccaggio della gomma di tipo meccanico, utilizzando una costola di acciaio di dimensioni 3x5mm saldata lungo i bordi del manicotto e tale da formare un alloggiamento fisso per la gomma (Fig. 5.5.7a). Essendo la gomma di spessore 5mm, sporge di 2mm rispetto alla costola e rimane a contatto con la superficie di legno, impedendo il contatto manicotto-legno.

Per evitare le rotazioni relative tra i manicotti, sono stati utilizzati due bulloni, per ogni lato del manicotto, 4 M8, come mostrato in Figura 5.5.7b.

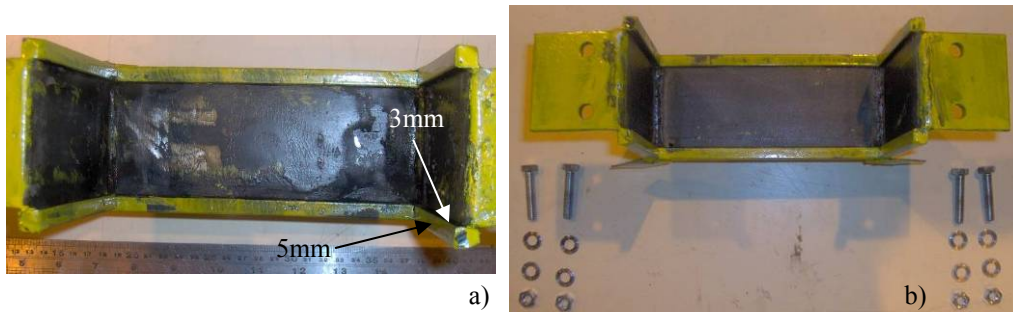


Fig. 5.5.7. Manicotto utilizzato nelle prove: a) Costola saldata al manicotto; b) Manicotto con costola e 4 bulloni.

Altra modifica è stata l'apposizione di costole in acciaio, dello spessore di 7mm, saldate alle quattro alette, inclinate a 45° oppure a 60°. In definitiva provini testati in laboratorio sono realizzati con i seguenti cinque tipi di manicotto (Fig. 5.5.8):

1. Manicotto con irrigidimenti a 60°, gomma e 2 bulloni M12 (Fig. 5.5.8d);
2. Manicotto senza irrigidimenti, gomma e 4 bulloni M8 (Fig. 5.5.8a);
3. Manicotto con irrigidimenti a 45°, gomma e 4 bulloni M8 (Fig. 5.5.8b);
4. Manicotto con irrigidimenti a 60°, gomma e 4 bulloni M8 (Fig. 5.5.8c);
5. Manicotto con irrigidimenti a 60°, senza gomma e con 4 bulloni M8, ma con superficie interna resa scabra mediante scalpello (Fig. 5.5.8e,f,g).



Di seguito sono descritti in dettaglio i diversi manicotti e le prove su di essi effettuate.

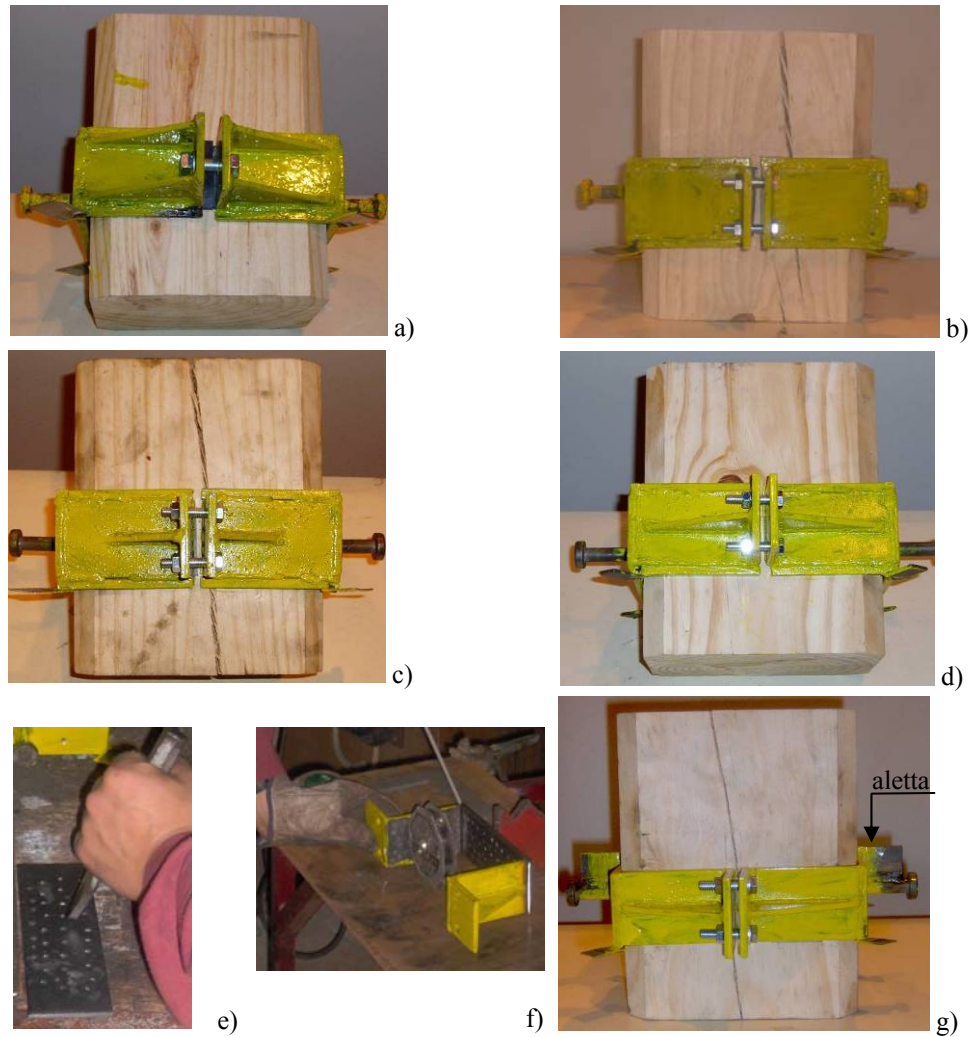


Fig. 5.5.8. Tipologie di manicotto testate.

In quest'ultimo modello le prove preliminari hanno mostrato un'eccessiva deformazione del connettore prima che lo scorrimento legno-manicotto potesse avvenire, a causa dell'elevato valore dell'attrito acciaio-legno. Pertanto i connettori, solo per il manicotto senza gomma e con superficie scabra, presentano un'aletta di rinforzo, saldata al piolo e al manicotto, di 30x30x 7mm (Fig. 5.5.8g).

5.5.2.4. *Le prove monotone push-out*

Definite le tipologie di manicotto da testare, sono state effettuate, per ciascuna tipologia, quattro prove monotone, due per ogni livello di serraggio, secondo lo schema in Tabella 5.5.1 che segue.

Tabella 5.5.1. Riepilogo delle prove monotone effettuate

Tipologia di manicotto	Irrigidimenti	Sforzo di serraggio per singolo bullone $N_s$ [kN]	Numero di prove	Nomenclatura
<b>Manicotto con gomma e 2 bulloni</b>	60°	25	2	1SC-G-60-25-M1/2
		50	2	1SC-G-60-50-M1/2
<b>Manicotto con gomma e 4 bulloni</b>	No	12,5	2	2SC-G-00-12.5-M1/2
		25	2	2SC-G-00-12.5-M1/2
	45°	12,5	2	2SC-G-45-12.5-M1/2
		25	2	2SC-G-45-25-M1/2
	60°	12,5	2	2SC-G-60-12.5-M1/2
		25	2	2SC-G-60-25-M1/2
<b>Manicotto senza gomma con 4 bulloni</b>	60°	12,5	2	2SC-P-60-12.5-M1/2
		25	2	2SC-P-60-25-M1/2

*Modalità di prova*

Tutte le prove monotone sono state effettuate con le seguente modalità:

- Fissaggio del provino al telaio di contrasto e collocazione nella macchina di prova;
- Posizionamento dei trasduttori da 25cm e azzeramento degli stessi;
- Esecuzione della prova a controllo di spostamento, con velocità di 0,1 mm/sec.

Gli spostamenti relativi trave-manicotto sono stati rilevati dai quattro trasduttori posti ai quattro angoli del manicotto. Delle letture effettuate è stato calcolato il valore medio e riportato graficamente.

La convenzione utilizzata considera positivi gli spostamenti assoluti della macchina (e quindi della trave) verso l'alto, di conseguenza, si considera positivo lo spostamento relativo legno-manicotto. La forza generata da uno spostamento positivo si considera positiva.

Di seguito si riportano, per ciascuna tipologia di manicotto, i grafici Forza-

Spostamento relativi alle due prove (M1 ed M2).

- Prova ISC-G-60-25 (1 bullone, Senza Colla con Gomma, irrigidimento a  $60^\circ$  ed  $N_s=25kN$ )

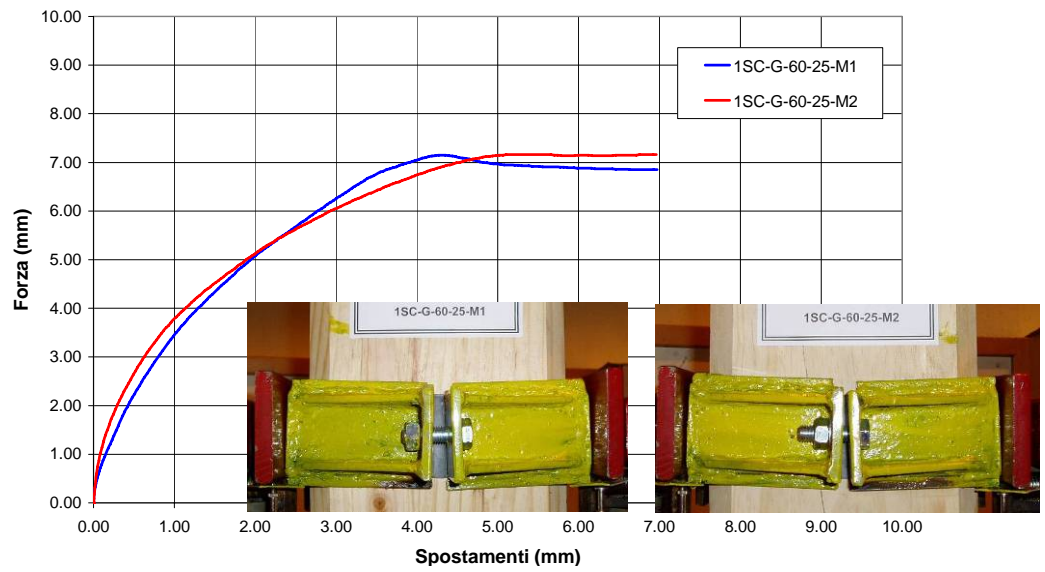


Fig. 5.5.9. Curva Forza-Spostamento prova ISC-G-60-25.

- Prova ISC-G-60-50 (1 bullone, Senza Colla con Gomma, irrigidimento a  $60^\circ$  ed  $N_s=50kN$ )

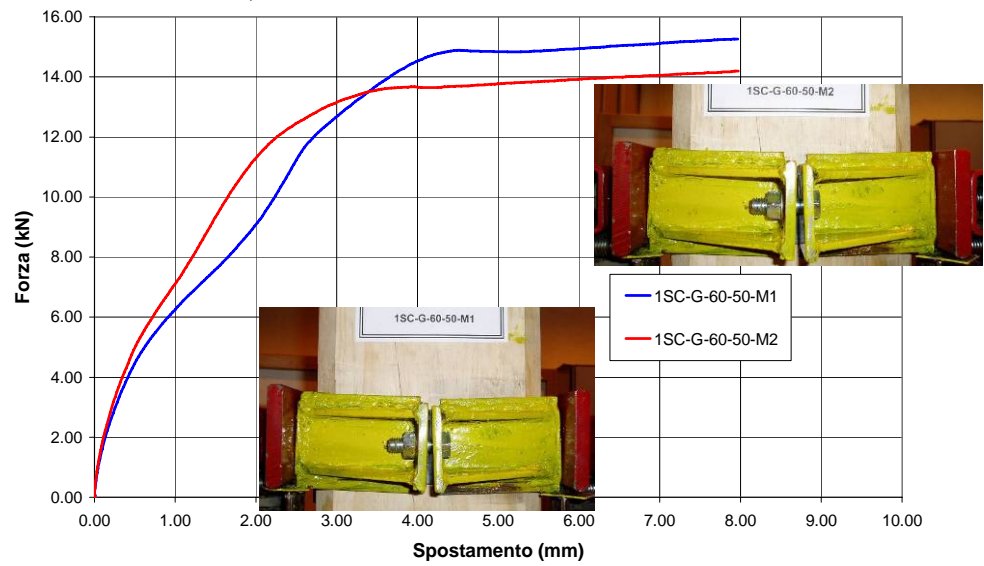


Fig. 5.5.10. Curva Forza-Spostamento prova ISC-G-60-50.

Dalla deformata del manicotto a fine prova si evidenzia, per le quattro prove con singolo bullone, una rotazione relativa tra i manicotti.

- Prova 2SC-G-00-12.5 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma ed  $N_s=12.5kN$ )

Si riportano le curve Forza-Spostamento relativo medio ottenuto come media tra i valori rilevati dai quattro trasduttori, per ciascun manicotto.

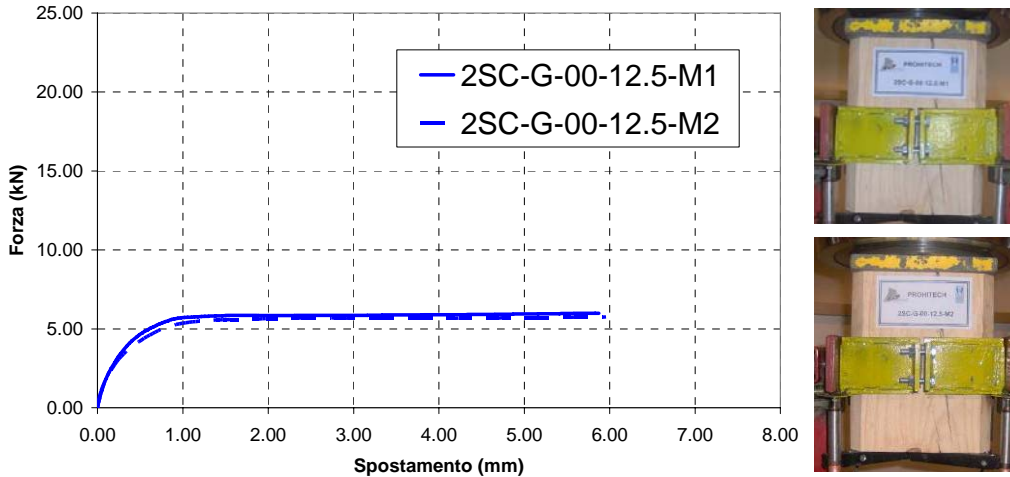


Fig. 5.5.11. Curve Forza-Spostamento prova 2SC-G-00-12.5

Nel grafico il ramo crescente corrisponde alla deformazione della gomma mentre il ramo piatto corrisponde allo scorrimento gomma-legno

- Prova 2SC-G-00-25 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma ed  $N_s=25kN$ )

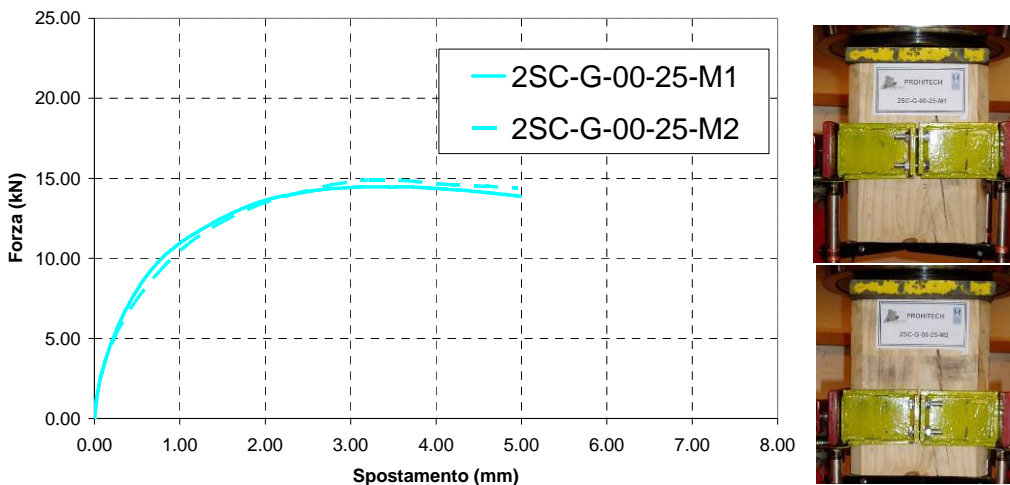


Fig. 5.5.12. Curve Forza-Spostamento prova 2SC-G-00-25.

- Prova 2SC-G-45-12.5 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma, irrigidimento a 45° ed  $N_s=12.5kN$ )

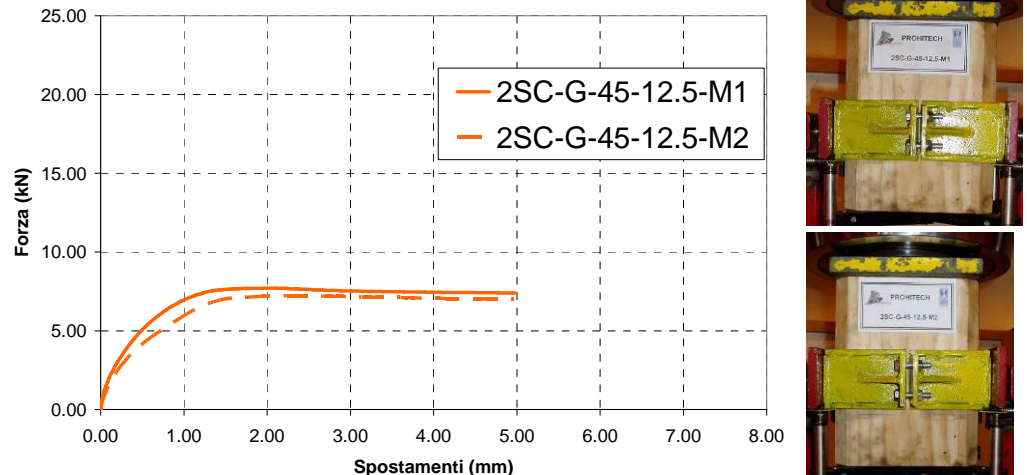


Fig. 5.5.13. Curve Forza-Spostamento prova 2SC-G-45-12.5.

- Prova 2SC-G-45-25 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma, irrigidimento a 45° ed  $N_s=25kN$ )

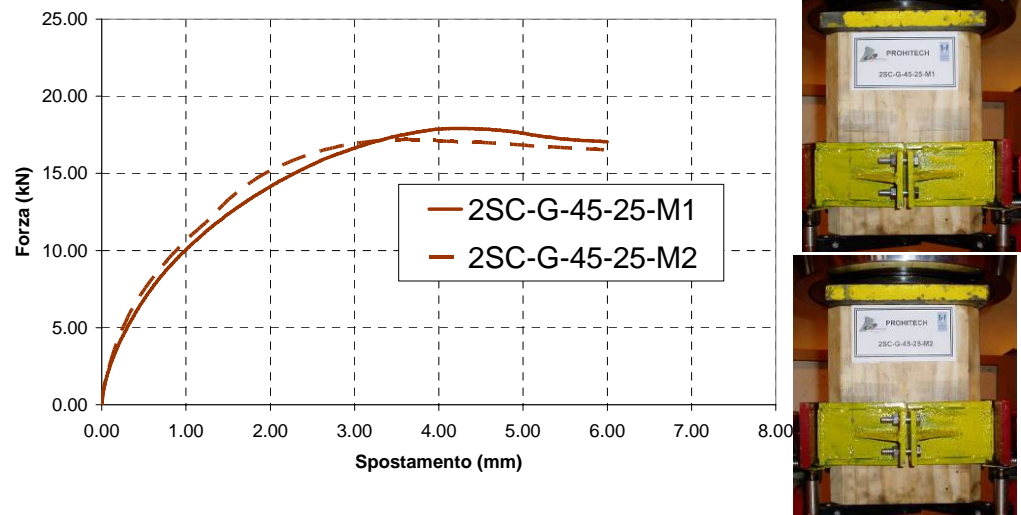


Fig. 5.5.14. Curve Forza-Spostamento prova 2SC-G-45-25.

- Prova 2SC-G-60-12.5 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma, irrigidimento a  $60^\circ$  ed  $N_s=12.5kN$ )

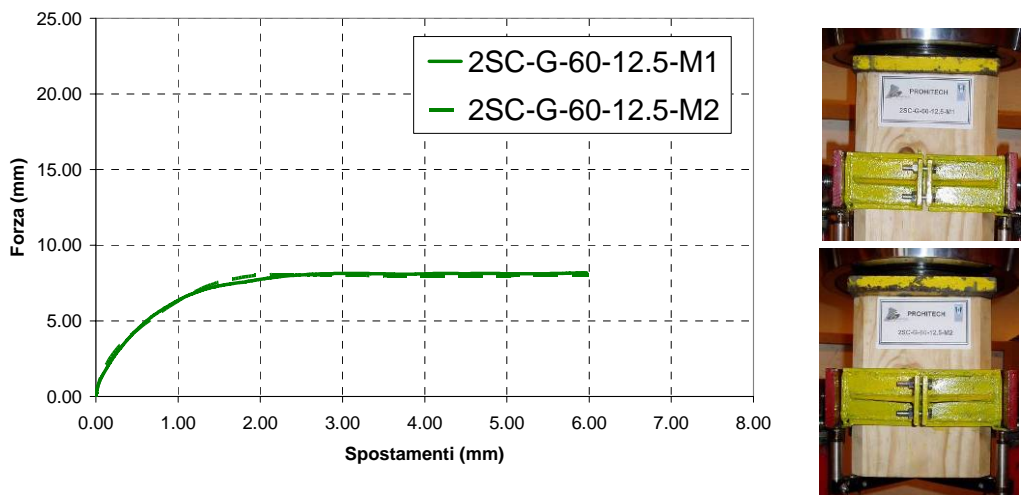


Fig. 5.5.15. Curva Forza-Spostamento prova 2SC-G-60-12.5.

- Prova 2SC-G-60-25 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma, irrigidimento a  $60^\circ$  ed  $N_s=25kN$ )

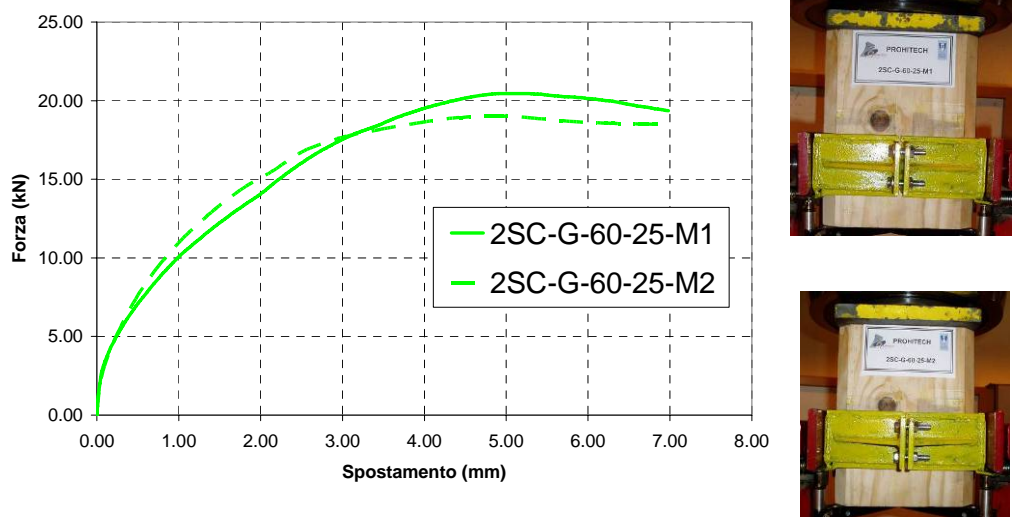


Fig. 5.5.16. Curve Forza-Spostamento prova 2SC-G-60-25.

- *Prova 2SC-P-60-12.5 (2 bulloni, Senza Colla, Priva di Gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=12.5kN$ )*

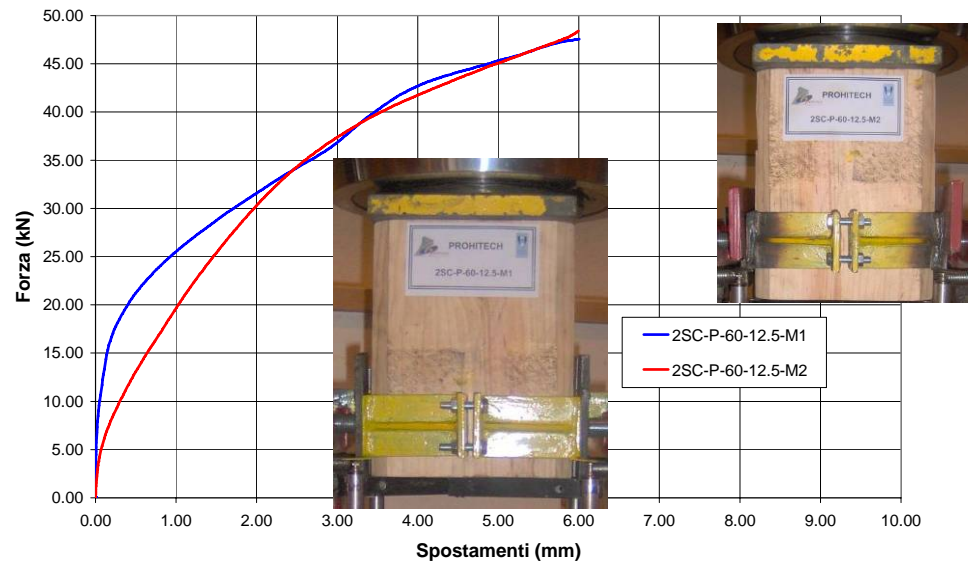


Fig. 5.5.17. Curva Forza-Spostamento prova 2SC-P-60-12.5.

- *Prova 2SC-P-60-25 (2 bulloni, Senza Colla, Priva di Gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=25kN$ )*

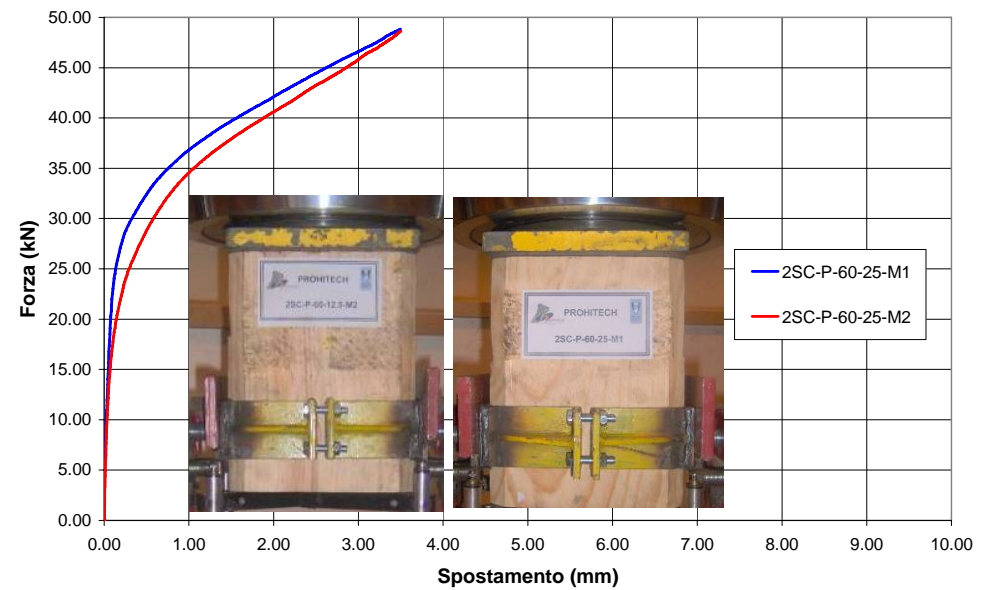


Fig. 5.5.18. Curva Forza-Spostamento prova 2SC-P-60-25.

L'aggiunta delle alette di rinforzo saldate ai connettori, per le prove senza gomma e con superficie scabra, ha permesso di applicare un carico maggiore, ma nonostante tale accorgimento, alla fine di ogni prova si è avuta una deformazione del manicotto. In più, la superficie scabra interna al manicotto ha provocato un danneggiamento dello strato superficiale della trave di legno, nella zona di contatto (Fig. 5.5.20).

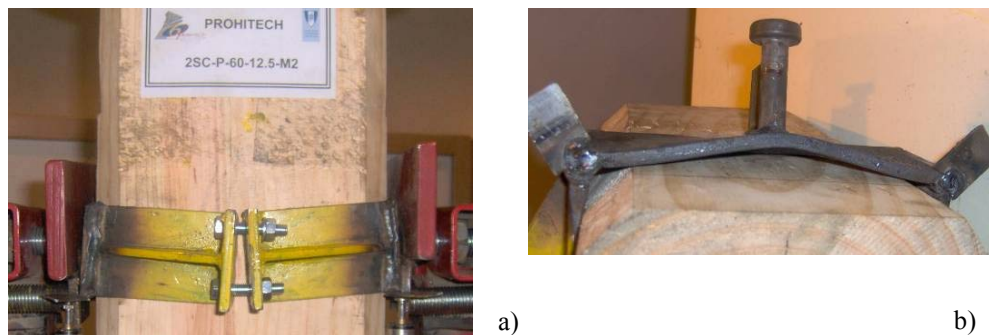


Fig. 5.5.19. Danni rilevati a fine prova 2SC-P-60-: a) Serraggio a 12.5kN; b) Serraggio a 250kN.

Dall'osservazione dell'andamento delle curve monotone fin qui riportate si rileva che ciascuna curva si compone di due tratti: il primo tratto con pendenza pressoché costante e carico crescente, che individua la fase in cui solo la gomma si deforma e funziona l'attrito gomma-legno, fino al raggiungimento della forza massima; il secondo tratto sub-orizzontale che individua la perdita dell'attrito gomma-legno e quindi della funzionalità del manicotto.

Altra osservazione che si può fare è che la forza massima raggiunta dipende sia dal livello di serraggio dei bulloni che dalla rigidità del manicotto;

Alla luce di ciò andiamo ad osservare il comportamento del sistema con manicotto privo di gomma, in cui il contatto acciaio-legno è stato migliorato rendendo scabra la superficie interna del manicotto.

Nei grafici che seguono si osserva che non si ha più una brusca variazione di pendenza, ma, al raggiungimento di un determinato valore di forza, si registra una perdita di rigidità del sistema, che corrisponde alla plasticizzazione del manicotto. Le prove infatti sono state interrotte non per la perdita dell'attrito acciaio-legno, ma per l'eccessiva deformazione del telaio di contrasto.

#### 5.5.2.5. Le prove cicliche

Le prove cicliche sono state effettuate seguendo le direttive dell' ECCS (European Convention for Constructional Steelwork, 1986).



Tali prove sono state effettuate su due provini che utilizzano i manicotti che hanno fornito le migliori prestazioni ovvero:

- manicotto con irrigidimenti a 60°, con gomma e con quattro bulloni serrati ognuno con 25kN:
- manicotto senza gomma, con quattro bulloni e serraggio da 25kN.

Quando si dispone, come nel presente caso, di test monotoni effettuati sugli stessi campioni che si andranno a testare ciclicamente, si effettua, secondo la citata norma, la procedura completa di prova (complete testing procedure).

In pratica, avendo a disposizione la curva Forza-Spostamento della prova monotona, si può ottenere il limite convenzionale elastico del sistema  $F_y$ , e lo spostamento assoluto  $e_y$  corrispondente a tale limite mediante una procedura suggerita sempre dalla norma, oppure una procedura che si ritenga più appropriata.

Noto il valore di  $e_y$  è possibile effettuare una prova ciclica a controllo di spostamento in cui i cicli hanno le seguenti caratteristiche:

- un ciclo nell'intervallo  $\frac{e_y^+}{4}, \frac{e_y^-}{4}$ ;
- un ciclo nell'intervallo  $\frac{2}{4} e_y^+, \frac{2}{4} e_y^-$ ;
- un ciclo nell'intervallo  $\frac{3}{4} e_y^+, \frac{3}{4} e_y^-$ ;
- un ciclo nell'intervallo  $e_y^+, e_y^-$ ;
- tre cicli nell'intervallo  $2 e_y^+, 2 e_y^-$ ;
- tre cicli nell'intervallo  $(2 + 2n) e_y^+, (2 + 2n) e_y^-$  (con  $n = 1, 2, \dots$ );

I cicli possono continuare facendo variare il parametro  $n$  finché si ritiene necessario.

Siccome nel caso in esame si hanno curve forza-spostamento relative ai manicotti con gomma, con pendenza molto differente rispetto a quelle relative ai manicotti senza gomma, per la determinazione di  $e_y$  sono state utilizzate due procedure differenti. In particolare, per il provino a quattro bulloni, con gomma, con irrigidimenti a 60° e sforzo di serraggio 25kN è stata utilizzata la procedura descritta dalla norma ECCS. Per il provino a quattro bulloni, senza gomma, con irrigidimenti a 60° e sforzo di serraggio 25kN è stata seguita una procedura opportunamente variata.

Di seguito saranno descritte sia la prova ciclica per il manicotto con gomma che la prova ciclica per il manicotto senza gomma.

- Prova 2SC-G-60-25-C1 (2 bulloni, Senza Colla, con Gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=25kN$ )

La prima cosa da fare è determinare  $e_y$  e poiché le prove monotone sono due, è stato calcolato un valore di  $e_y$  pari alla media aritmetica.

Per calcolare  $e_y$  si è scelto di determinare il valore di  $F_y$  come intersezione tra la tangente alla curva passante per l'origine degli assi (retta di pendenza  $E_t$ ) e la tangente orizzontale. In realtà la norma suggerisce che la seconda tangente abbia inclinazione  $E_t/10$ , ma dall'osservazione dell'andamento delle curve monotone si è visto che per valori del carico superiori a 18kN, la curva assume un andamento sub-orizzontale, pertanto tale scelta si ritiene più adeguata a riprodurre l'andamento reale della prova.

Tale procedimento è stato riportato, per entrambe le prove, nel grafico di Figura 5.5.20.

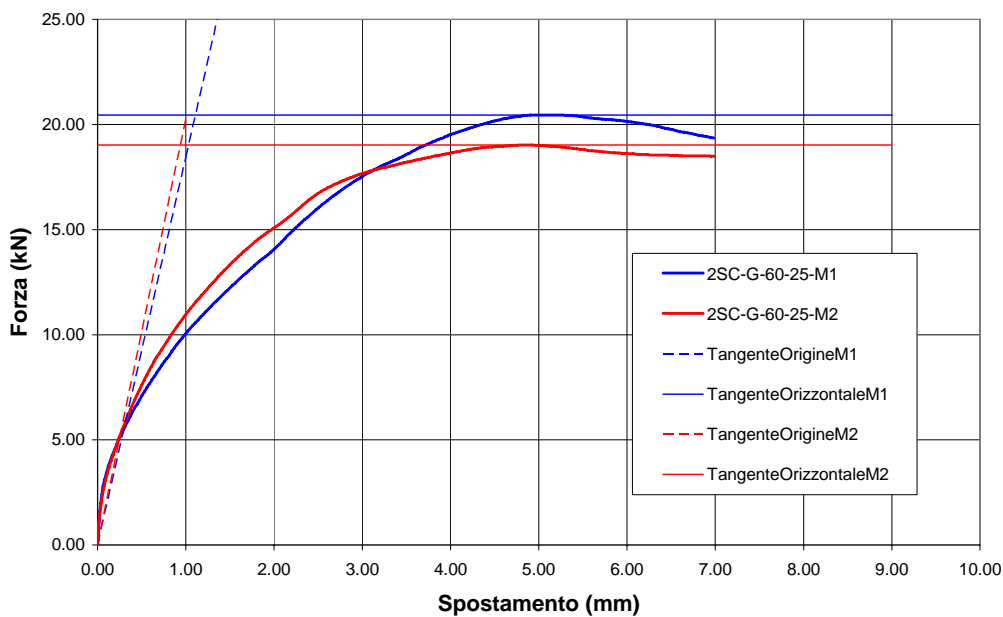


Fig. 5.5.20. Costruzione geometrica per il calcolo di  $F_y$  ed  $e_y$  relativi al manicotto con gomma.

In Tabella 5.5.2 sono riportati i valori di  $F_y$  e di  $e_y$  per ogni prova ed i valori medi calcolati da utilizzare nella prova ciclica.

Tabella 5.5.2: Valori di  $F_y$  ed  $e_y$  relativi ai provini con gomma

2SC-G-60-25-M1		2SC-G-60-25-M2		VALORI MEDI	
$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]
20.45	1.11	19.02	0.94	19.74	1.03

Noti i valori di  $F_y$  e di  $e_y$  si è passati al calcolo dell'ampiezza dei cicli della prova. La prova ciclica è stata effettuata a partire da un livello di carico iniziale per tener conto dei carichi fissi agenti sul solaio, qualora il manicotto fosse messo in opera. Tale valore iniziale di carico è il 50% della  $F_y$  ovvero 9.87 kN a cui corrisponde un valore di  $e_y$  di 0,51 mm. In base a questo valore di  $e_y$  sono stati calcolati i cicli.

La prova è stata eseguita a controllo di forza solo per l'applicazione del carico iniziale, applicando un carico istantaneo di 9.87 kN, dopodichè i cicli sono stati effettuati a controllo di spostamento con una velocità di 0,1 mm/sec.

Il grafico risultante dalla prova ciclica è riportato in Figura 5.5.21. In esso, ogni gruppo di 3 cicli corrisponde ad un valore del coefficiente "n", che assume valori da 1 a 5, ed è contraddistinto da un diverso colore.

Gli spostamenti rilevati, sono quelli relativi Trave-Manicotto, ottenuti come media tra le letture effettuate dai quattro trasduttori.

Dall'analisi del grafico è possibile affermare che il sistema di connessione studiato presenta un degrado per effetto dei carichi ciclici dovuto alla perdita di contatto gomma-legno, che rimane invariato per tutti i cicli effettuati.

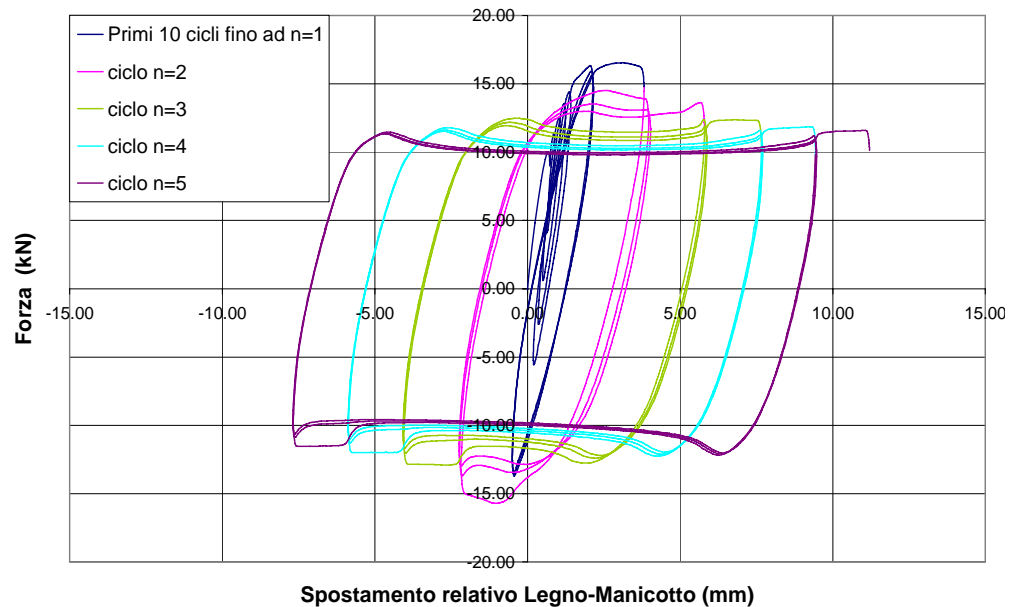


Fig. 5.5.21. Diagramma Forza-Spostamento relativo alla prova 2SC-G-60-25-C1

- Prova 2SC-P-60-25-C1 (2 bulloni, Senza Colla, Privo di gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=25kN$ )

Anche in questo caso, i valori di  $F_y$  e di  $e_y$  sono stati rilevati dall'analisi delle due prove monotone mediante la media aritmetica dei due valori relativi alle singole prove.

I grafici delle due prove monotone, mostrano curve Forza-Spostamento che formano un gomito in prossimità di una forza di circa 25 kN, per poi riprendere un andamento rettilineo. Questo comportamento è dovuto alla deformazione del manicotto. Pertanto, in questo caso, il valore di  $F_y$  è stato ricavato come intersezione tra la tangente passante per l'origine degli assi e la tangente al tratto rettilineo che le curve presentano dopo il gomito. La proiezione verticale del punto così ottenuto sull'asse delle ascisse fornisce il valore di  $e_y$ .

Tale procedimento è stato tracciato, per entrambe le prove monotone, nel grafico di Figura 5.5.22.

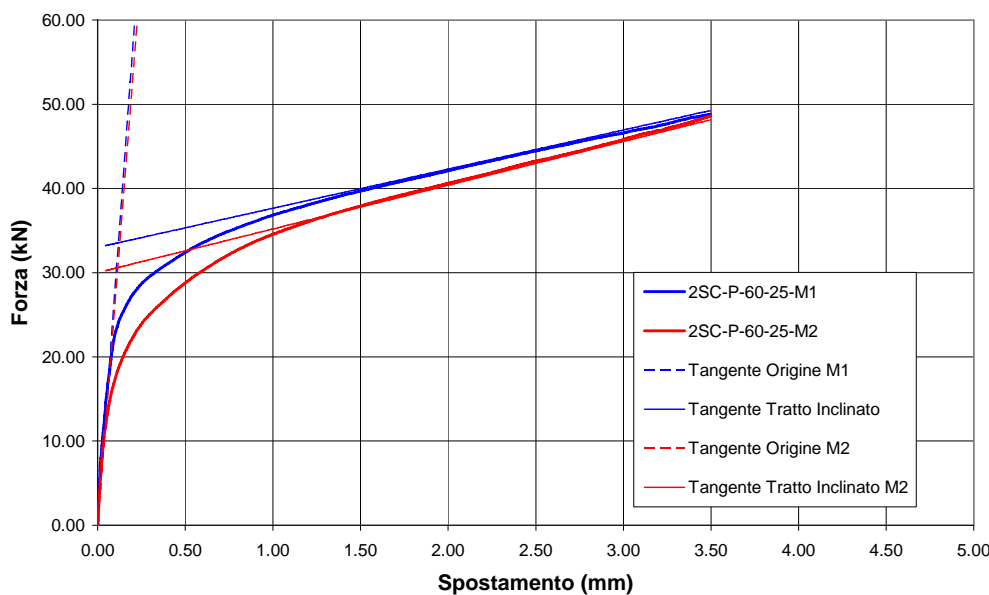


Fig. 5.5.22. Costruzione geometrica per il calcolo di  $F_y$  ed  $e_y$  relativi al manicotto senza gomma.

In Tabella 5.5.3 sono riportati i valori di  $F_y$  e di  $e_y$  per ogni prova ed i valori medi calcolati da utilizzare nella prova ciclica.

Tabella 5.5.3: Valori di  $F_y$  ed  $e_y$  relativi ai provini senza gomma

2SC-P-60-25-M1		2SC-P-60-25-M2		VALORI MEDI	
$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]	$F_y$ [kN]	$e_y$ [mm]
25.00	0.14	20.40	0.13	22.70	0.135

Noti i valori di  $F_y$  e di  $e_y$  si è passati al calcolo dell'ampiezza dei cicli della prova. Il valore del carico iniziale è il 50% della  $F_y$  ovvero 11,35 kN a cui corrisponde un valore di  $e_y$  di 0,07 mm. In base a questo valore di  $e_y$  sono stati calcolati i cicli.

La prova è stata eseguita con le stesse modalità di quella precedente.

Nel grafico di Figura 5.5.23 è riportato il risultato della prova ciclica, in cui ogni gruppo di 3 cicli corrisponde ad un valore di "n", che assume valori da 1 a 13. Sono monitorati in tale grafico gli spostamenti relativi Trave-Manicotto, ottenuti come media delle letture effettuate dai quattro trasduttori, e la forza relativa.

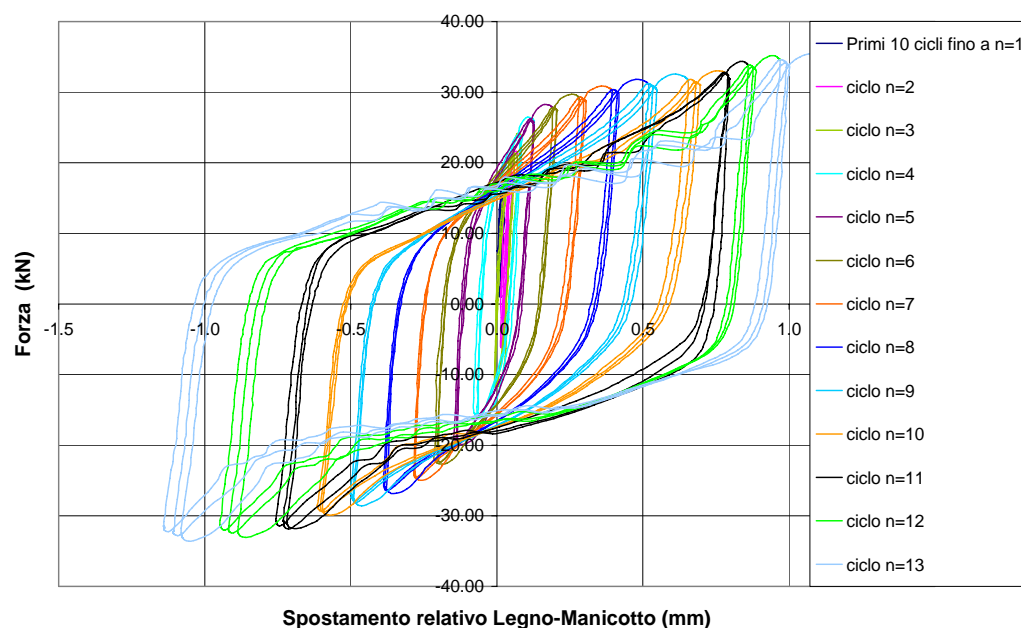


Fig. 5.5.23. Diagramma Forza-Spostamento relativo alla prova 2SC-P-60-25-C1

Dall'analisi del grafico è possibile affermare che il sistema di connessione studiato non presenta un degrado per effetto dei carichi ciclici dovuto alla perdita di contatto gomma-legno e che l'ampiezza dei cicli è sempre la stessa.

#### 5.5.2.6. Confronti tra i risultati sperimentali

I confronti eseguiti hanno lo scopo di valutare il contributo offerto dagli irrigidimenti, l'effetto del livello di serraggio dei bulloni, il contributo offerto dalla gomma e la differenza di comportamento tra il manicotto a due e a quattro bulloni. In particolare, saranno confrontati i sistemi con manicotti

aventi diversi sistemi di irrigidimento delle alette ( $45^\circ$  e  $60^\circ$ ) e con manicotti bullonati con due differenti livelli di serraggio (12.5kN a 25kN). E' stato confrontato, inoltre, il comportamento del manicotto con gomma e con irrigidimento a  $60^\circ$  a quattro bulloni con quello a due bulloni ed infine è stato valutato il contributo della gomma.

Per la comparazione tra le prove monotone effettuate è stata scelta la curva con caratteristiche meccaniche più basse, a vantaggio di sicurezza.

- *Contributo offerto dagli irrigidimenti e dal serraggio*

Nel grafico 5.5.24 si riportano le tre curve dei manicotti a quattro bulloni, con gomma e con serraggio dei bulloni a 12.5 kN con irrigidimenti a  $45^\circ$ , a  $60^\circ$  e senza irrigidimenti. Dal loro confronto si osserva quanto segue:

- i tre sistemi presentano la stessa rigidezza all'origine, ma un diverso valore della forza massima che il sistema può sopportare;
- la forza massima aumenta per la presenza degli irrigidimenti ed è massima per la irrigidimenti a  $60^\circ$ ;
- gli irrigidimenti a  $45^\circ$  comportano un aumento della forza massima del 26%, rispetto al manicotto semplice, mentre quelli a  $60^\circ$  un aumento del 40%.

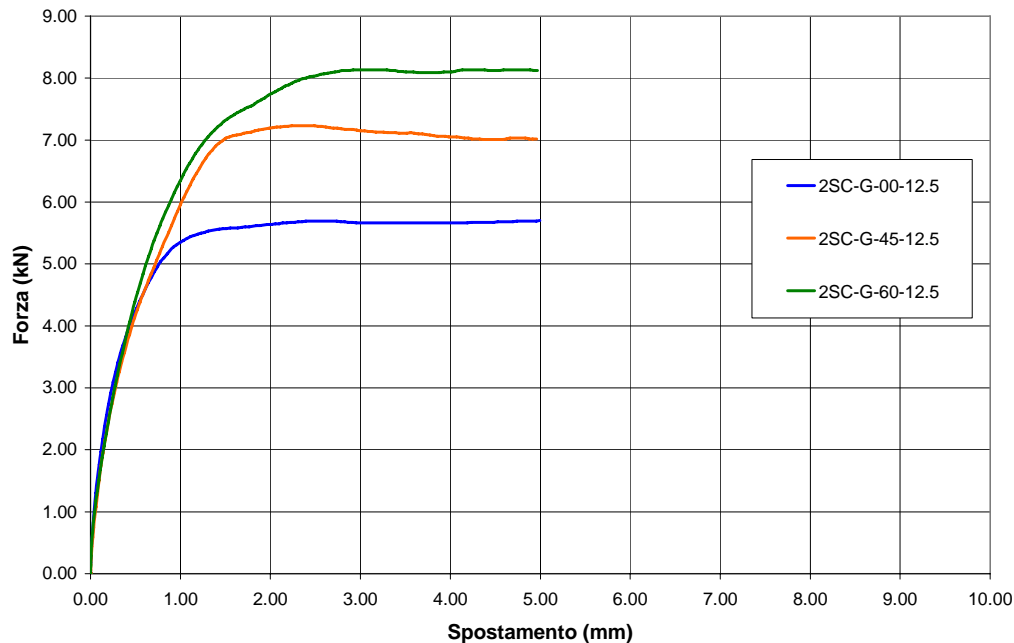


Fig. 5.5.24. Confronto tra prove monotone per provini con e senza irrigidimenti, per  $N_s=12.5\text{kN}$ .

Nel grafico 5.5.25 si riportano le tre curve dei manicotti a quattro bulloni, con gomma e con serraggio dei bulloni a 25 kN con irrigidimenti a 45°, a 60° e senza irrigidimenti. Dal loro confronto si osserva quanto segue:

- i tre sistemi presentano la stessa rigidezza all'origine, ma un diverso valore della forza massima che il sistema può sopportare;
- la forza massima aumenta per la presenza degli irrigidimenti ed è massima per la irrigidimenti a 60°;
- gli irrigidimenti a 45° comportano un aumento della forza massima del 19%, rispetto al manicotto semplice, mentre quelli a 60° un aumento del 31%.

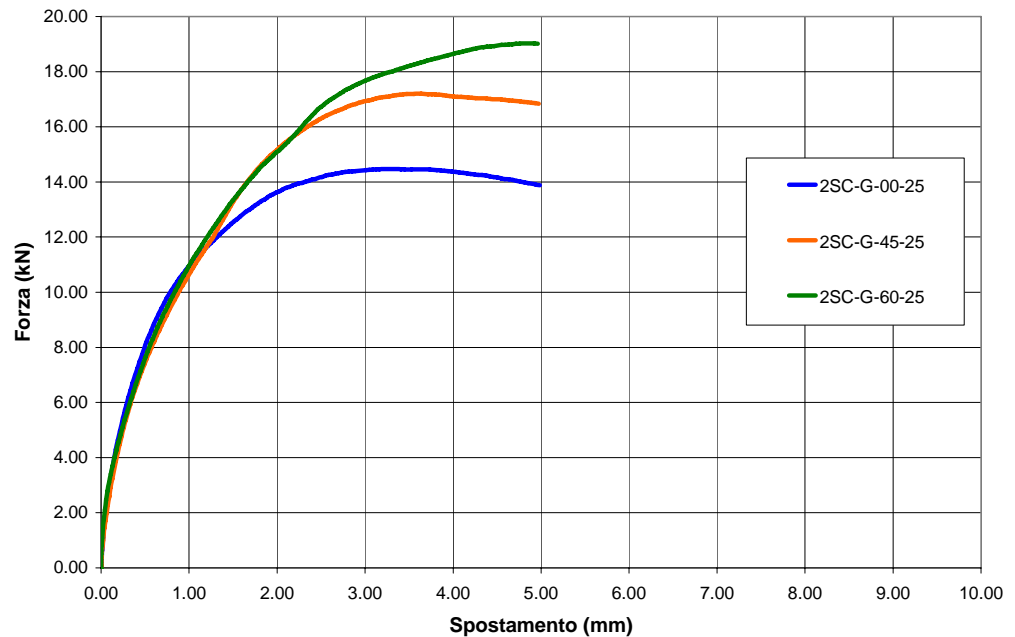


Fig. 5.5.25. Confronto tra prove monotone per provini con e senza irrigidimenti, per  $N_s=25\text{kN}$ .

In definitiva, la presenza degli irrigidimenti induce un aumento della resistenza ultima del manicotto, ma non ne modifica la rigidezza. Questo perchè la rigidezza del sistema è governata dalla gomma, le cui caratteristiche geometriche sono le stesse per tutti i sistemi.

L'aumento del serraggio produce invece sia un aumento di rigidezza che di resistenza in tutti e tre i manicotti, ma le rigidzze tra i differenti sistemi sono ancora una volta uguali tra loro. Infatti, come testimonia il grafico riepilogativo riportato in Figura 5.5.26, la rigidezza aumenta della stessa per i tre sistemi, ma la forza aumenta del 152% per il sistema senza irrigidimento, e del 135% circa per i sistemi con irrigidimento a 45° e 60°.

Pertanto si può concludere che l'aumento della forza di serraggio rende in ogni caso più rigido il sistema, oltre che più resistente. Inoltre per i manicotti con irrigidimenti si registra lo stesso incremento di rigidezza e la stessa percentuale di incremento di carico.

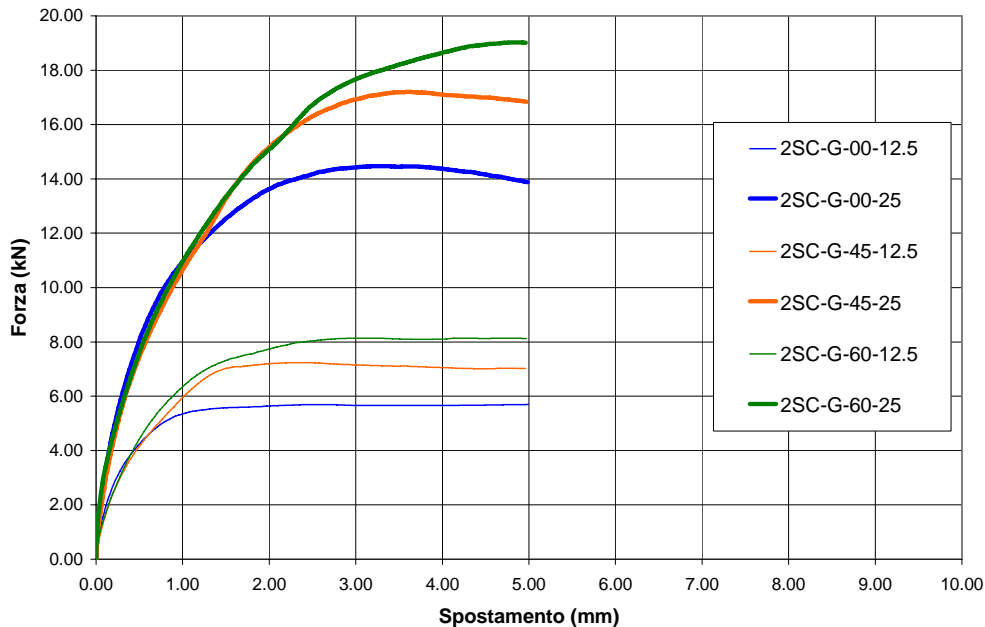


Fig. 5.5.26. Confronto tra prove monotone per provini con e senza irrigidimenti e per diversi valori del serraggio.

Dai confronti effettuati si può concludere che il manicotto che fornisce le migliori prestazioni, sia in termini di rigidezza che di resistenza, è quello con irrigidimenti a 60° e serraggio dei bulloni a 25kN.

Per tale motivo, per le altre prove effettuate (con due bulloni, e senza gomma), è stato utilizzato questo tipo di manicotto.

- *Contributo offerto dal numero di bulloni e dal serraggio*

Si riportano di seguito i confronti tra i sistemi realizzati con manicotto muniti di irrigidimenti a 60°, a 1 e a 2 bulloni e per due valori di serraggio applicato (12.5 kN e 25 kN), (Fig. 5.5.27). Lo scopo del confronto è valutare l'opportunità di usare un bullone per aletta invece di due, per rendere più semplice il sistema, sempre variando il livello di serraggio.

Si precisa che la risultante dello sforzo di serraggio è la stessa per il sistema a 2 bulloni (2x25 e 2x50) e a 4 bulloni (4x12.5 e 4x25).



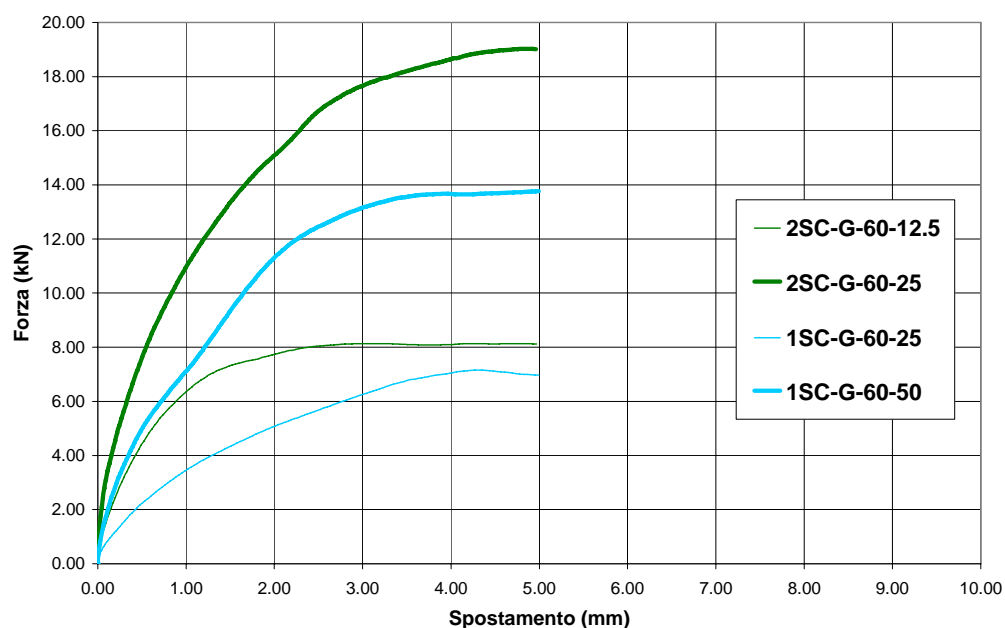


Fig. 5.5.27. Confronto tra prove monotone per provini con irrigidimenti a 60°, con 1 e 2 bulloni e per diversi valori del serraggio.

Dal confronto si evince che il manicotto a 2 bulloni ha una prestazione considerevolmente superiore rispetto al manicotto ad 1 bullone, in termini di rigidezza, ma praticamente uguale in termini di resistenza. Infatti la rigidezza diventa circa il doppio, mentre la resistenza aumenta solo del 13%.

L'aumento della forza di serraggio, invece fa aumentare in modo importante sia la rigidezza che la resistenza.

Per il manicotto ad 1 bullone, infatti, il raddoppio del serraggio induce il raddoppio sia della rigidezza che della resistenza del sistema.

Per il manicotto a 2 bulloni si ha, invece, che il raddoppio del serraggio induce un aumento di rigidezza del 40% ed un aumento di resistenza del 137%!

Gli ultimi confronti effettuati confermano che il manicotto che fornisce le migliori prestazioni, sia in termini di rigidezza che di resistenza, è quello con irrigidimenti a 60° e serraggio dei bulloni a 25kN.

- *Contributo offerto dalla gomma e dal serraggio*

Il manicotto a quattro bulloni con irrigidimenti a 60° è stato utilizzato, come visto, per valutare l'effetto della gomma sulla resistenza e soprattutto, sulla deformabilità del sistema composto.

Nel grafico 5.5.28, si riportano le curve delle prove monotone, per i diversi

valori di serraggio, con due tipologie di contatto (gomma-legno e acciaio-legno).

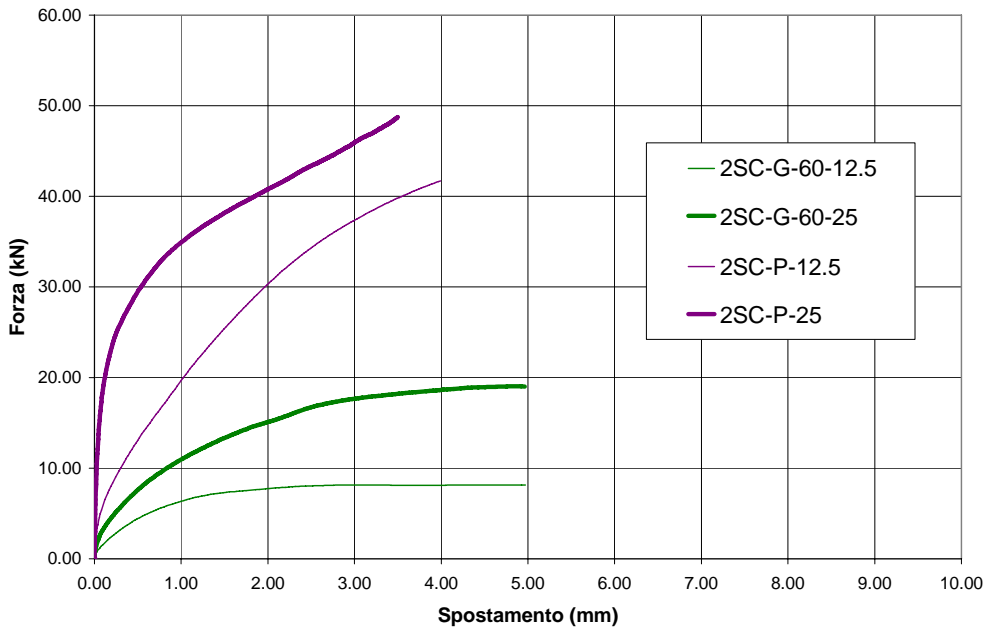


Fig. 5.5.28. Confronto tra prove monotone per provini con irrigidimenti a 60°, con 1 e 2 bulloni e per diversi valori del serraggio.

Il confronto mostra, innanzitutto il differente comportamento dei sistemi. Nel sistema senza gomma non si ha, infatti, come già affermato precedentemente, la perdita dell'attrito, ma la plasticizzazione del manicotto. Non si registra, infatti, sulla curva una brusca variazione di pendenza. Inoltre il sistema senza gomma risulta fortemente più rigido e resistente.

In termini di rigidità, si rileva un incremento di oltre il 300% nel sistema senza gomma rispetto a quello con gomma. Tale comportamento è dovuto all'attrito che si sviluppa tra la superficie interna scabra del manicotto e la trave di legno.

In termini di resistenza si ha un incremento, togliendo la gomma, del 425% nel caso di  $N_s=12.5\text{kN}$  e del 153% nel caso di  $N_s=25\text{kN}$ .

Ancora una volta si osserva che il raddoppio della forza di serraggio induce un incremento sia di rigidità che di resistenza.

• *Confronto tra prova monotona e prova ciclica*

Si riporta di seguito il confronto tra la prova monotona e la prova ciclica relative al provino con manicotto a 2 bulloni, con gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=25kN$ . In esso, la prova monotona attinge un valore della forza massima superiore a quelle delle curve relative ai vari cicli (Fig. 5.5.29).

Dall'analisi del grafico è possibile affermare che il sistema di connessione studiato presenta un degrado per effetto dei carichi ciclici dovuto alla perdita di contatto gomma-legno, che rimane invariato per tutti i cicli effettuati.

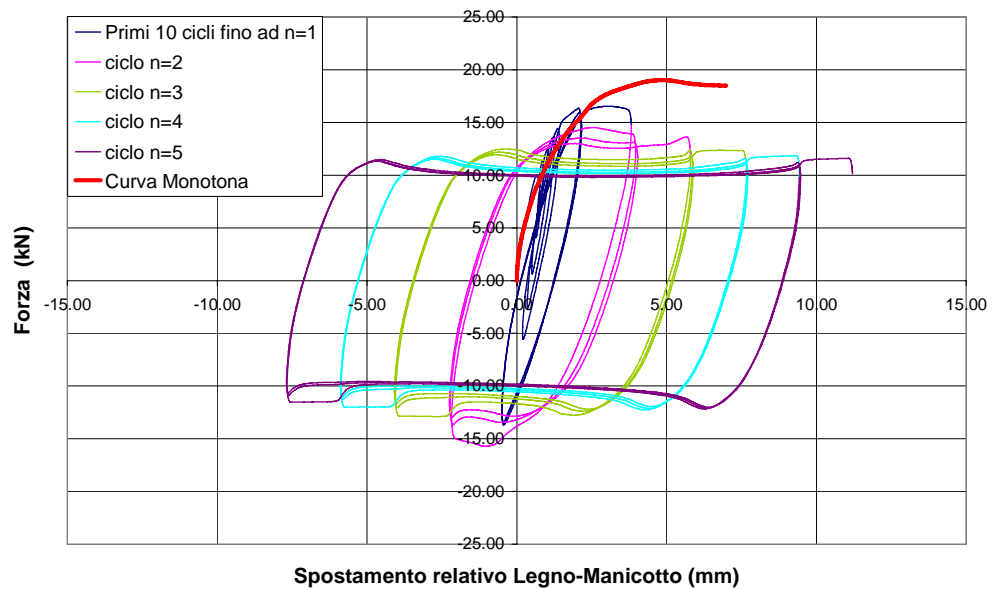


Fig. 5.5.29. Confronto tra prova monotona e prova ciclica del provino 2SC-G-60-25.

Nel grafico di figura 5.5.29, si riportano la prova monotona e la prova ciclica, relative al provino con 2 bulloni, privo di gomma, irrigidimento a 60° ed  $N_s=25kN$ . Dall'analisi di tale grafico è possibile evidenziare che il sistema di connessione studiato non presenta degrado per effetto dei carichi ciclici. Infatti i cicli presentano tutti una ordinata positiva massima prossima a quella della prova monotona.

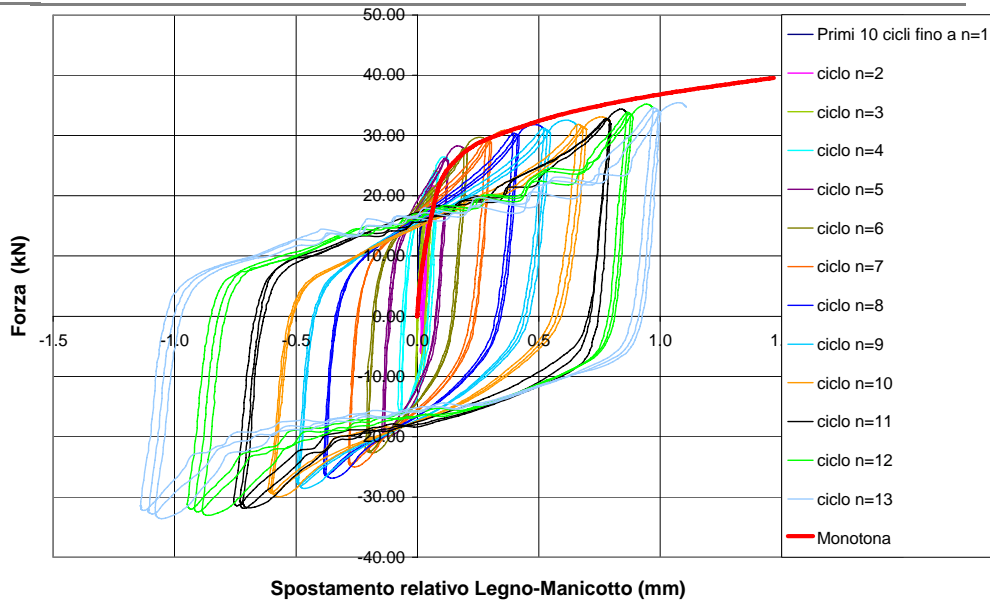


Fig. 5.5.30. Confronto tra prova monotona e prova ciclica del provino 2SC-P-60-25.

### 5.5.3. Sistema per travi a sezione circolare

#### 5.5.3.1. Test preliminari per la caratterizzazione del materiale

Per le prove sui manicotti a sezione circolare è stato necessario procedere a prove di identificazione strutturale del materiale, in quanto i provini sono stati realizzati utilizzando travi in legno vecchio, che hanno subito, stando in opera, i tipici fenomeni di degrado del legno (lesioni da ritiro, cipollature ecc.).

Pertanto è stato necessario determinare, preliminarmente, le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei mediante prove di compressione parallela alla fibratura, condotte in accordo alle norme UNI (UNI EN 384 e UNI EN 408, 1997).

#### 5.5.3.2. L'apparecchiatura di prova

Per le prove a compressione sono state utilizzate le seguenti apparecchiature:

- Macchina a pistone idraulico Mohr Federhaff AG da 500 t, capace di effettuare prove a controllo di forza (Fig. 5.5.31a);
- Cella di carico HBM da 50 t, collegata ad una centralina di acquisizione dati HBM SPIDER 8 (Fig. 5.5.31b)
- Trasduttori di spostamento HBM tipo wsf da 50mm, con precisione di 0.001mm, anch'essi collegati alla centralina (Fig. 5.5.31b,c).

- *Rilevatori di spostamento ad  $\Omega$* , con precisione di 0.0001mm da 50mm, posizionati come in Figura 5.5.31b, utilizzati solo per controllare l'affidabilità delle letture dei trasduttori.

I valori dei carichi e gli spostamenti sono stati registrati da una centralina di acquisizione dati collegata ad un computer portatile, mediante l'utilizzo del programma CATMAN (versione 2.1).

Nel corso delle prove a compressione, oltre ai due trasduttori posizionati tra la piastra superiore fissa della macchina e le due alette fissate al tronco, è stato disposto un terzo trasduttore che legge gli spostamenti della piastra posizionata sulla testa del provino, per monitorare eventuali spostamenti tra la piastra di applicazione del carico e il tronco (Fig. 5.5.31b).

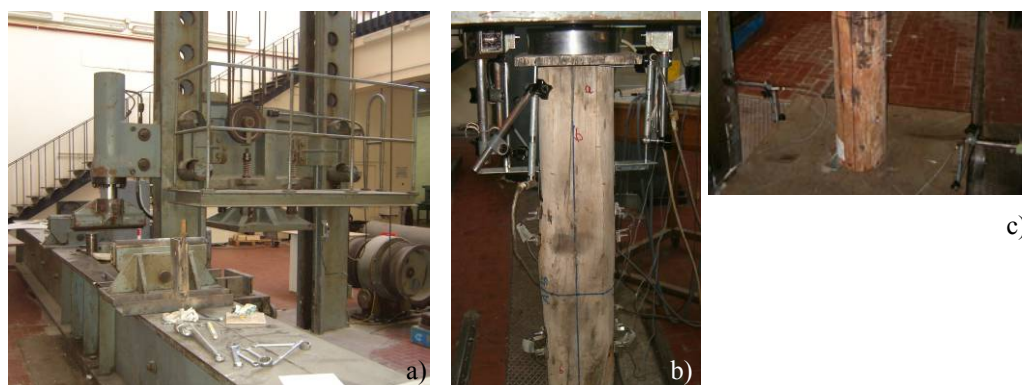


Fig. 5.5.31. Apparecchiatura di prova: a) Macchina di carico; b) Posizione trasduttori di spostamento e della cella di carico per le prove in campo elastico; c) Posizione trasduttori per le prove a rottura.

### 5.5.3.3. Prove di compressione parallela

Le prove a compressione sono state effettuate su 7 provini (C1-C7) prelevati dalle travi che costituivano il solaio. Sui 7 provini sono state condotte sia prove a flessione in campo elastico, per la determinazione del modulo elastico a compressione parallela alla fibratura, sia prove a rottura, per la determinazione della resistenza a compressione parallela.

Il provino C1 è stato utilizzato solo per determinare il carico massimo ( $F_{max}$ ) da utilizzare, in tutte le prove successive, per il calcolo del valore dell'aliquota elastica,  $0.40F_{max}$ , da applicare per la determinazione di  $E_c$  (UNI EN 408, 2004).

Le prove a rottura si articolano in diversi cicli di carico e scarico, aventi lo scopo di determinare la curva di degrado del materiale, oltre alla resistenza massima.

Prima di procedere alle prove sono state rilevate, per ciascun provino, sia le dimensioni geometriche secondo le modalità definite dalla norma (UNI EN 408, 1997) sia i difetti presenti, riportati sinteticamente in Figura 5.5.32.

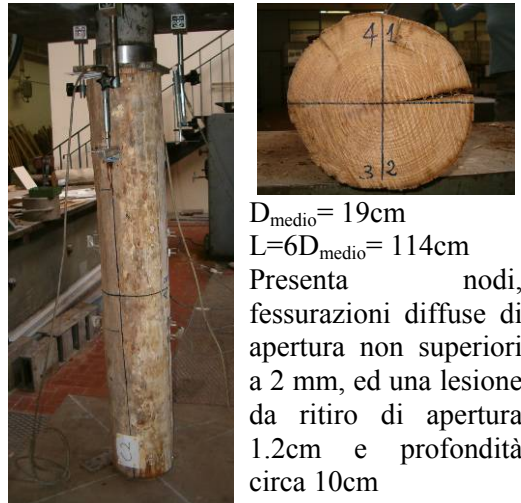
La prova a compressione sull'elemento denominato C<sub>1</sub> ha fornito un valore di F<sub>max</sub>=800kN. Questo valore, rapportato alla dimensione della sezione, fornisce una  $\sigma_{r,C1} = 22.31 \text{ Nmm}^{-2}$ . Pertanto si stabilisce che il valore massimo della tensione raggiungibile, in campo elastico, per ciascun provino vale:

$$\sigma_{04} = 0.4\sigma_{\max} = 0.4 \cdot \sigma_{r,C1} = 0.4 \cdot 22.31 = 8.92 \text{ Nmm}^{-2}.$$

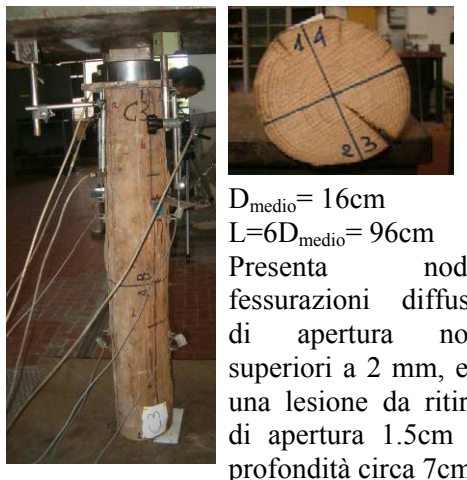
Provino C1



Provino C2



Provino C3



Provino C4

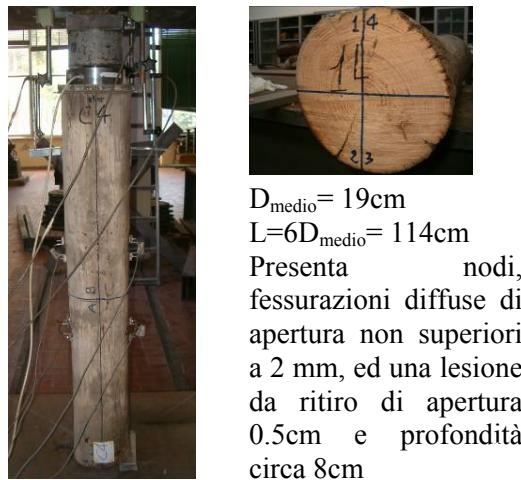


Fig. 5.5.32. Caratteristiche dei provini.

Provino C5



$D_{\text{medio}} = 15.6\text{cm}$   
 $L = 6D_{\text{medio}} = 94\text{cm}$   
 Presenta nodi, fessurazioni diffuse di apertura non superiori a 2.5 mm, ed una lesione da ritiro di apertura 0.4cm e profondità circa 2cm

Provino C6



$D_{\text{medio}} = 16,2\text{cm}$   
 $L = 6D_{\text{medio}} = 97\text{cm}$   
 Presenta fessure diffuse di apertura non superiori a 2 mm e 3 lesioni, di apertura 0.5-0.7cm e profondità 2.5cm che individuano un nucleo centrale

Provino C7



$D_{\text{medio}} = 20\text{cm}$   
 $L = 6D_{\text{medio}} = 120\text{cm}$   
 Presenta nodi, fessurazioni diffuse di apertura non superiori a 2 mm, e lesioni da ritiro di apertura 0.5cm e profondità circa 3-5cm

Fig. 5.5.32. Caratteristiche dei provini. (continua)

***Determinazione del modulo di elasticità***

I risultati delle prove in campo elastico sono riportati, per i sei provini, nel grafico di Figura 5.5.33, che riporta le curve significative sul piano  $\sigma$ - $\epsilon$ . I valori delle tensioni sono stati ottenuti come rapporto tra la forza letta dalla cella di carico e la sezione media del provino, mentre le deformazioni come rapporto tra la media delle letture dei due trasduttori utilizzati e la lunghezza del tronco alla quale la lettura si riferisce.

Per la determinazione del modulo elastico medio ( $E_{mean}$ ) la norma prescrive la seguente formulazione:

$$E_{co} = \frac{l_1(F_2 - F_1)}{A(w_2 - w_1)}$$

dove:

$F_2 - F_1$  è un incremento di carico sul tratto rettilineo della curva carico-deformazione, in newton, che ha come limite il valore  $0.4F_{max} - 0.1F_{max}$ , o qualora non fosse possibile, almeno,  $0.3F_{max} - 0.2F_{max}$ ;

$w_2 - w_1$  è l'incremento di deformazione corrispondente ad  $F_2 - F_1$ , in millimetri.

Il valore degli altri limiti tensionali forniti dalla norma, per il calcolo del modulo elastico, sono:

- $\sigma_{03} = 0.3\sigma_{max} = 0.3 \cdot \sigma_{r,C1} = 0.3 \cdot 22.31 = 6.69 \text{ Nmm}^{-2}$
- $\sigma_{02} = 0.2\sigma_{max} = 0.2 \cdot \sigma_{r,C1} = 0.2 \cdot 22.31 = 4.46 \text{ Nmm}^{-2}$
- $\sigma_{01} = 0.1\sigma_{max} = 0.1 \cdot \sigma_{r,C1} = 0.1 \cdot 22.31 = 2.23 \text{ Nmm}^{-2}$ .

Alcune prove non hanno raggiunto il valore limite  $\sigma_{04}$  in quanto, a causa di scricchiolii ripetuti provenienti dal tronco, sono state interrotte ad un valore minore del carico. Pertanto la fascia di riferimento, entro la quale sono stati presi i dati per il calcolo del modulo elastico, varia per ciascuna prova.

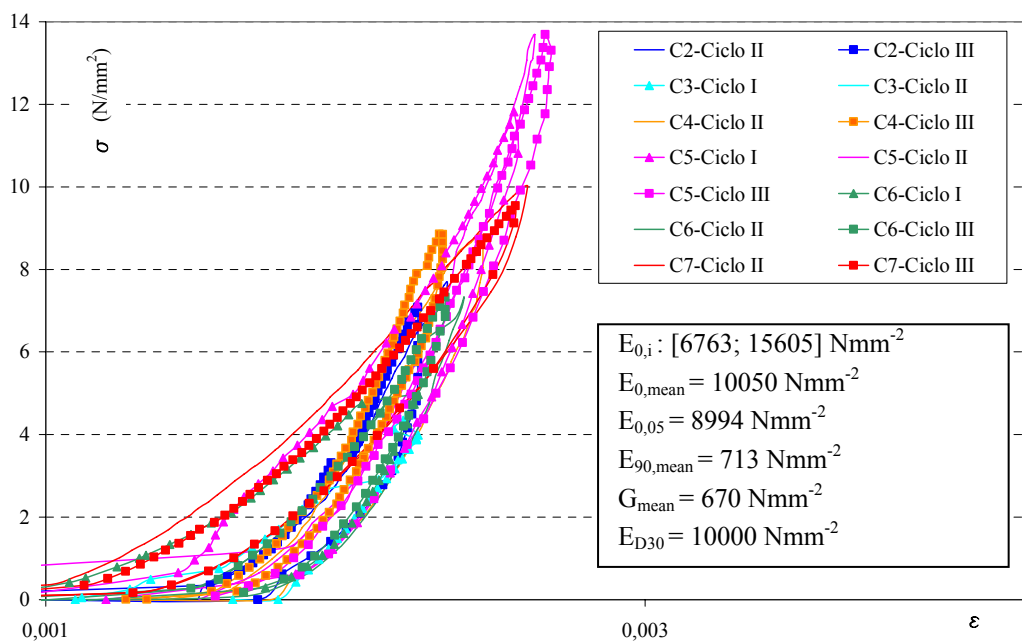


Fig. 5.5.33. Curve tensione-deformazione in campo elastico, dei sei provini e proprietà meccaniche del materiale.



Il valore caratteristico  $E_{0,\text{mean}}$  deve essere calcolato dalla formula:

$$E_{0,\text{mean}} = \frac{\sum \bar{E}_j n_j}{\sum n_j} \quad (1)$$

dove:

$n_j$  è il numero di provini nel campione j-esimo;

$\bar{E}_j$  è il valore medio del modulo di elasticità per il campione j-esimo, in newton su millimetro quadro, ottenuto come media sul numero di campioni.

$$\bar{E} = \frac{\sum E_i}{n} \quad (2)$$

con

$n$  numero di provini in un campione;

$E_i$  valore i-esimo del modulo di elasticità nell'intervallo da 1 a  $n$ .

Secondo la stessa norma “*Le dimensioni della sezione trasversale dei provini devono essere le stesse all'interno di un campione, ma diverse da quelle degli altri campioni*”, pertanto si dispone di 4 campioni così distribuiti:

1. Campione 1: C2 e C4;
2. Campione 2: C3 e C6;
3. Campione 3: C5;
4. Campione 4: C7.

Dunque si dispone di quattro campioni. Si calcola la media per campione utilizzando la (2) e poi si calcola il valore del modulo elastico medio mediante la (1), che fornisce  $E_{0,\text{mean}} = 10708 \text{ Nmm}^{-2}$ .

Da questo valore è possibile ottenere (UNI EN 384, 1997):

$$E_{0,05} = 0.84 E_{0,\text{mean}} = 0.84 \cdot 10708 = 8994 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$E_{90,\text{mean}} = E_{0,\text{mean}}/15 = 713 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$G_{\text{mean}} = E_{0,\text{mean}}/16 = 670 \text{ Nmm}^{-2}$$

Siccome i valori determinati in conformità alla norma UNI EN 384, per le proprietà meccaniche, sono idonei per l'assegnazione delle categorie e delle specie alle classi di resistenza della EN 338, si riporta nella Tabella 5.5.4 seguente il confronto tra i dati sperimentali ed i valori forniti dalla norma. Dall'analisi dei valori della norma risulta che il materiale può essere classificato come latifoglia D30.

Tabella 5.5.4. Confronto tra le caratteristiche del legno castagno

	$E_{0,\text{mean}}$ [Nmm <sup>-2</sup> ]	$E_{0,05}$ [Nmm <sup>-2</sup> ]	$E_{90,\text{mean}}$ [Nmm <sup>-2</sup> ]	$G_{\text{mean}}$ [Nmm <sup>-2</sup> ]
UNI EN 338	10000	8000	640	600
<b>Valori sperimentali</b>	<b>10708</b>	<b>8994</b>	<b>713</b>	<b>670</b>

**Determinazione della resistenza a compressione parallela**

Le prove a rottura si articolano, come detto, in tre o più cicli atti a determinare la curva di degrado del materiale (Fig. 5.5.34).

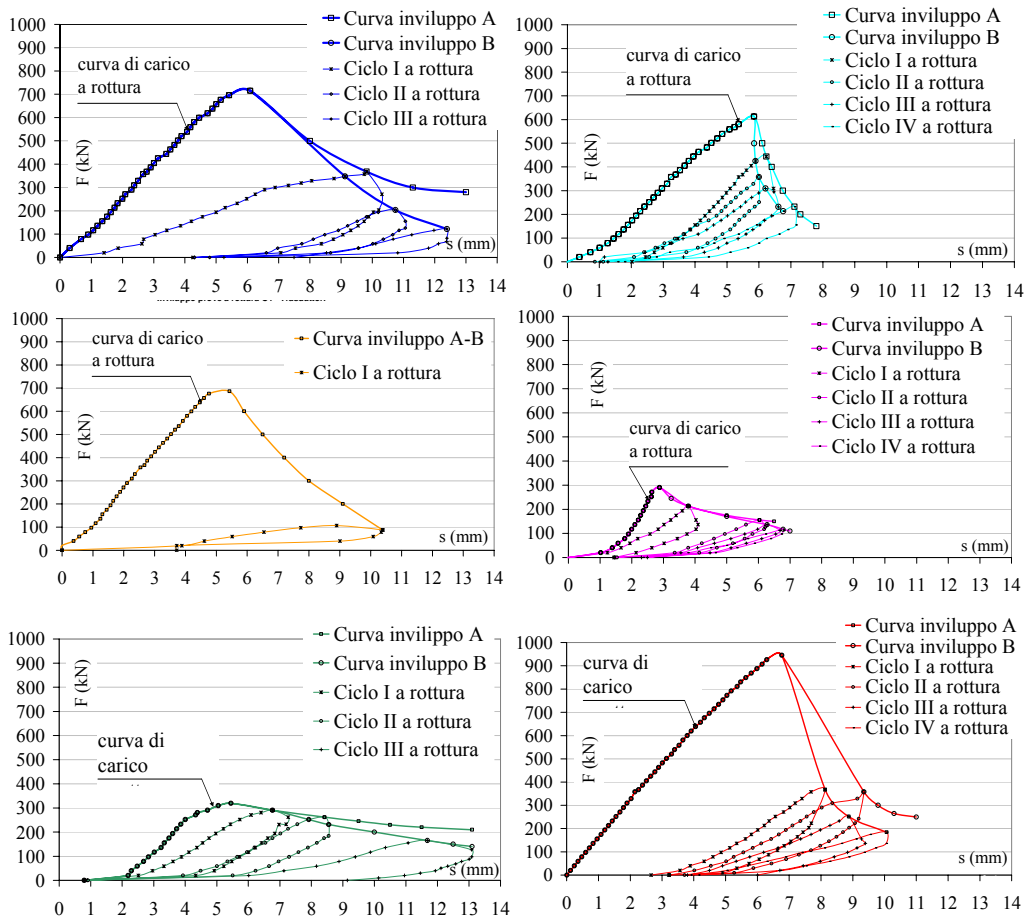


Fig. 5.5.34. Curve forza-spostamento a rottura e curve involucro, per i sei provini.

Per poterle confrontare si riportano sul piano  $\sigma$ - $\epsilon$  e si traccia la probabile curva di degrado media.

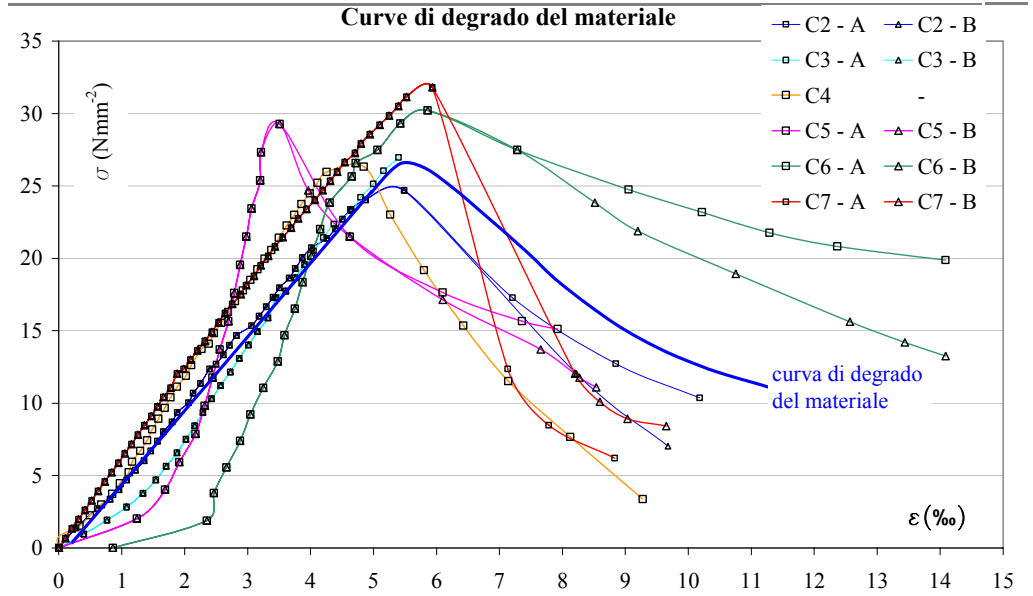


Fig. 5.5.34. Curve inviluppo di degrado tensione-deformazione e curva media risultante.

Per il calcolo della resistenza, però, si utilizzano solo le curve relative al primo ciclo. Per ciascuna prova si dispone di due trasduttori, pertanto si calcola la media delle letture e si riporta sul grafico tensioni-deformazioni la curva media relativa ai 6 provini (Fig. 5.5.35).

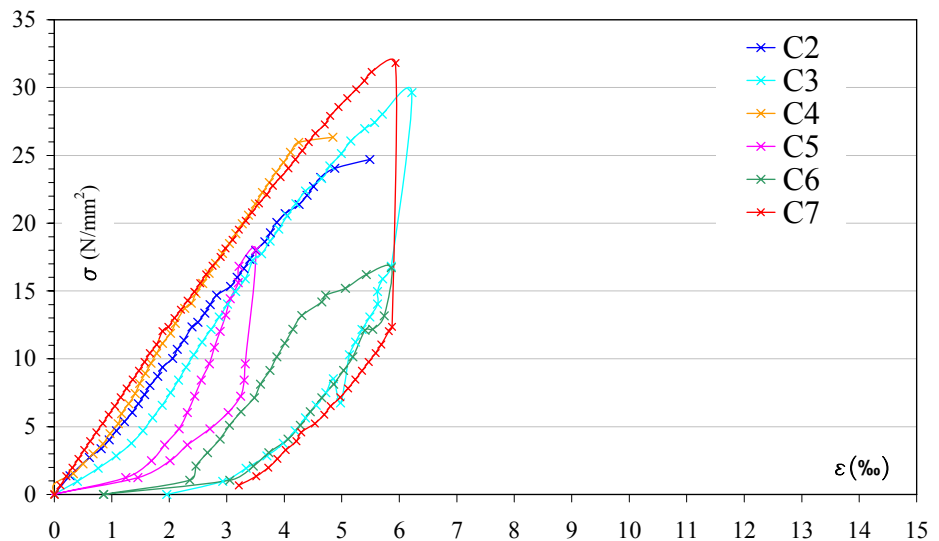


Fig. 5.5.35. Curve tensione-deformazione a rottura e valori limite delle tensioni.

Dall'osservazione del grafico si evince che i provini C5 e C6, gli unici prelevati dallo stesso tronco, determinano il valore minimo di tensione. Per entrambi il rilievo aveva evidenziato una separazione tra un nucleo centrale compatto e una corona circolare esterna dovuta probabilmente al ritiro (Fig. 5.5.31). La conferma di ciò è data dall'osservazione del provino a fine test riportata in Figura 5.5.36 con tutte le sezioni trasversali e, a titolo di esempio, l'immagine della tipica apertura a "barilotto", comune a tutti i provini testati.



Fig. 5.5.36. Rilievo a fine prova.

Se si considera la corona circolare dei provini C5 e C6 non reagente fin dall'inizio si ha il seguente diagramma tensione-deformazione (Fig. 5.5.36).

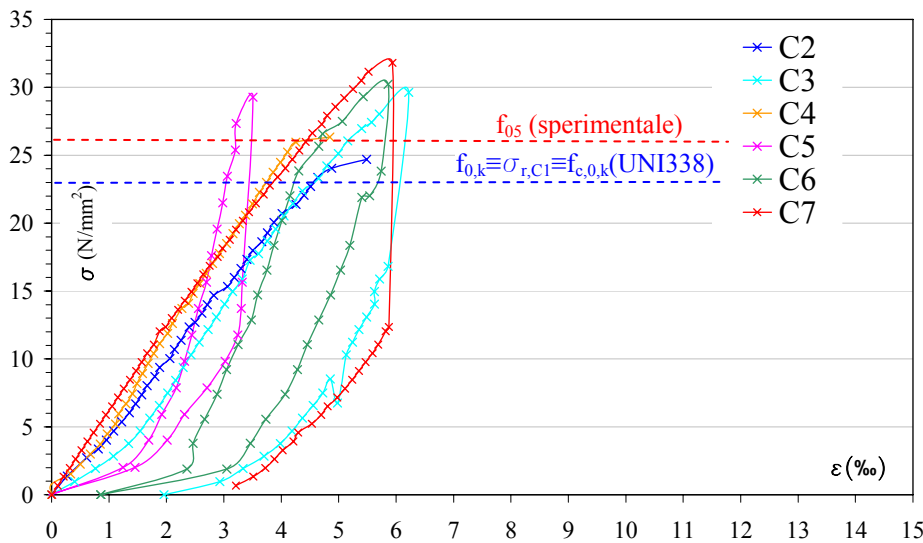


Fig. 5.5.37. Curve tensione-deformazione a rottura e valori limite delle tensioni.

Il valore caratteristico  $f_{0,k}$  della resistenza si calcola mediante la formula (UNI EN 384):

$$f_{0,k} = f_{05} k_s k_v$$

dove:

$f_{05}$  è il valore medio 5-percentile per ciascun campione, nel presente caso il valore stesso

$k_s$  è il coefficiente di correzione per numero di campioni e dimensione dei provini

$k_v$  è un coefficiente per tenere conto della minore variabilità dei valori  $f_{05}$  ottenuti per le categorie a macchina rispetto alle categorie visuali; per le categorie visuali  $k_v = 1,0$  e per le categorie a macchina  $k_v = 1,12$ .

Nel caso in esame essendo,

$$f_{05} = 26.01 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$k_s = 0.9$$

$$k_v = 1$$

si ha che il valore della resistenza caratteristica a compressione parallela vale:

$$f_{0,k} = 26.01 \cdot 0.9 = 23.40 \text{ Nmm}^{-2}$$

Sul grafico di Figura 5.5.36 si riportano anche  $f_{c,0,k} = 23 \text{ Nmm}^{-2}$ , relativo alla latifolia di classe D30, secondo la norma UNI EN 338, che coincide col valore sperimentale, nonché con la tensione di rottura del provino C1.

Per poter confrontare tale valore con le tensioni fornite dalla norma UNI 11119 relativamente al legname in opera, è necessario calcolare il valore ammissibile della tensione. Essa si determina, secondo la proposta di Norma Italiana (Norma CNR, 2001), mediante la seguente formula:

$$\sigma_{amm} = f_k \cdot k_{mod} (1.5 \cdot \gamma_M)^{-1}$$

dove

$f_k$  è il valore della tensione caratteristica

$\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza, che per legno massiccio vale 1.3

$k_{mod}$  è un coefficiente di correzione che tiene conto della durata del carico e dell'umidità della struttura.

Pertanto si ha, considerando la classe di servizio 1, per la scelta del  $k_{mod}$ :

$$\sigma_{amm} = 23.4 \cdot 0.6 \cdot (1.5 \cdot 1.3)^{-1} = 7.2 \text{ Nmm}^{-2}$$

Essendo, secondo la UNI 11119, per le tre categorie in opera:

$$\sigma_{amm,I} = 11 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\sigma_{amm,II} = 9 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$\sigma_{amm,III} = 7 \text{ Nmm}^{-2}$$

il legname si classifica come castagno di III categoria.

Tale assunzione sarà alla base dei calcoli successivi.

#### 5.5.3.4. Le prove monotone push-out

#### 5.5.3.5. Componenti di base

Il sistema di connessione testato è composto da tre elementi di base:

4. Un tronco di legno di castagno di diametro 15cm a lunghezza 30cm, con i difetti tipici del legno (lesioni, irregolarità della sezione), riportato in Figura 5.5.38a,b.

5. Un manicotto formato da due parti metalliche tra loro bullonate dello spessore di 6mm e larghezza 60mm, configurate ad omega (Fig. 5.5.38c). Le quattro alette del manicotto sono forate, con foro  $\varnothing 9$ . I bulloni sono classe 8.8.

6. Due strisce di gomma SISMI 60, dello spessore di 5 mm, larghe 60mm, per i manicotti incollati e 70mm per quelli privi di colla, e lunghe 360 mm che costituiscono l'interfaccia tra il manicotto di acciaio e la trave di legno.

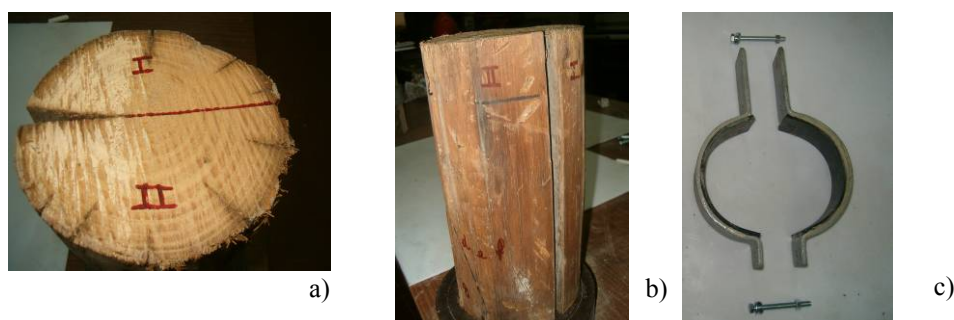


Fig. 5.5.38. Sistema per trave a sezione circolare: a,b) Sezione e prospetto del tronco; c) Manicotto con gomma.

#### 5.5.3.6. L'apparecchiatura di prova

Le prove monotone sono state effettuate utilizzando la seguenti apparecchiature:

- *Un telaio metallico di contrasto*, costituito da tre parti (Fig. 5.5.39a): due parti uguali mobili, che costituiscono i due montanti ai quali va fissato il manicotto, saldati su una piastra che presenta due fori ovalizzati (Fig. 5.5.39b). Queste due parti si bullonano alla piastra di base che va posizionata sul piano della macchina di prova. L'ovalizzazione dei fori permette l'utilizzo di questo telaio per sezioni di diametro variabile da 10cm a 30cm. I due montanti terminano con quattro alette e due perni filettati, che si chiudono con una piastra bullonata (Fig. 5.5.39c). Le quattro alette costituiscono l'alloggiamento delle alette del manicotto (Fig. 5.5.39d),

mentre i perni filettati accolgono una piastra di chiusura che, opportunamente bullonata, blocca le alette al telaio (Fig. 5.5.39e). Questo sistema permette di simulare l'effetto incastro che eserciterebbe la soletta di calcestruzzo, nel caso dell'utilizzo del sistema in un solaio reale.

- Una macchina di carico *AMSLER* da 300 kN, con applicazione del carico mediante pressa idraulica, secondo un gradiente di velocità fissato dall'operatore (Fig. 5.5.40a).
- Cella di carico HBM da 5t, collegata ad una centralina di acquisizione dati HBM SPIDER 8 (Fig. 5.5.40b)
- *Trasduttori di spostamento* HBM tipo *wsf* da 50mm, con precisione di 0.001mm, anch'essi collegati alla centralina (Fig. 5.5.40b).

I valori dei carichi e gli spostamenti sono stati registrati da una centralina di acquisizione dati collegata ad un computer portatile, mediante l'utilizzo del programma CATMAN (versione 2.1).

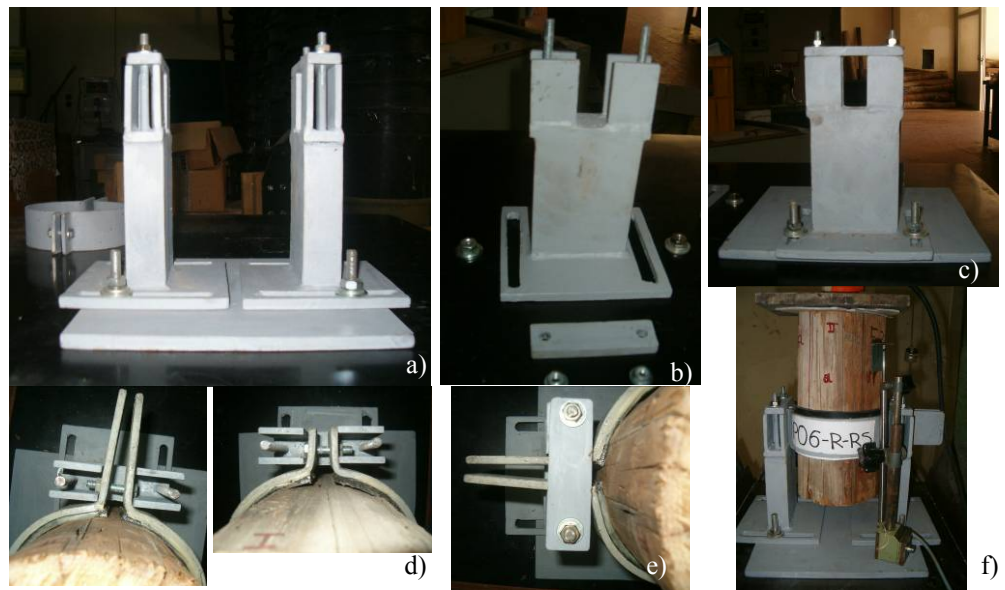


Fig. 5.5.39. Telaio di contrasto: a) Prospetto frontale; b) Elementi della parte mobile; c) Prospetto laterale; d) Alloggiamenti alette; e) Fissaggio delle alette al telaio; f) Sistema completo.



Fig. 5.5.40. a) Macchina di carico AMSLER; b) Posizione trasduttori e cella di carico.

#### 5.5.3.7. Le tipologie di manicotto testate

In questa prima fase di studio si vuole determinare la soluzione di contatto più idonea tra le strisce di gomma e il manicotto di acciaio, pertanto, a parità degli altri parametri (serraggio, numero e sezione dei bulloni ecc.), le prove push-out hanno riguardato tre tipologie di contatto gomma-acciaio.

Il contatto gomma-legno è semplice e l'assorbimento della forza di scorrimento avviene per attrito, per tutti i sistemi testati.

La forza di serraggio è uguale per tutti i provini ed è stata calcolata secondo la seguente espressione (CNR UNI 11011, 1988):

$$N_s = 0.8 \cdot f_{k,N} \cdot A_{res} = 0.8 \cdot 560 \cdot 37 = 16576 \text{ N} = 16.5 \text{ kN.}$$

Essendo 4 le alette su cui agisce questa forza di serraggio ed avendo ipotizzato un coefficiente di attrito gomma-legno  $\mu=0.5$ , la forza massima prevista vale:

$$F_{max} = 0.5 \cdot 4 \cdot 16.5 = 33 \text{ kN.}$$

Per il contatto gomma-acciaio sono state testate tre soluzioni: 1) incollaggio; 2) semplice contatto; 3) contatto con superficie del manicotto scabra.

- *Gomma Incollata al manicotto: Prove PO1-GR e PO2-GR*



Sono stati confezionati, per questo tipo di prova, due provini nei quali le strisce di gomma sono incollate all'acciaio mediante colla bicomponente ADESILEX G19 della Mapei (Fig. 5.5.41).



Fig. 5.5.41. Preparazione provino: a) Colla; b,c) Manicotto.

Al termine del montaggio del manicotto sul tronco e del serraggio dei bulloni è stata rilevata l'esatta superficie di contatto gomma-legno. Data l'irregolarità della superficie del tronco, infatti, il contatto manca per alcuni tratti (Fig. 5.5.42) e la superficie effettiva di contatto è ridotta del 27.8% per il provino PO1 e del 32.71% per il provino PO2, rispetto a quella teorica. Dopo il posizionamento del provino nel telaio di contrasto, della cella di carico e dei due trasduttori, è stato applicato un carico fissando il gradiente di velocità di applicazione pari a 8.2%, funzione del carico massimo previsto di 16.5 kN.



Fig. 5.5.42. Superfici di distacco gomma-legno.

Durante la prova sono stati monitorati e acquisiti elettronicamente, i dati relativi allo spostamento relativo tronco-manicotto mediante due trasduttori di spostamento fissati alla piastra fissa di base e due alette fissate al tronco, ed il carico applicato. Si riportano di seguito le immagini dei provini durante la prova (Fig. 5.5.43) e il risultato della prova sul piano F- $\delta$  (Fig. 5.5.44).



Fig. 5.5.43. Provini PO1-GR e PO2-GR in alcune fasi della prova.

Dall'osservazione delle foto si evidenzia innanzitutto che lo scorrimento non è avvenuto per il superamento dell'attrito gomma-acciaio e non gomma-legno, come ci si aspettava. Inoltre si vede che nel provino PO2 si ha che non tutta la gomma si separa dal manicotto. Infatti, nella parte posteriore del provino, solo per metà del manicotto si rileva un distacco totale. Questo fenomeno trova riscontro nelle risposte sperimentali, in quanto la forza limite del secondo provino è maggiore della prima (Fig. 5.5.43). Un cerchio rosso individua, sul grafico, i punti in cui comincia il distacco parziale. La perdita completa del contatto si verifica per un valore della forza di 12.6kN per il provino 1 e 15kN per il provino 2.

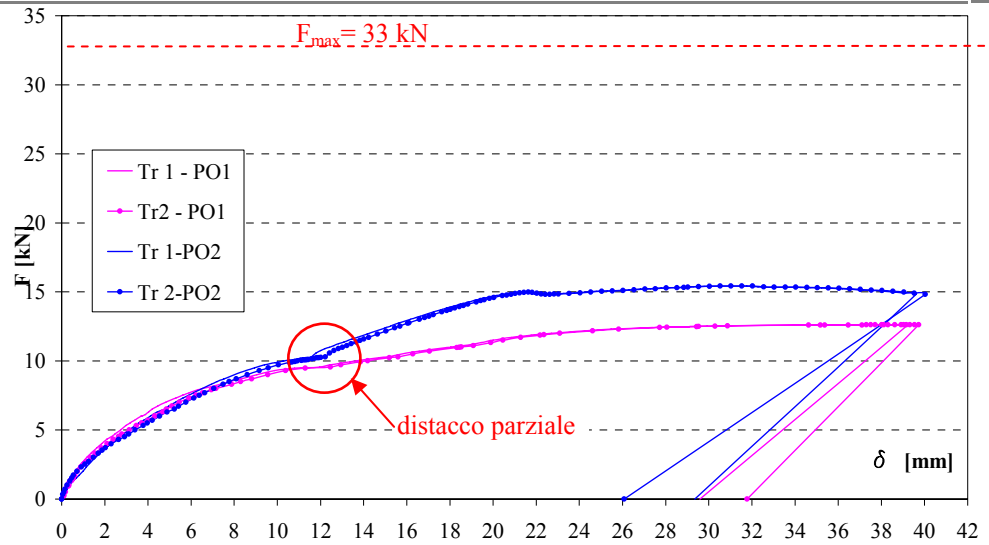


Fig. 5.5.44. Grafico forza-spostamento dei provini PO1-GR e PO2-GR.

- **Gomma non incollata al manicotto: Prove PO3-R, PO4-R e PO5-R**

Per i provini con gomma non incollata al manicotto sono state eseguite tre prove. I provini sono stati confezionati semplicemente bullonando il manicotto al tronco con gomma interposta. Solo per una maggiore comodità nel posizionamento della gomma durante il serraggio, le strisce sono state tagliate di larghezza maggiore (8cm anziché 6cm).

Si riportano di seguito le immagini dei provini durante la prova (Fig. 5.5.45) e il risultato della prova sul piano F- $\delta$  (Fig. 5.5.46).

La superficie effettiva di contatto, rispetto a quella teorica, è ridotta del 27.4% nel caso dei provini PO3 e PO5 e del 21.8% nel caso del provino PO4.



Fig. 5.5.45. Provini PO3-R, PO4-R e PO5-R in alcune fasi della prova.



Fig. 5.5.45. Provini PO3-R, PO4-R e PO5-R in alcune fasi della prova. (continua)

Dall'osservazione delle foto si evince un comportamento diverso del provino, anche se la modalità di crisi è sempre la stessa: perdita di contatto gomma-acciaio. Per i provini senza colla si evidenzia un funzionamento migliore del contatto testimoniato dalla deformazione “a gonnellino” della gomma. Lo scorrimento, infatti, non è libero e la gomma si deforma in maniera discontinua.

La perdita completa del contatto si verifica per un valore della forza di circa 24kN per i provini 3 e 5 e circa 17kN per il provino 4.

La risposta del provino PO4, troppo discosta dalle altre due, sarà scartata nelle calcolazioni successive.

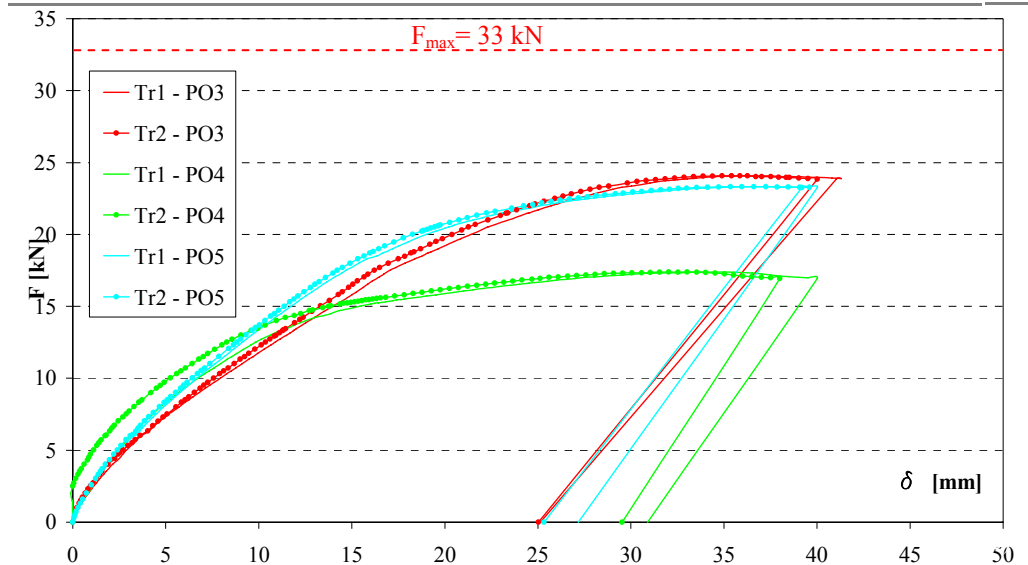


Fig. 5.5.46. Grafico forza-spostamento dei provini PO3-R, PO4-R e PO5-R.

- **Gomma non incollata al manicotto con Superficie Scabra: Prove PO6-R-RS e PO7-R-RS.**

In queste ultime due prove il contatto gomma-acciaio è sempre semplice, ma la superficie del manicotto è stata resa scabra mediante scalpellatura (Fig. 5.5.47). anche per questi provini le strisce di gomma hanno larghezza 8cm.

Si riportano di seguito le immagini dei provini durante la prova (Fig. 5.5.47) e il risultato della prova sul piano F- $\delta$  (Fig. 5.5.48).

La superficie effettiva di contatto, rispetto a quella teorica, per il provino PO6 è ridotta del 32.71%, per il provino PO7 del 27.4%.

Dall'osservazione delle immagini si evince che inizialmente la deformata della gomma è "ondulata" come per le prove precedenti senza colla, mentre lo scorrimento finale rivela una superficie regolare della gomma.

Si rileva inoltre che il manicotto PO6 fornisce una maggiore rigidità, ma una minore resistenza rispetto al PO7. Si osserva, infatti, che nel manicotto PO6 la deformazione della gomma è irregolare dall'inizio alla fine della prova. Si verifica un distacco irregolare, pertanto la deformazione è maggiore, ma lo scorrimento avviene con maggiore difficoltà, determinando il distacco totale per un livello maggiore di forza ( $F_{max}=19.50kN$ ).

Nel manicotto PO7, invece, il distacco non avviene fino al livello limite di forza (14kN), raggiunto il quale però si ha scorrimento lungo tutta la superficie del manicotto.



Fig. 5.5.47: Provini PO6-R-RS e PO7-R-RS in alcune fasi della prova.

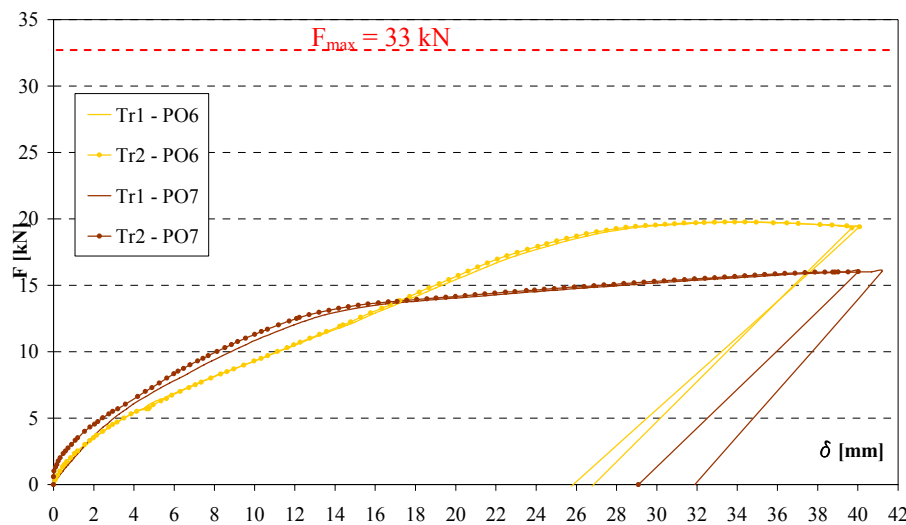


Fig. 5.5.48. Grafico forza-spostamento dei provini PO6-R-RS e PO7-R-RS.

### 5.5.3.8. Confronti tra i risultati sperimentali

Al fine di procedere ad un confronto tra i risultati di tutte le prove eseguite si riportano sul piano  $\sigma$ - $\delta$  le curve medie (Fig. 5.5.49) relative alle tre tipologie di manicotto testate, dove la  $\sigma$  è stata calcolata come rapporto tra il valore medio della forza e l'effettiva superficie di contatto, mentre il corrispondente  $\delta$  è stato calcolato come media tra i valori degli spostamenti.

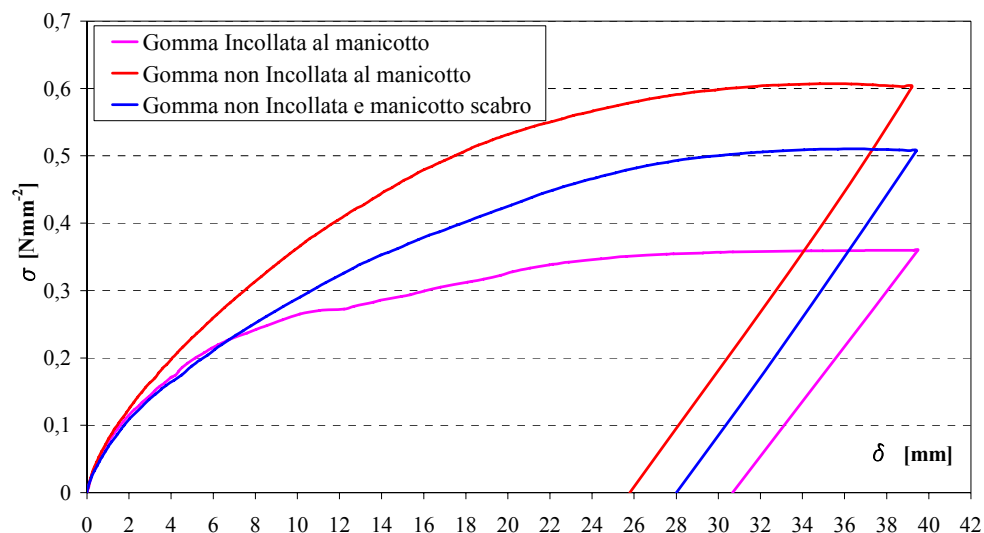


Fig. 5.5.49: Grafico tensione-spostamento per le tre tipologie di manicotto.

Dal grafico in Figura 5.5.49 si osserva quanto segue:

1. La rigidezza all'origine è la stessa per i tre tipi di manicotto in quanto la deformabilità del sistema, prima che si innescano fenomeni di scorrimento tra le parti, è governata dalle strisce di gomma, che hanno lo stesso spessore;
2. Lo scorrimento si verifica, sempre, all'interfaccia gomma-acciaio e non gomma-legno come era stato ipotizzato;
3. Al crescere del carico il manicotto con gomma incollata risulta, contrariamente alle previsioni, più deformabile e meno resistente di quello senza colla. E' evidente che, all'attingimento del carico limite, la presenza dello strato di colla, sollecitato a taglio, si comporta come lubrificante. Il tipo di incollaggio utilizzato produce un coefficiente di attrito  $\mu_1 = 0.42$ .

4. Il livello di rugosità scelto per la superficie interna del manicotto non è idoneo a migliorare l'attrito, infatti, il comportamento del manicotto scabro migliora solo rispetto al manicotto con gomma incollata e solo in termini di resistenza, esprimendo un coefficiente di attrito  $\mu_2=0.51$ . Questo si spiega considerando l'alta rigidità allo schiacciamento della gomma. Per sollecitazioni di compressione, infatti, la gomma si può considerare, per i livelli di carichi applicati, indeformabile. Pertanto, non riesce ad adattarsi alle irregolarità della superficie, stabilendo il contatto col manicotto solo nelle zone senza scalfitture e riducendo quindi, rispetto al manicotto liscio, la superficie di contatto.
5. La soluzione più semplice senza colla e senza modificare la superficie interna del manicotto risulta la più valida sia in termini di rigidità che di resistenza, esprimendo un coefficiente di attrito  $\mu_3=0.71$ .



## Conclusioni e sviluppi futuri

Lo studio condotto nel corso del dottorato ed esposto nella presente tesi ha avuto come finalità principale l'individuazione di una metodologia di analisi generale, applicabile alle strutture lignee antiche. Con riferimento in particolare alle coperture lignee complesse, nel corso di questo lungo lavoro sono state affrontate diverse problematiche che consentono di trarre le seguenti considerazioni conclusive.

Innanzitutto per affrontare lo studio di strutture lignee antiche è necessario conoscere le tecniche di realizzazione del passato e le tipologie costruttive più comuni. Nel *primo capitolo*, infatti, è riportata una panoramica delle tipologie di copertura, intese sia come strutture orizzontali dei livelli intermedi (solai), sia come strutture del tetto, più diffuse nei secoli scorsi e delle quali il ricco patrimonio architettonico italiano conserva molte testimonianze.

Nel *secondo capitolo* è illustrata una metodologia per l'analisi di strutture complesse in legno antico, attraverso la quale è possibile conoscere le caratteristiche geometriche di elementi o di intere unità strutturali, le tipologie di giunzioni e le caratteristiche meccaniche del materiale. Il rilievo geometrico e meccanico presenta come problema significativo la possibilità della completa accessibilità della struttura, mentre la determinazione della specie legnosa e delle relative caratteristiche meccaniche del legname antico in opera, presenta difficoltà dovute alle peculiarità del materiale. Com'è noto, infatti, il legno subisce un degrado nel tempo, essendo un materiale naturale, che può essere dovuto a caratteristiche intrinseche o attribuibili all'ambiente esterno. Si fa riferimento, nel primo caso, a lesioni da ritiro, cipollature, distacco dei nodi esistenti, deformazioni accentuate dalla preesistente deviazione della fibratura ecc, mentre nel secondo caso ci si riferisce ad attacchi di funghi ed insetti dovuti all'umidità dell'ambiente, alla vicinanza di materiale infestato, o anche alla mancata di manutenzione. La metodologia illustrata indica le operazioni

da eseguire per la completa conoscenza della struttura, la classificazione del legname in opera, le modalità di messa a punto di un modello agli elementi finiti della struttura ed i metodi di analisi utilizzabili per lo studio dello stato tensionale e deformativo presenti, con riferimento alle normative vigenti. Nello stesso capitolo si riporta l'evoluzione della normativa, nell'ultimo secolo, sulle strutture lignee, evidenziando l'inadeguatezza della norma nazionale, relativa a legno strutturale nuovo e la completa mancanza di norme relative al legno vecchio. Pertanto il progettista che si dedica al progetto di interventi su strutture lignee antiche, per l'identificazione strutturale del materiale, deve necessariamente ricorrere ad un accurata indagine diagnostica in situ, mentre per la progettazione deve ricorrere all'uso delle norme vigenti in altri paesi europei (es. DIN 1052) o alla normativa europea (Eurocodice 5).

Il *terzo capitolo* tratta la metodologia proposta applicata alle strutture lignee complesse dell'Appartamento Storico di Palazzo Reale di Napoli, che è stato selezionato come caso studio nel Progetto PROHITECH (Earthquake Protection of Historical Buildings by Reversible, Mixed Technologies). In particolare, con riferimento a cinque sale, si è conseguito un quadro completo dello stato di conservazione dei singoli elementi. L'analisi strutturale è stata condotta adottando sia la norma DIN 1052, che si basa sul metodo di progetto e verifica alle tensioni ammissibili, sia la norma EC5, che si basa sul metodo agli stati limite.

Il confronto tra le due norme ha mostrato, per le tipologie di strutture analizzate, che il metodo alle tensioni ammissibili è più conservativo nelle verifiche di sicurezza, mentre il metodo agli stati limite è più conservativo nelle verifiche di servizio.

In definitiva, sulla base della conoscenza degli stati tensionali e deformativi presenti in tutti gli elementi delle strutture analizzate è stato possibile mettere in luce i punti deboli, evidenziando gli elementi o le unità strutturali in condizioni critiche. Si tratta in generale di dissesti dovuti alle condizioni di carico (crisi per flessione delle travi o per schiacciamento dei puntoni), degradi dovuti all'azione dell'umidità che ha favorito l'attacco da parte di funghi o insetti, ovvero degrado dovuto al tempo (cipollature, fessurazioni ecc).

Le informazioni acquisite sono alla base della progettazione degli interventi di recupero descritti nel *quarto capitolo*. Nell'ambito delle tecniche di recupero miste reversibili, è stato individuato, per ciascuna delle strutture studiate, l'intervento atto a recuperare la completa funzionalità della struttura, nel rispetto dei limiti di servizio e di sicurezza definiti dalle norme vigenti.

In particolare, i tipi di intervento sono stati:

- Sostituzione degli elementi di collegamento volta-struttura sovrastante (solaio o struttura di sostegno indipendente da esso), ovvero ottimizzazione della loro distribuzione allo scopo di irrigidire la volta preservando lo strato di stucco e quindi l'affresco all'intradosso della stessa;
- Sostituzione dello spesso strato di caldana con soletta collaborante o non collaborante in calcestruzzo alleggerito, al fine di migliorare le caratteristiche di resistenza e di rigidità dei solai;
- Riduzione della lunghezza libera d'inflexione degli elementi snelli, compressi, della struttura costituente il solaio.

Con riferimento alla soluzione con soletta collaborante è stato concepito un sistema di connessione in acciaio che evita la foratura della trave. L'analisi delle strutture consolidate ha dimostrato, per il sistema composto legno-acciaio-calcestruzzo così realizzato un aumento di rigidità di circa dieci volte ed un aumento di resistenza oltre il 100%. Il sistema, inoltre, risulta reversibile in quanto, il particolare tipo di connettore impiegato non implica alcun intervento di foratura della trave e potrà essere rimosso qualora risultasse obsoleto rispetto a tecniche di recupero future.

Tale sistema è stato progettato per i solai delle Sale II e VI, con volta direttamente collegata al solaio.

Le altre sale studiate (Sala IV, V e XXIV) hanno evidenziato condizioni critiche solo rispetto alla resistenza, a causa delle condizioni di carico o anche per la crisi di alcuni elementi portanti. Pertanto, l'intervento progettato ha avuto lo scopo di ridurre i carichi fissi mediante la sostituzione dell'attuale strato di caldana, con la realizzazione di una soletta in calcestruzzo alleggerito, non collaborante, oltre alla sostituzione degli elementi danneggiati.

Entrambe le tipologie di intervento globale progettate sono state integrate con interventi di irrigidimento locali, realizzati mediante l'utilizzo dell'acciaio, materiale che ben si presta all'applicazione di interventi reversibili. I sistemi di irrigidimento adottati, infatti, si "montano" alla struttura lignea senza provocare alcuna alterazione del materiale, né delle connessioni tra gli elementi esistenti, rendendo possibile lo "smontaggio" qualora si rendesse necessario.

L'impiego della lastra sottile in calcestruzzo armato solidarizzata alle travi in legno consente un aumento di rigidità nominale di circa dieci volte rispetto a quella del solo legno ed un aumento di resistenza pari a circa due volte. Tuttavia, l'entità degli incrementi di rigidità e resistenza può essere penalizzata da una eccessiva cedevolezza della connessione. Pertanto, per una più completa validazione del sistema utilizzato nella progettazione

dell'intervento di rinforzo, è stato ampiamente analizzato in via numerica e sperimentale il comportamento del sistema di connessione innovativo impiegato. Esso è costituito da un manicotto di acciaio sagomato ad omega, che termina con due alette superiori aventi la funzione di connettore. Tra il manicotto e la trave di legno si interpone uno strato di gomma con la funzione di adattare il manicotto alle irregolarità della superficie lignea e di preservarla da plasticizzazioni. La resistenza allo scorrimento è affidata all'attrito gomma-legno e gomma-acciaio, che nasce per effetto del serraggio. Lo studio del sistema, descritto nel *quinto capitolo*, è stato condotto sia secondo un approccio numerico agli elementi finiti, sia mediante una campagna di prove sperimentali.

Le analisi numeriche hanno avuto come oggetto la simulazione del sistema di connessione applicato a travi di sezione circolare e rettangolare, variando sia le caratteristiche geometriche e di rigidezza del manicotto, sia l'entità del serraggio. Il risultato dello studio numerico si sintetizza nei seguenti punti:

- A parità di serraggio applicato, i due manicotti, rettangolare e circolare, forniscono in sostanza la stessa risposta in termini di rigidezza e resistenza, che risulta ridotta di oltre il 50% rispetto a quella di un connettore ideale;
- L'aumento della rigidezza del manicotto, mediante l'aumento di spessore, non comporta miglioramenti del comportamento;
- L'aumento del serraggio, mediante l'aumento del numero delle parti che costituiscono il manicotto, produce un aumento di rigidezza proporzionale ed un aumento di resistenza più che proporzionale;
- L'aumento del serraggio e della rigidezza del manicotto, aumentando lo spessore, produce un aumento proporzionale della resistenza, ma aumento trascurabile (2%) di rigidezza.

La campagna di prove sperimentali push-out condotta, in parte a Napoli e in parte presso il DECIVIL di Lisbona ha interessato 22 provini con trave di legno nuovo a sezione rettangolare, sottoposti a 20 monotone e 2 cicliche e 7 provini con trave di legno vecchio a sezione circolare, sottoposti a prova monotona. Nel caso di legno vecchio è stato necessario procedere preliminarmente all'identificazione strutturale del legno, mediante prove a compressione parallela alle fibre, che ne hanno permesso la classificazione in II categoria secondo la UNI 11119.

Le prove condotte sui manicotti a sezione rettangolare, hanno avuto come scopo lo studio dell'influenza del serraggio, della rigidezza del manicotto e dello strato di gomma. Le prove sui manicotti a sezione circolare hanno avuto come scopo la valutazione dell'efficienza di diversi tipi di contatto gomma-

acciaio. Si precisa che per i manicotti a sezione rettangolare lo scorrimento della gomma è bloccato da un sistema meccanico.

Il risultato della sperimentazione si sintetizza nei seguenti punti:

- Il miglioramento della rigidità del manicotto mediante incremento dello spessore produce un incremento di resistenza del sistema, ma non di rigidità;
- L'aumento del serraggio produce un aumento più che proporzionale sia della rigidità, sia della resistenza del sistema;
- La presenza dello strato di gomma riduce di circa il 50% la rigidità e di circa il 60% la resistenza, rispetto al diretto contatto gomma-legno;
- L'assenza di un dispositivo di bloccaggio meccanico della gomma rende il sistema più deformabile, in quanto il punto debole è il contatto gomma-acciaio;
- Le prove cicliche hanno mostrato che con il manicotto con strato di gomma interposto, non si ha degrado del sistema, mentre con il manicotto senza gomma il sistema subisce solo un degrado di resistenza iniziale di circa il 35%;
- L'incollaggio della gomma al manicotto è inefficace;
- Il manicotto scabro risulta inefficace poiché l'attrito gomma-acciaio non subisce incrementi a causa della scarsa deformabilità a compressione della gomma.

Immediati sviluppi dell'attività di ricerca possono essere individuati sia verso il miglioramento della metodologia per la caratterizzazione meccanica delle strutture lignee antiche, sia verso l'ottimizzazione dei parametri che identificano il sistema di connessione proposto.

Nell'analisi delle strutture lignee infatti, la principale difficoltà è stata riscontrata nell'identificazione strutturale del materiale. E' necessario, pertanto, perfezionare delle tecniche di ispezione in situ che permettano di ricavare, direttamente o indirettamente, il valore caratteristico delle resistenze di ciascun elemento.

Con riferimento al sistema di connessione studiato, i risultati sperimentali hanno dimostrato che il sistema di bloccaggio meccanico della gomma è quello più efficace, ma anche quello che ha un costo più elevato in termini di materiale e manodopera necessaria. Pertanto il sistema potrà essere perfezionato, rendendolo più semplice e meno oneroso possibile. Saranno inoltre condotte altre prove su manicotti singoli facendo variare tutti i parametri che governano il comportamento del sistema, allo scopo di ottenere, da un'analisi parametrica, una relazione tra i vari fattori da compendiare in una formulazione matematica per il calcolo della rigidità e della resistenza.

Per lo studio del comportamento del sistema in condizioni reali di utilizzazione, è già in corso la realizzazione di un solaio composto legno-acciaio-calcestruzzo, di piccole dimensioni (1.10x2.80), in scala reale, costituito da due travi antiche di castagno, sulle quali è stata montata la tipologia di connettori circolari oggetto di sperimentazione. Sul sistema così realizzato saranno eseguite sia prove cicliche che una prova monotona fino al collasso.

In parallelo a Lisbona sono in corso di svolgimento prove a flessione su sezioni composte legno-acciaio-calcestruzzo, costituite da una trave a sezione rettangolare di luce 5m collegate ad una soletta collaborante mediante la tipologia di connettore gomma-manicotto che ha fornito la risposta migliore dalle prove monotone precedentemente eseguite. I provini hanno tutti la stessa sezione trasversale, ma passo tra i connettori variabili.

Entrambe le attività rientrano nel Progetto PROHITECH che terminerà nel settembre 2007.

**BIBLIOGRAFIA:**

Barbisan U., Laner F. - Capriate e tetti in legno - Franco Angelo Editore Milano 2003.

Bernasconi A., Schickhafer G., Fruhwold K., Traetta G. - Il materiale in legno - Promo Legno, 2005.

Bertolini C., Brunetti M., Cavallero P., and Macchioni N., - A non destructive diagnostic method on ancient timber structures: some practical application examples – Atti del 5° Congresso Mondiale sull'Ingegneria del Legno (WCTE), 17-20 Agosto 1998. Montreaux, Svizzera.

Bonamini G., Ceccotti A., & Uzielli L. - Sulla valutazione della resistenza meccanica del legno antico - L'Edilizia Anno V No. 12. Milan: De Lettere Editore, 1991

Bonamini G., Naferi M. – Fessurazioni, 2001.

Calderoni B., De Matteis G., Mazzolani F.M. - Structural performance of ancient wooden beams: experimental analysis. European timber buildings as an expression of technological and technical cultures - Editions Scientifique et Medicales Elsevier S.A.S, 2003.

Ceccotti A., Follesa M., Lauriola M. - Le strutture in legno in zona sismica-Clunt Editore Torino, 2005.

Edizione CLEAN - Manuale di recupero delle antiche tecniche costruttive napoletane" dal '300 all'800 – Napoli, 1996.

Decreto Ministeriale 16/02/1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

DIN 1052 - Strutture di legno calcolo ed esecuzione - 1991.

Di Tondo S., Macchia C., Ottolenghi M., Ponti F. - Progettare il recupero delle strutture in legno - Maggioli Editore, Ravenna , 2005.

Electa - Il Palazzo Reale di Napoli - Napoli, 2000.

EN 1991-1 - Actions on structures. Part 1-1: General actions. Densities self-weight imposed loads for buildings - 2002.

EN 1990 - Eurocodice. Criteri generali di progettazione strutturale - 2002.

EN 1995 - Eurocode 5. Design of Timber Structures - 2004.

EN 1998 - Eurocode 8. design of structures for earth quake resistance - 2004.

Forni M., Martelli A., Vernoni G., Marioni A., Bettinali F. - Most Recent Experimental and Numerical Studies performed in Italy on Seismic Isolation - Atti della 12° Conferenza Internazionale su “Structural Mechanics in Reactor Technology”, Stuttgart, Germania, 15-20 Agosto, 1993.

Gambetta A. - Degrado biologico da funghi ed insetti - De Lettera Editore Milano, 2002.

Gelfi P., Giurani E., Marini A. - Behaviour of stud shear connectors in the composed wooden-concrete beams: theoretical modelling and experimental comparison – Atti del 3° Workshop Italiano sulle Strutture Composte, Ancona, 29-30 Ottobre, 1998.

Giordano G. - Tecnica delle Costruzioni in Legno- Hoepli Editore, Milano, 1993.

Hibbitt, Karlsson, Sorensen, Inc. 2004 - ABAQUS/Standard, v. 6.4-, Patwucket, USA.

Macchioni N., Mannucci M. - Tecniche di indagine strumentale per la valutazione delle caratteristiche meccaniche - Tecniche di indagine per la valutazione degrado biologico - De Lettera Editore, Milano, 2002.



- Marzo A., Faggiano B., Mazzolani F.M. - Metal structural systems for the consolidation of a complex wooden structure – Atti del XX C.T.A., Ischia, Italia, 26-28 Settembre, 2005.
- Mazzolani F.M., Faggiano B., Marzo A. - Methodology for the analysis of complex historical wooden structures: a study case – Atti del 4° Congresso Internazionale su “Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)”, Padova, Italia, 10-13 Novembre, Vol. 2, 2004, pp. 945-955.
- Mazzolani F.M., Faggiano B., Marzo A. - Retrofitting of complex wooden structures by means of mixed reversible technologies: a study case – Atti della conferenza finale del “COST C12” Final conference, Innsbruck, Austria, 19-22 Gennaio, Vol. 2005, pp. 587-597.
- Mazzolani, F. M., Calderoni, B., De Matteis, G. and Giubileo, C. - Experimental analysis of ancient wooden beams for flexural and shear failure – Atti del 4° Congresso Internazionale su “Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC)”, 10-13 Novembre 2004, p. 903-910. Padova, Italia.
- Ordinanza 3274 modificata dall’OPCM 3431 - Norme tecniche per il progetto la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici - 2005.
- Ramundo F. - Caratterizzazione meccanica di strutture in legno antico - Tesi di dottorato, Seconda Università di Napoli, 2004.
- Siorpaes G. - Indagine storica e sperimentale sulle capriate in legno - Tesi di Laurea in Ingegneria civile, 1993 (relatore F. Laner).
- Steinberg E., Selle R., Faust T. - Connectors for Timber-Lightweight Concrete Composite Structures - Journal of Structural Engineering, 129(11), 1538-1545, 2003.
- Tampone G. - Il restauro delle strutture in legno - Hoepli Editore, Firenze, 1996.
- Tampone G. - Rilevazione delle strutture in legno - De Lettera Editore, Milano, 2002.
- Tampone G. - Solai: storia tipologie materiali - De Lettera Editore, Milano, 2002.
- Tampone G. - Solai: decorazione e degrado - De Lettera Editore, Milano, 2002.

Turrini G. & Piazza M. - Una Tecnica di Recupero Statico dei Solai in Legno – Recuperare, Anno II No. 5, 1983.

UNI EN 338 - Legno strutturale. Classi di resistenza - 1997.

UNI EN 384 - Legno strutturale. Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica - 1997.

UNI EN 408 - Strutture di legno. Legno massiccio e legno lamellare incollato. Determinazione di alcune proprietà fisiche e meccaniche – 1997.

UNI EN 518 - Legno strutturale. Classificazione. Requisiti per le norme di classificazione a vista secondo la resistenza - 1997.

UNI EN 519 - Legno strutturale. Classificazione. Requisiti per il legno classificato a macchina secondo la resistenza e per le macchine classificatrici-1997.

UNI EN 1912 - Legno strutturale. Classi di resistenza. Assegnazione delle categorie visuali e delle specie - 2002.

UNI 11035-1 - Legno strutturale. Classificazione a vista di legnami italiani secondo la resistenza meccanica: Terminologia e misurazione delle caratteristiche - 2003.

UNI 11035-2 - Legno strutturale. Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani - 2003.

UNI 11118 - Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera - 2004.

UNI 11119 - Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera- 2004.

UNI 11138 - Beni culturali. Manufatti lignei. Strutture portanti degli edifici. Criteri per la valutazione preventiva la progettazione e l'esecuzione di interventi .

Uzielli L., Bonamini G., Noferi M., Togni M. - Il manuale del legno strutturale vol. 1 – Ispezione e diagnosi in opera, Mancosu ed., Roma, Vol.1, 2001.

Wilson EL. - Analisi statica e dinamica di strutture tridimensionali - Berkeley, California, USA: Computers & Structures Inc., 1998.