Politecnico di Torino

Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Edile
A.a. 2020/2021

Sessione di Laurea Dicembre 2021

Le incavallature lignee di copertura della torre Nord del Castello del Valentino:

valutazione ai sensi delle norme “UNI-NORMAL Beni culturali ” ed analisi statica attraverso il Metodo agli Elementi Finiti F.E.M.

Relatori:

Prof. Ing.Stefano Invernizzi
Prof.ssa Arch. Clara Bertolini Cestari

Candidato:

Valerio Marinaccio

Indice generale

Premessa.....9
Capitolo 1:.....15
Introduzione sulle capriate lignee (dalla capriata a tre elementi sino all'Arsenale di Venezia).....15
1.1 Ipotesi sull'origine del termine "capriata".....17
1.2 Classificazione delle varie tipologie di Capriata.....20
1. Capriata a trave.....20
1. Capriate a nodo aperto (arco a tre cerniere).....22
2. Capriate a nodo chiuso.....24
3. Capriata apparente.....28
4. Capriata spaziale.....28
1.3 Le capriate dell'arsenale di Venezia.....30
1.4 Makoko Floating School di Nlé Architects.....42
Capitolo 2:.....49
Specie legnose utilizzate nelle strutture di copertura in Italia; metodo di identificazione delle specie legnose ai sensi delle norme UNI 11118:2004 e valutazione delle resistenze meccaniche degli elementi a vista, attraverso l'impiego della norma UNI 11119:2004.....49
2.1 Considerazioni sul riutilizzo diffuso del legno come materiale da costruzione, in Italia, nel XXI secolo.....51
2.2 Considerazioni Specie legnose maggiormente utilizzate oggi, in Italia come materiale da costruzione.....53
2.3 Cenni sulla norma UNI 11118:2004 - Manufatti lignei-Criteri per l'identificazione delle specie legnose.....56
2.4. Cenni sui metodi di valutazione delle resistenze meccaniche "a vista".....60
2.5. La norma UNI 11119:2004 "Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera".....63
Capitolo 3:.....67
Caso studio - Le grandi incavallature della Torre Nord del Castello del Valentino – valutazioni preliminari storiche, tipologiche e tecnologiche.....67
3.1. Cenni sulle fasi costruttive del Castello del Valentino.....69
3.2. Analisi Storica e considerazioni costruttive sulla Torre Nord del Castello del Valentino.....81
3.3. La tipologia edilizia del "toits dauphinoise" o "tetto alla francese".....86
3.4. I nodi di carpenteria.....95
3.5. Caratterizzazione a vista delle aste delle incavallature ai sensi della norma UNI 11119:2004.....103
Capitolo 4:.....108
Caso studio - le grandi incavallature della Torre Nord del castello del Valentino – valutazioni geometriche e meccaniche preventive.....108
4.1. Campagna fotografica delle incavallature della torre Nord del Castello del Valentino.....110
4.2. Caratterizzazione geometrica e Rilievo Critico (cenni sull'elaborazione dei

risultati del rilievo effettuato con metodologia LIDAR).....123
4.3. Classificazione degli elementi e determinazione dei valori delle tensioni massime e dei moduli di elasticità da inserire nel modello matematico FEM 135
Capitolo 5:.....137
Analisi strutturale attraverso il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) software NOLIAN – Premesse metodologiche.....137
5.1. Breve introduzione sui criteri normativi italiani sulla verifica strutturale del patrimonio storico esistente.....139
5.2. Cenni sui modelli matematici già utilizzati per l'analisi strutturale in occasione dell'intervento di consolidamento degli anni '90.....142
5.3. I metodi di calcolo F.E.M. ed il software Nolian all in one.....147
5.4. Analisi delle rigidezze dei giunti fra gli elementi delle incavallature.....150
5.5. Proposta di metodica per la definizione del contributo della rigidezza dei nodi di carpenteria tradizionali all'interno del modello F.E.M. Nolian.....160
Capitolo 6:.....171
Analisi strutturale attraverso il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) software NOLIAN – Sviluppo dei modelli dello stato di fatto.....171
6.1. Analisi delle azioni sulla costruzione.....173
7.2. Modello A1 F.E.M. a nodi perfetti – Incavallatura con carichi applicati sulle banchine.....188
7.3. Modello A2 F.E.M. a nodi semi-rigidi (aste a sezione ridotta) – Incavallatura con carichi applicati sulle banchine.....195
7.4. Modello B1 F.E.M. a nodi perfetti – Incavallatura con ipotesi di tavolato collaborante.....199
7.5. Modello B2 F.E.M. a nodi semi-rigidi (aste a sezione ridotta) – Incavallatura con ipotesi di tavolato collaborante a modulo elastico ridotto. 207
Conclusioni.....211
Bibliografia.....217
Sitografia.....219

Premessa

La presente tesi, redatta al termine del corso di studio specialistico in ingegneria edile, nasce come risposta alla proposta di ricerca dal Prof. Invernizzi dal titolo "*applicare le moderne tecniche di modellazione agli elementi finiti per valutare la stabilità e la vulnerabilità di edifici storici di valore".*

L'applicazione delle tecniche di modellazione agli elementi finiti F.E.M. ha riguardato l'analisi delle incavallature (seicentesche) in legno di Larice, poste a sostegno della copertura della torre del castello del Valentino.
Tali incavallature, vennero realizzate, (con la tecnica del taglio ad ascia), dai mastri carpentieri francesi chiamati a corte dalla Madama Reale Maria Cristina di Francia.
Il Castello del Valentino, residenza sabauda, è stato riconosciuto dall'Unesco come patrimonio culturale, per l'elevata autenticità delle varie componenti del Castello e in particolare delle coperture delle torri anteriori.
La struttura della copertura della Torre Anteriore del Castello del Valentino, pregevole opera – della prima metà del XVII secolo – è una copertura che può essere definita "a padiglione" a falde fortemente inclinate con manto di copertura in lastre di "ardesia" fissate al tavolato, sostenuto da un complesso di incavallature lignee.
Tale complesso è sostanzialmente costituito da una piccola serie di capriate alla francese – disposte secondo la luce minore – di dimensioni suggestive per esilità dei pezzi che la compongono, nonché da "capriatelle" tronche sulle testate dei padiglioni. L'orditura è legata sui piani di falda da quattro ordini di banchine che creano altrettanti riquadri di cintura paralleli al coronamento murario di gronda.
Tutta la struttura di sostegno risulta estremamente snella, in particolare le 4 incavallature che si susseguono perpendicolarmente all'asse maggiore, sono costituite da aste la cui sezione massima (fatta eccezione che per la catena) è di 0,20 x 0,14 m collegate fra loro da nodi. Questi ultimi sono realizzati mediante sovrapposizioni legno-legno fissati mediante biette, giunti del tipo tenone e mortasa e giunti ad intaglio anch'essi estremamente originali rispetto al panorama tipologico costruttivo italiano.

La struttura veniva rinforzata con l'aggiunta di un secondo ordine di aste durante la prima metà del 1700, successivamente in occasione dei festeggiamenti dei primi cento anni dell'unità d'Italia nel 1961 fu completamente sostituito il manto di copertura (tavolato e tegole) ed alcune aste; un'ultima campagna di restauri supportata da altrettanti studi di tipo strutturale (tra cui anche un primo studio FEM), di tipo dendrocronologico e studi sui materiali, furono eseguiti negli anni '90.
Al suddetto complesso di interventi e di studi, si aggiunse una campagna di rilievo mediante laser scan nel 2014 in occasione di una tesi di laurea triennale in architettura del Politecnico di Torino i cui relatori furono la prof.ssa Arch. Antonia Spanò ed il Prof. Ing. Stefano Invernizzi dal titolo "Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino"

Alla luce di quanto sopra, l'obiettivo della presente tesi è provare ad indagare con le moderne tecnologia a disposizione (Laser Scan e Analisi mediante il Metodo agli Elementi Finiti) ed attraverso la consultazione dei recenti studi delle università Europee (studi sui comportamenti in opera dei giunti tradizionali di carpenteria) il comportamento strutturale sotto l'azione dei carichi di questa raffinatissima struttura lignea che ha mirabilmente mantenuto la sua funzionalità nel corso dei secoli.

Per l'obiettivo di cui sopra, si potrà trovare risposta attraverso lo studio delle vicende storiche, delle tecniche e dei materiali che hanno contribuito alla realizzazione del manufatto, unitamente alla comprensione del comportamento statico sotto l'effetto dei carichi verticali ed orizzontali a cui è stato sottoposto quotidianamente.

Il metodo agli elementi finiti per l'analisi strutturale, di non propria recente concezione (anni '60 dello scorso secolo), è fondato sul concetto di discretizzazione del continuo, il cui dominio viene diviso in sottodomini, detti *elementi finiti* ed ai quali successivamente vengono scelti dei punti significativi, *i nodi* localizzati sul confine tra elementi contigui o nell'interno degli elementi.
Le misure degli spostamenti o gli sforzi nei nodi sono poi assunti come variabili incognite; le quali sono espresse in termini di variabili nodali mediante funzioni d'interpolazione e risolte attraverso equazioni risolventi. Il successo di questi metodi, seppur laboriosi per il

numero di operazioni necessarie per giungere a definire i valori delle matrici risolventi, stà nella facilità con cui essi possano essere tradotti in programmi di calcolo; non a caso il loro utilizzo ha conosciuto un forte incremento negli ultimi vent'anni strettamente connesso con l'evoluzione delle potenze di calcolo dei calcolatori elettronici.

Obiettivo della presente tesi è pertanto proporre una modalità operativa per la definizione di un modello di calcolo agli elementi finiti capace di simulare il più possibile, il comportamento della suddetta struttura lignea assemblata con giunti di tipo tradizionale (mezzo legno e tenone e mortasa); caratteristica, quest'ultima che, insieme alla snellezza delle aste, donano all'incavallatura un comportamento strutturale che si colloca a metà fra un telaio ed una struttura reticolare, in particolare si cercherà di approfondire:

- il reale comportamento strutturale statico e dinamico sotto i carichi verticali ed orizzontali della struttura con particolare attenzione al comportamento ed alla definizione della rigidezza dei nodi fra le aste.
- il contributo del decadimento delle capacità meccaniche delle parti lignee dovuto dai processi di invecchiamento e stress dei materiali (ritiro, fessurazioni, aggiunte non idonee, deformazioni per effetto viscoso,ecc.)

Per portare a compimento i suddetti obiettivi si intenderà utilizzare il seguente processo metodologico suddiviso in due fasi operative:

Fase I - Conoscitiva della tipologia edilizia

Verrà effettuata una prima attività preliminare di studio, di conoscenza e di approfondimento sulla tipologia edilizia; attraverso una breve narrazione storico-tipologica dell'evoluzione dell'*elemento strutturale capriata* e della successiva nobilitazione in incavallatura.

Successivamente si procederà con un'analisi dell'uso del *legno in Italia come materiale da costruzione per le coperture.*
Si farà riferimento alle specie legnose maggiormente in uso (sia tradizionali che contemporanee), all'evoluzione della normativa tecnica nazionale (NTC 2018) e

sovranazionale (Eurocodice 5), alle prassi progettuali, alle modalità di valutazione delle membrature in legno "a vista" ed agli studi effettuati nell'ambito Beni Culturali, sul restauro delle strutture in legno (UNI 11118:2004 e UNI 11119).

Fase 2 – Il caso Studio – Analisi ed elaborazione del modello FEM delle grandi incavallature della copertura della torre del Castello del Valentino.

In questa fase verrà attuato un approfondimento sugli studi che trattano le origini storiche della nascita della tipologia edilizia del tetto alla francese avvenuta nelle zone alpine del Delfinato (dalla seconda metà del cinquecento), citando gli edifici più significativi.
Si procederà, poi, ad una prima analisi storica degli studi strutturali già effettuati sul manufatto edilizio.
In seconda battuta si passerà alla caratterizzazione gli elementi strutturali e costitutivi dell'opera architettonica, per addivenire alla definizione dei dati di input del modello FEM, in particolare verranno definite:

- **Le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali** attraverso i principi del rilievo critico, utilizzando i dati dalla campagna Laser scan di misurazioni elaborate nel 2014 dalla Facoltà di architettura (nuvole di punti, mesh ed elaborazioni) e gentilmente messomi a disposizione, integrate da sopralluoghi, pubblicazioni e documentazione fotografica da me reperita.
- **Le caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali** così suddivise**:**
  - per la definizione delle specie legnose, attraverso l'analisi delle pubblicazioni sugli esiti degli studi dendrocronologici effettuati per i restauri degli anni '90
  - Per i valori meccanici da attribuire al modello, attraverso un'analisi speditiva su un tratto di asta lunga 1 m. secondo i criteri di classificazione a vista offerti dalla norma **UNI 11119:2004** specifica per i beni culturali e dalla norma **UNI 1103502-2010** (per la parte di dati non indicati nelle tabelle della UNI 11119:2004) mancanti ma richiesti dal software di calcolo FEM).
- **La valutazione delle rigidezza dei nodi di carpenteria** attraverso l'analisi delle pubblicazioni che si collocano a latere rispetto alla ricerca per lo sviluppo

degli attuali modelli commerciali di calcolo per le strutture ex novo in legno.
I suddetti studi specifici, su elementi e nodi di carpenteria storico/tradizionali, sono stati per lo più condotti, nel corso degli ultimi vent'anni, da gruppi di ricerca di alcune Univeristà/Politecnici Italiani come quelli di Trento, Milano e Torino ed in altre università extranazionali come quelle Portoghesi, Belghe, Francesi, Inglesi e di Taiwan. Essi osservano come il comportamento dei nodi "bloccati con biette" sotto sollecitazioni orizzontali e verticali conferiscano un comportamento semi-rigido all'intera struttura con effetti di redistribuzione delle reazioni e delle sollecitazioni

- **Analisi dei carichi esterni** secondo i criteri proposti dalla normativa vigente

I dati di cui sopra saranno utilizzati per la creazione di più modelli matematici.
Una volta definiti e sviluppati i suddetti modelli FEM in ambiente sofware Nolian all in One di ultima generazione, l'obiettivo sarà di riuscire, attraverso l'analisi dei risultati ottenuti, a comprendere meglio gli effetti del comportamento dissipativo ipotizzato ed attribuito ai nodi di carpenteria tradizionali.

Capitolo 1:

Introduzione sulle capriate lignee (dalla capriata a tre elementi sino all'Arsenale di Venezia)

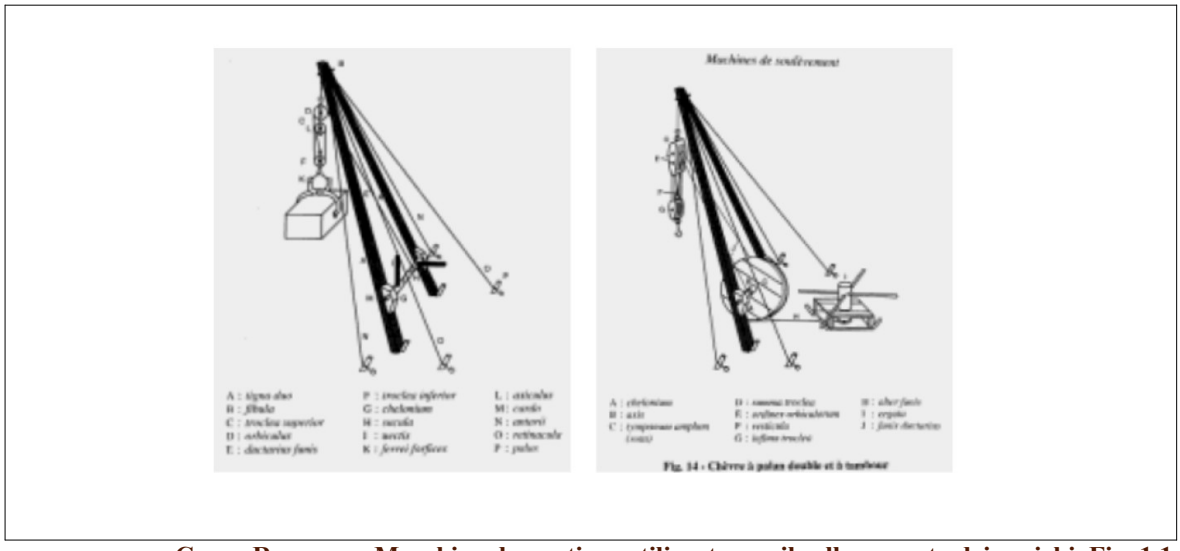
1.1 Ipotesi sull'origine del termine "capriata"

Il termine capriata secondo alcuni autori, con buone probabilità, potrebbe derivare dal termine "capra".

La capra era la struttura, in epoca romana, generalmente formata da tre pali inclinati disposti a piramide, che veniva utilizzata per sollevare pesi.[1]

I pali venivano fra loro uniti per mezzo di legature, questo tipo di giunzione aveva il pregio di permettere alle aste di effettuare piccoli movimenti di assestamento nelle fasi di applicazione del carico.

Vitruvio dedica il X libro del De Architectura alla meccanica, in esso vengono descritte tre macchine per il sollevamento dei materiali nei cantieri edili; due di queste sono costituite da capre; i disegni originali sono perduti pertanto si ripropongono le ricostruzioni grafiche di Philippe Fleury sottostanti[2].



Capre Romane – Macchine da cantiere utilizzate per il sollevamento dei carichi. Fig 1.1

La capriata lignea, come elemento costruttivo impiegato per la realizzazione di coperture, venne introdotta, nella storia delle tecniche costruttive degli edifici, durante la tarda epoca romana tra il IV ed il V secolo d.C.; quest'ultima, veniva largamente utilizzata nella costruzione dei tetti a falde ed appoggiata sui muri perimetrali.

1 F. Laner, *Discorso sulle capriate*, Geocentro, n° 14, marzo/aprile 2011,2011, pp. 50-57.

2 G. Martines, *Macchine da cantiere per il sollevamento dei pesi, nell'antichità, nel Medioevo, nei secoli XV e XVI**,Annali di Architettura n.10-11/1998-99, 1998, p, 262.

Questo tipo di soluzione tecnologica veniva ampiamente impiegata nella copertura delle basiliche, edifici la cui esigenza funzionale era quella di accogliere, sotto un unico tetto, ampie platee di persone intente ad ascoltare uno o più oratori, posizionati in punti strategici dell'ambiente.
E' proprio nell'ottimizzazione della fruibilità spaziale delle basiliche, la cui esigenza era quella di non avere "ostacoli" fra l'oratore e l'uditore, che viene sviluppato questo elemento strutturale abbastanza robusto da sostenere i carchi di un tetto a falde e contemporaneamente capace di garantire la copertura di luci sostanziose (superiori a 7-10 m.) senza ostacoli intermedi.
Ulteriore peculiarità strutturale della capriata era quella di non trasmettere spinte agli appoggi, solitamente in muratura portante poco capace di reagire, in maniera efficace, alle forze orizzontali.
Gli autori U. Barison, F. Laner, nel loro saggio "*Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"* citano testualmente *"Per la copertura delle basiliche cristiane si diffonde l'uso di coperture a falde con puntoni monaco e catena (semplice o doppia) saldamente uniti tramite chiodature e/o fasce metalliche*[3]*"*.

Negli anni, l'evoluzione costruttiva delle società, soprattutto di quelle con una maggiore dimestichezza nell'utilizzo di strutture di copertura per edifici in legno, ha permesso il passaggio dal primo modello di capriata romana ad altri modelli sempre più raffinati e costruttivamente evoluti; nel '500, ad esempio, anche Andrea Palladio ne parla nei *"I quattro libri dell'architettura" (*Venezia, 1570) e Sebastiano Serlio in "*Tutte l'opere d'Architettura di Sebastiano Serlio Bolognese"*, (Venezia, 1584), infine Leonardo Da Vinci produrrà alcuni scritti che testimonieranno i suoi studi sull'equilibrio delle capriate attraverso l'osservazione del comportamento di alcuni modellini.

Nell'ottocento con la rivoluzione industriale e lo studio della scienza delle costruzioni le capriate si evolvono nuovamente; i nodi iniziano ad essere considerati cerniere, la concezione strutturale si trasforma da iperstatica ad isostatica, le capriate cominciano ad essere realizzate con elementi non in legno accoppiati ad elementi in legno trasformandosi via via sempre più in strutture reticolari

3 U. Barison, F. Laner, *Capriate e tetti in legno: progetto e recupero*, Franco Angeli S.r.l., Milano , 2000

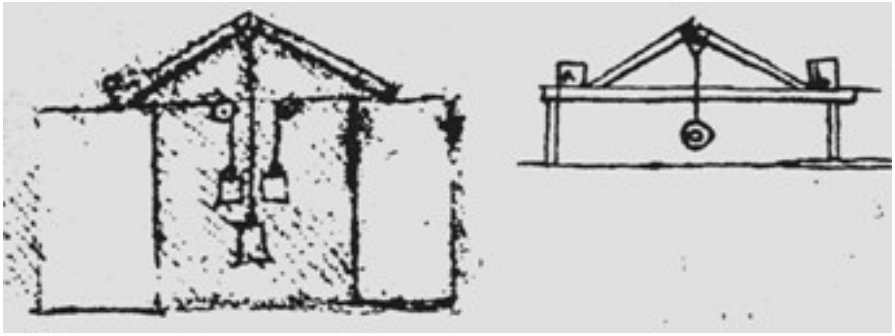


Figura 1.2 Studi sulle capriate di Leonardo Da Vinci

1.2 Classificazione delle varie tipologie di Capriata.

Un primo tentativo di classificazione di larga massima sulle tipologia di capriata, in base materiale utilizzato, è quella proposta da M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena[4] i quali le suddividono in *moderne* prevalentemente costruite in legno lamellare ed acciaio e di *tipo tradizionale* costruite in legno massiccio.

Un ulteriore approfondimento sulla capriata di tipo tradizionale in legno circoscritta ad un panorama prettamente italiano, è la classificazione tipologica delle capriate elaborata da U. Barison e F. Laner, nel loro saggio *Capriate e tetti in legno: progetto e recupero*, Franco Angeli S.r.l., Milano , 2000 nello specifico i due autori identificano 5 tipi di capriate:

1. Capriata a trave

Figura 1.3 Schema di capriata trave con catena apparente tratta dal testo "Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"

Questo tipo di capriata è costituita da quattro elementi. Più precisamente uno verticale, due diagonali ed uno orizzontale rigidamente connessi fra di loro.
I carichi che gravano sui puntoni vengono tutti trasferiti sulla apparente catena attraverso le connessioni in prossimità degli appoggi e attraverso l'asta verticale; quest'ultima, seguendo la direzione verticale perpendicolare al colmo, di fatto carica l'apparente catena configurandosi come un carico concentrato.

4 *M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena,Strutture in legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee,* Hoepli, Milano, 2005

Figura 1.4 Capriata a trave utilizzata nei locali di un mulino nel centro storico di Mondovì (CN)

Questo tipo di struttura risulta piuttosto instabile e non particolarmente efficace quando viene sollecitata attraverso carichi orizzontali (vento e sisma), nella tradizione costruttiva spesso viene stabilizzata mediante saette.

All'interno di questo tipo di capriata non si generano spinte.

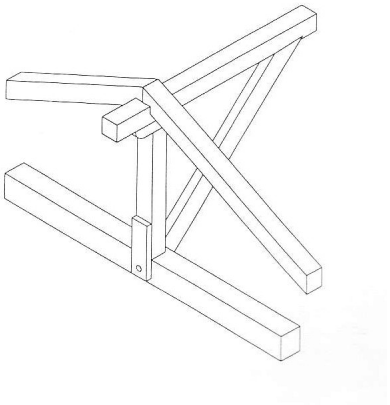


Figura 1.5 Schema di capriata trave rinforzato con setta tratta dal testo "Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"

1. Capriate a nodo aperto (arco a tre cerniere)

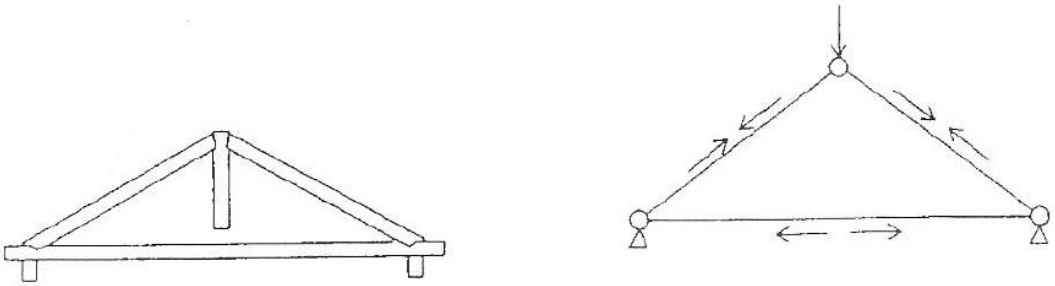


Figura 1.6 schema di capriata a nodo apetro tratta dal testo "Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"

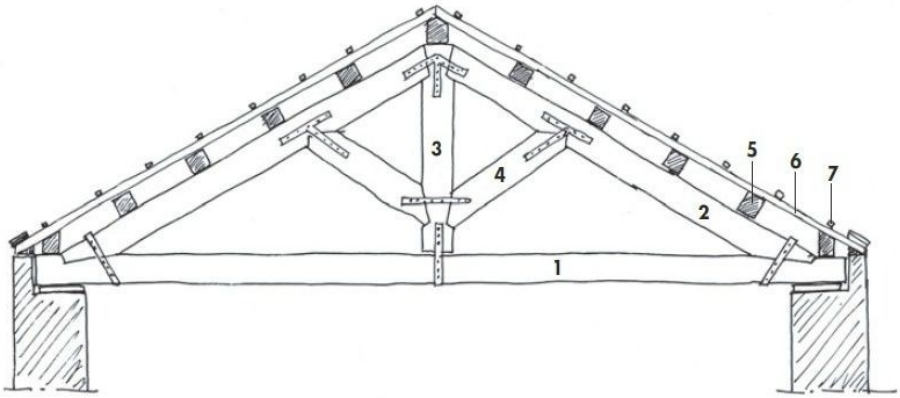


Figura 1.7 Schema di capriata a nodo aperto con saette - Fonte: www.teknoring.com

Questo tipo di capriata è decisamente la tipologia più diffusa e trattata nei manuali tecnici italiani. Essa è caratterizzata, nella sua forma più elementare, da uno schema strutturale composto da tre elementi connessi tra loro mediante nodi. Più precisamente si posso distinguere due elementi diagonali compressi – *puntoni*- (2) tenuti insieme tra loro da un nodo e da un elemento orizzontale sollecitato a trazione denominato *catena* (1).

Il *Monaco* o *ometto* o *colonnello (3)* è l'elemento verticale presente all'interno della capriata che, nella sua forma più semplice costituisce esclusivamente l'elemento di interfaccia tra i due puntoni senza nessuna funzione strutturale, nella capriate con presenza

di saette quest'ultimo, sollecitato a trazione, assume funzione strutturale. Se il monaco appoggiasse sulla catena solleciterebbe quest'ultima con una forza flessionale che andrebbe ad interferire negativamente con la funzione di tirante che la catena svolge.

Le *Saette o saettoni o contraffissi o razze o contropuntoni (4)* sono gli elementi con inclinazione opposta a quella dei puntoni che hanno la funzione di limitare l'inflessione di questi ultimi, scaricando sul monaco quota parte delle forza di compressione a cui sono sottoposti.

Di solito il punto di innesto tra la setta ed il puntone è quello che divide quest'ultimo in due tratti normalmente pari 0,4 *l* e 0,6 *l*, essendo *l* la lunghezza totale dell'asta.

In questo tipo di capriata monaco e catena non sono connessi fra loro; talune volte sono presenti staffe metalliche che hanno l'esclusivo compito di mantenere la complanarietà fra i due elementi. Questo tipo di capriata, nei manuali da costruzione italiani, è normalmente indicata come l'elemento caratterizzante del "tetto alla lombarda".

Lo schema strutturale a cui si può ricondurre questa tipologia strutturale è pertanto **l'arco a tre cerniere**

Figura 1.8 Stalle Cascina La Vittoria – Comune di Venaria Reale

Figura 1.9 Sistema di copertura adiacente all'edificio comunale del Comune di Mondovì (CN)

2. Capriate a nodo chiuso

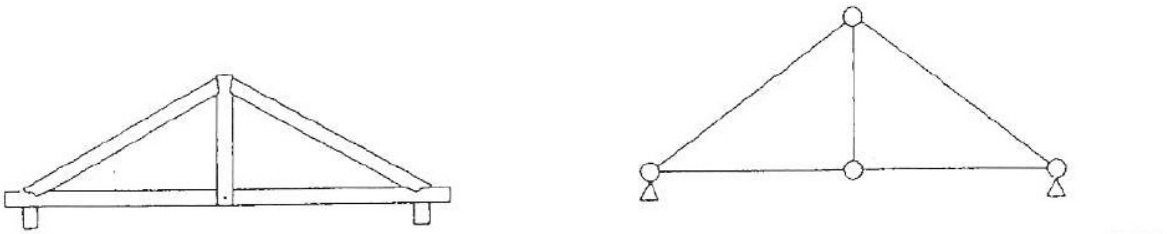


Figura 1.10 Schema di capriata a nodo chiuso tratta dal testo "Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"

Questa tipologia è stata storicamente largamente utilizzata in zone a forte influenza tedesca o anglosassone.

Strutturalmente è concepita come una trave reticolare quindi con nodi chiusi.

Questo tipo di trave si presta ad essere realizzata costruttivamente mediante la catena doppia, soprattutto quando le aste che formano la capriata sono formate da più elementi accoppiati.

Figura 1.11 Struttura di copertura realizzata con capriate a nodo chiuso e dettaglio del nodo chiuso fra monaco e catena doppia– Comune di Susa

Oggi è usuale trovare la suddetta tipologia edilizia nei magazzini merci ferroviari o nei grandi magazzini industriali.

Figura 1.12 Ex Magazzino ferroviario rifunzionalizzato a Tiburg (Olanda) fonte: https://projects.archiexpo.it

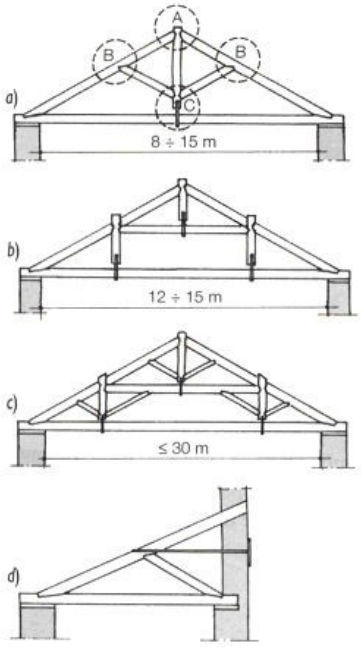
Figura 1.13 capriate delle strutture di copertura presso le Ex Fonderie Limone – Comune di Moncalieri

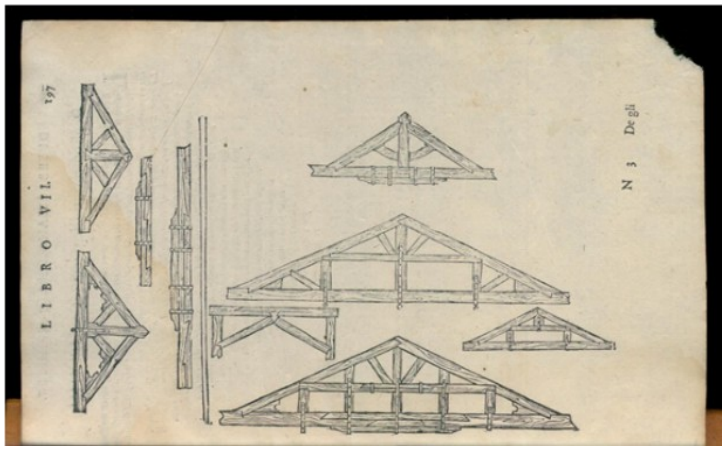
In passato, tuttavia, per luci superiori a 15 metri, la tradizione costruttiva prevedeva l'impiego di **incavallature** di tipo composto via via sempre più complesse caratterizzate da una molteplice sovrapposizione di aste, sistemi accoppiati di saette, doppie catene, doppi monaci e catene apparenti. [5]

5 *M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena,Strutture in legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee,* Hoepli, Milano, 2005

Figura 1.14 esempi di capraite

tratta dal testo “Capriate e tetti in legno: progetto e recupero”





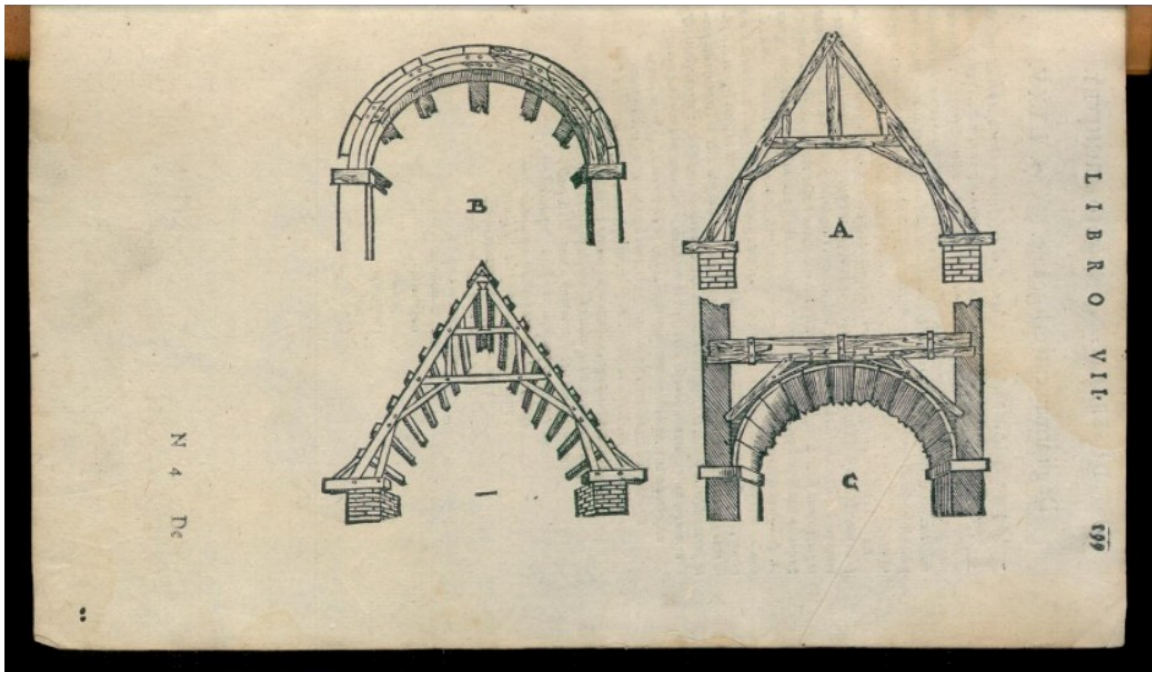


Figura 1.15 esempi tipologici di capriata dal libro VII del trattato di architettura di Sebastiano Serlio

3. Capriata apparente

La capriata apparente, meno diffusa, è una capriata che viene messa in opera su più appoggi rispetto ai tradizionali due appoggi alle estremità.
La capriata apparente è la vera capriata palladiana, in quanto lo stesso Palladio invitava a non appoggiare le incavallature solo sui muri esterni, poiché *quando i muri di mezzo vanno a tor suso le travi, facilmente si accomodano, e mi piace molto, e perché marcendosi una testa di qualche legno, non è però la coperta in pericolo.* (I quattro libri dell'architettura di Andrea Palladio, Venezia, 1570)[6].

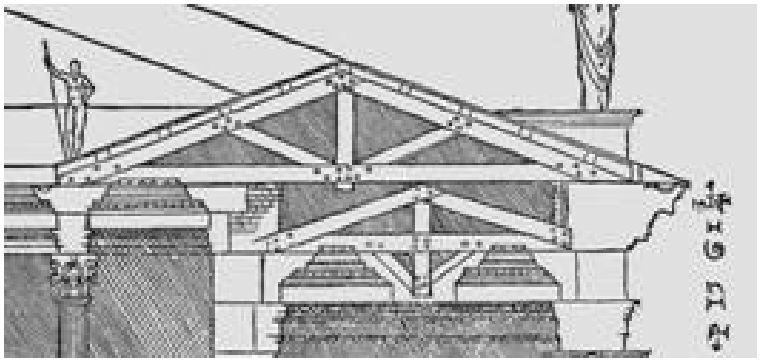


Figura 2.16 Capriata apparente tratta dal testo "Capriate e tetti in legno: progetto e recupero"

4. Capriata spaziale

Questa tipologia di capriata può essere realizzata con una concezione strutturale che può essere a nodo aperto o a nodo chiuso, la caratteristica principale è il suo sviluppo sulle tre direzioni dello spazio. La capriata spaziale più semplice è quella realizzata con quattro saette che si dipartono dal monaco; le saette possono anche essere di più quando vengono realizzate capriate per tetti poligonali.

6 F. Laner, *Discorso sulle capriate*, Geocentro, n° 14, marzo/aprile 2011,2011, pp. 50-57.

Figura 1.17 Capriata spaziale presso il Comune di Usseglio

1.3 Le capriate dell'arsenale di Venezia

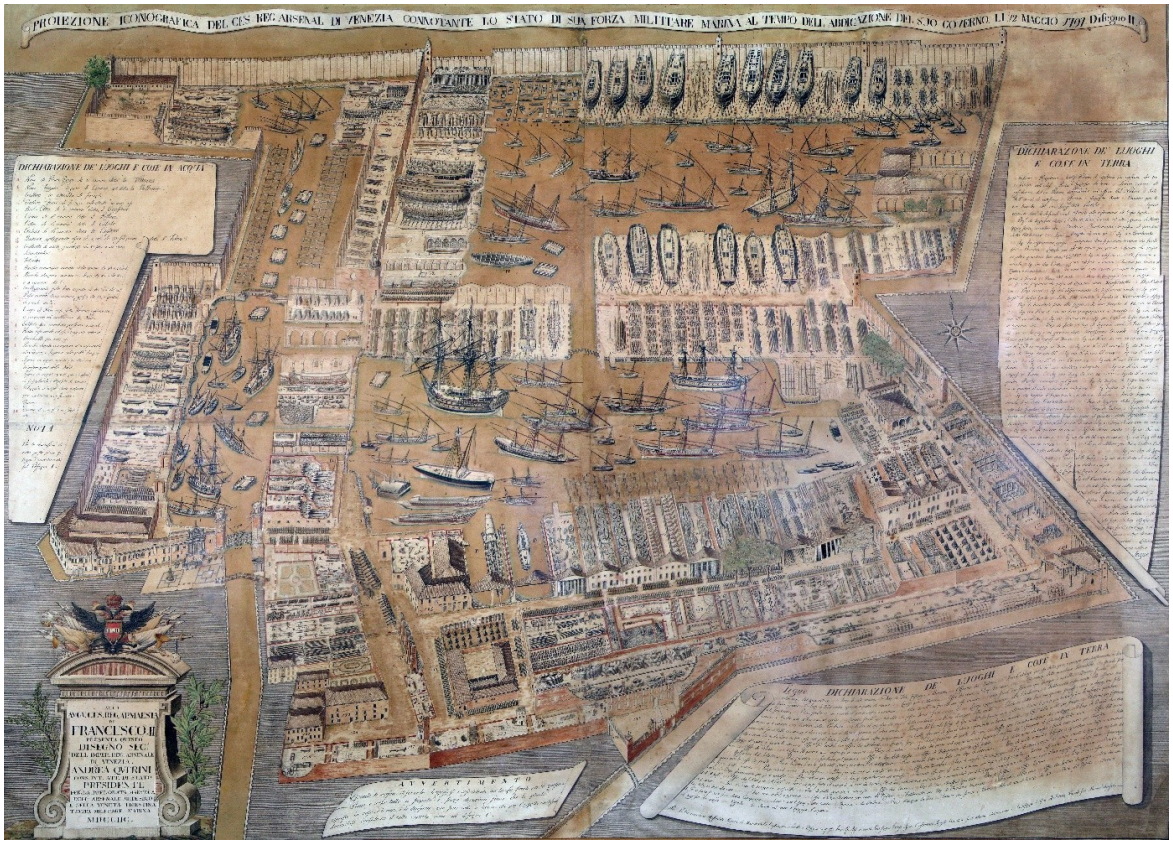


Figura 1.18 Arsenale con tese scoperte - Gian Maria Maffioletti, 1797 - Venezia Museo Storico Navale
immagine pubblicata sul sito www.comune.venezia.it

L'Arsenale di Venezia, che si estende per 48 ettari nell'area lagunare al margine della città antica, con i suoi 800 anni di storia, ha rappresentato un'occasione unica per lo studio delle tecniche costruttive e per la sperimentazione delle metodiche di restauro riguardanti le strutture lignee legate alla cantieristica navale.

All'interno della suddetta area sono presenti strutture che rappresentano in successione logico- cronologica l'evoluzione delle tecniche costruttive in un arco temporale lungo circa 700 anni.

A tal proposito la Soprintendenza di Venezia ha avviato dal 1983 un programma di studio volto alla conservazione di detta struttura ed all'approfondimento della conoscenza delle tecniche costruttive che la popolano.

Lavoro significativo per la presente tesi, è stato il restauro della tesa dell'Isolotto. Il

termine tesa, sinonimo di tettoia, indica in Arsenale gli squeri, o cantieri, per la costruzione delle navi. I lavori effettuati nel 2009 sono stati dettagliatamente descritti in un articolo presentato al *XXV Convegno Internazionale Scienza e Beni Culturali* Tenutosi a Bressanone[7].

I restauri dell'Isolotto sono stati progettati e diretti dall'arch. Claudio Menichelli, della Soprintendenza BAP di Venezia, con finanziamenti del Ministero per i Beni e le Attività Culturali e realizzati dall'impresa Dal Carlo.

La Soprintendenza si è avvalsa del contributo scientifico, per i diversi aspetti di competenza, dell'Università di Padova, del Politecnico di Torino (tra cui la prof.ssa Clara Bertolini) e dell'Università IUAV di Venezia.

Il complesso comunemente definito l'Isolotto è costituito da due fabbricati contigui, uno dei due è ciò che resta dei 17 squeri che facevano parte dell'ampliamento settentrionale trecentesco dell'arsenale nuovo, l'altro è un edificio triangolare di risulta costruito fra lo squero di cui sopra ed il muro di cinta merlato dell'Arsenale.

Il primo dei due edifici risulta il più interessante, in quanto è l'edificio più antico presente nell'Arsenale; le murature sono realizzate quasi completamente in "altinelle" (mattone di piccola ma variabile dimensione (mediamente circa 4.5x7.5x17cm.), utilizzato a Venezia fino

alla metà del Trecento), la copertura è sorretta da capriate del tipo semplice con saette, uniche con tale geometria in Arsenale che, dalle analisi dendrocronologiche effettuate risultano anch'esse di epoca trecentesca in particolare nell'assetto dei nodi e nei ferramenti.

L'articolo descrive altresì, come, fino alla prima metà del trecento gli squeri furono realizzati senza copertura, pertanto, con buona probabilità, la struttura di cui sopra, fu il prototipo per la realizzazione delle successivi squeri muniti di coperture.

7Claudio Menichelli (a cura di); Andrea Adami; Caterina Balletti; Bertolini Cestari Clara; Giulia Bettiol; Gianoreste Biglione; Claudia Brito De Carvalho; Enrico Garbin; Francesco Gerbaudi; Francesco Guerra; Gloria Pagliarino; Francesca Pasteris; Mario Piana; Olivia Pignatelli; Luca Pilot; Maria Rosa Valluzzi; Paolo Vernier, *Le strutture lignee dell'Arsenale di Venezia. Studi e restauri,* in *XXV Convegno Internazionale Scienza e Beni Culturali - Conservare e restaurare il legno,* Bressanone, 23 – 26 Giugno 2009, Edizioni Arcadia Ricerche, Marghera-Venezia 2009, pp. 1163-1216, ISBN 9788895409139.

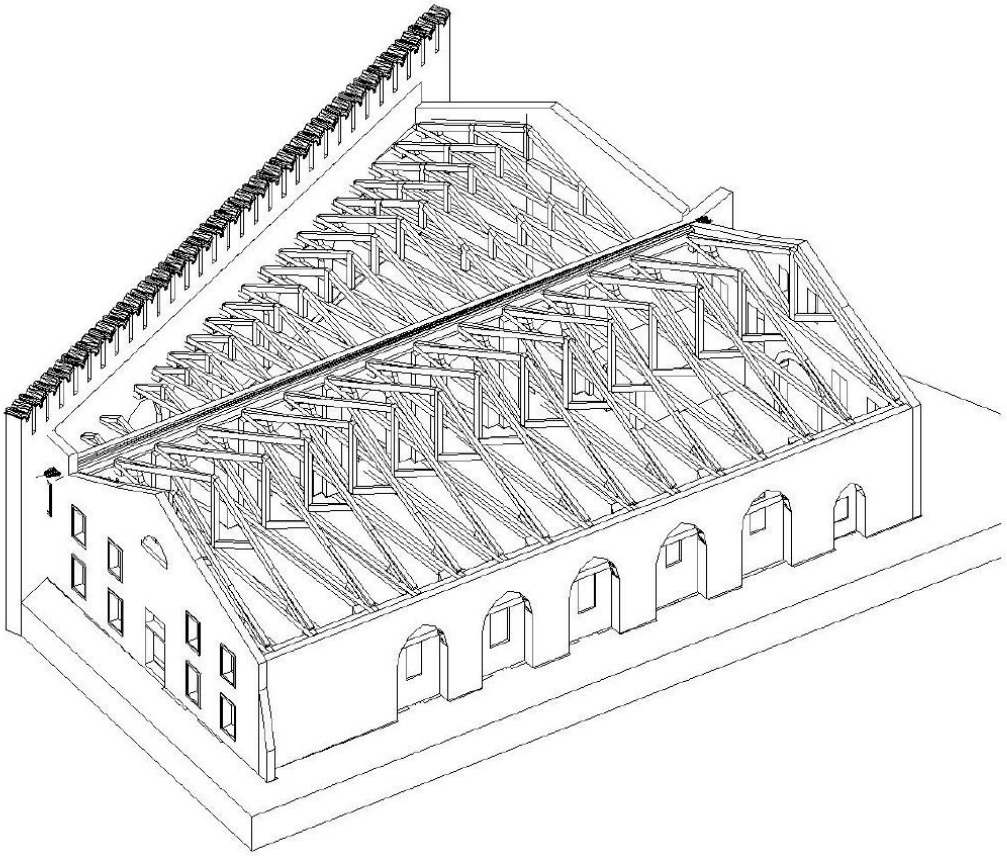


Figura 1.19 Veduta assonometria del complesso dell'Isolotto (disegno Stefania Ballarin)

Dagli studi effettuati dal gruppo di esperti, si sono potuti osservare alcuni aspetti peculiari, testualmente:

1. l'inarcamento della catena verso l'alto con una freccia compresa tra i 15 e i 20 cm;

2. la chiusura del nodo tra monaco e catena; il nodo è bloccato in ogni direzione: con innesto a tenone e mortasa tra monaco e catena, inserito nel dardo di Giove di giunzione delle due

parti costitutive della catena; con staffa fissata con due perni passanti sul monaco e serrata

con chiodatura lungo tutto lo sviluppo della stessa, anche al di sotto della catena ;

3. i collegamenti a tenone e mortasa del nodo sommitale tra puntoni e monaco e tra saette e monaco.

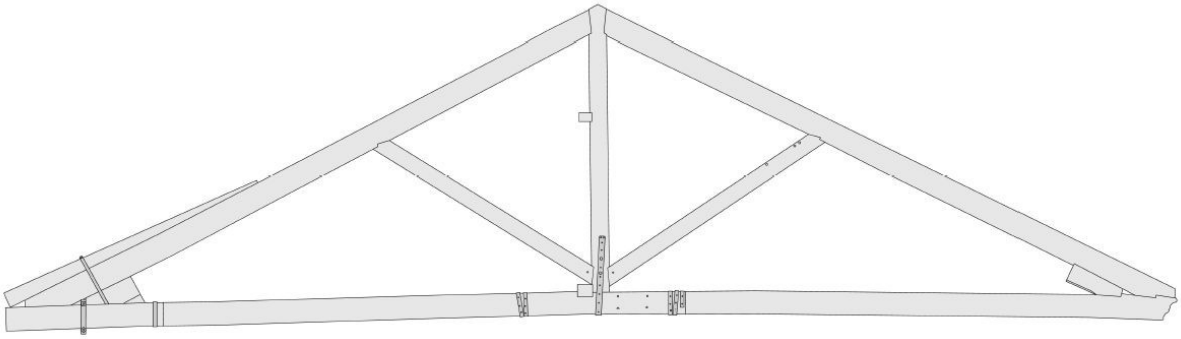


Figura 1.20 Rilievo di una delle capriate del tesone dell'Isolotto (CIRCE, Università IUAV di Venezia)

Tali aspetti di cui sopra caratterizzano la struttura conferendole vari gradi di iperstaticità che, abbinati alle sezioni importanti delle aste ed alle reggiature a caldo, (tipiche delle realizzazioni arsenalizie preottocentesche) fa pensare che le capriate fossero ideate non solo per sostenere la copertura, ma anche per movimentare carichi necessari per le attività di costruzione navale.

Le strutture con molta probabilità, dovevano essere in grado di ripartire i carichi sulla struttura, comunque fossero applicati, anche se obliqui.

Una particolare caratteristica della struttura è l'assenza di qualsiasi grado di libertà nel nodo monaco-catena, pertanto la capriata risulta classificabile come capriata a nodo chiuso il cui funzionamento è molto simile ad una struttura reticolare.

Il secondo edificio dell'isolotto non riveste lo stesso interesse storico del primo; tuttavia la particolarità della pianta triangolare fu l'occasione per la realizzazione di una successione di capriate tipologicamente diverse tra loro, in funzione dell'aumentare della luce fra gli appoggi da 1 m. a 15 m.. Si avvicendò, così, l'utilizzo di capriate semplici senza monaco, capriate semplici con monaco e capriate palladiane. Tutte le capriate della manica triangolare sono state realizzate con materiale di recupero di precedenti costruzioni.

I caratteri costruttivi delle capriate dell'Isolotto in realtà non si trovano più nelle costruzioni successive dell'arsenale, dove verranno successivamente utilizzate capriate del tipo alla palladiana, configurazione che permetteva di raggiungere luci maggiori, anche fino a 18 m.

Come già sottolineato, gli elementi centrali della storia e dello sviluppo dell'Arsenale sono le tettoie (tese o tesoni), destinate alla funzione di cantiere per la costruzione delle imbarcazioni (squero) e di ricovero per le imbarcazioni, ma in particolare le tipologie tecnologiche di coperture che si sono avvicendate dal 1300 sino al 1900.
La Soprintendenza di Venezia, in collaborazione con l'Università di Padova e il Politecnico di Torino, ha avviato da tempo un'attività di studio, sulla classificazione delle capriate dell'intero complesso. Lo studio ha riguardato le strutture di oltre ottanta edifici e ha permesso di individuare circa quaranta modelli di realizzazioni e undici tipi costruttivi, articolati in ventidue varianti.

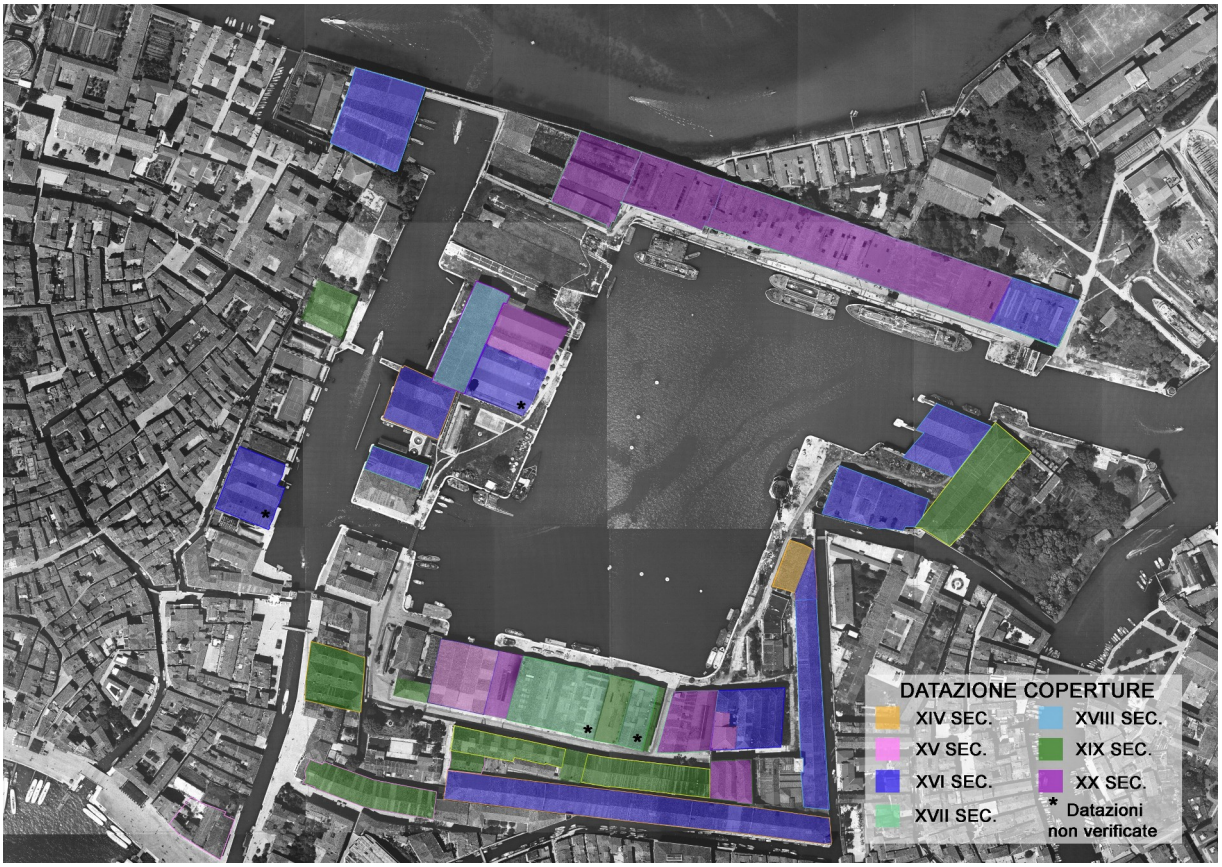


Figura 1.21 Datazione delle coperture (disegno G. Bettiol)

Non va tuttavia ignorato che, per molti squeri e tesoni, la tipologie di coperture sono state oggetto di sostituzioni, restauri e modifiche dettate dalle esigenze tecnologiche imposte dallo sviluppo della tecnica nella costruzione navale o dalla necessità di intervenire in

maniera celere a fronte di stati di degrado e dissesto in forte stato di avanzamento.

Del primo caso ne sono un esempio le evoluzioni costruttive della manica detta "la nuovissima" (la manica di colore viola stretta e lunga nella parte alta dell'immagine data XX secolo), la quale ha subito tre fasi di interventi sulle coperture, quello di costruzione cinquecentesco (di cui restano le capriate lignee cinquecentesche dei tre primi squeri est), quello secentesco di innalzamento dei fabbricati (di cui non resta traccia delle coperture), dovuto al passaggio dalla galea alla nave tonda, e quello novecentesco di nuovo abbassamento dei fabbricati, per adeguarli alle nuove funzioni di officine e di magazzini (di cui si rilevano capriate Polonceau e all'inglese miste ferro-legno)

Del secondo caso l'articolo ricorda come fu effettuata la resezione dei monaci di molte capriate arsenalizie, con la conseguente modifica dello schema strutturale, avvenuta nella seconda metà dell'Ottocento, con i lavori di ampliamento del complesso avvenuti dopo l'annessione di Venezia al Regno d'Italia; in quell'occasione si decise di intervenire su tutte le capriate, per complessivi 117.000 mq di coperture, con tre tipi di interventi, più o meno radicali per i quali Felice Martini fu responsabile dei lavori. La resezione dei monaci fu, laddove le capriate erano ancora recuperabili, la metodica con cui rimuovere dalle catene le sollecitazione a flessione impresse dai monaci, per l'abbassamento degli stessi. Questo tipo di intervento aveva particolare efficacia nella logica di sistema seriale di edifici, come quello dell'Arsenale, dove: *"le infiltrazioni nei compluvi tra i fabbricati determina la marcescenza delle teste e con essa la perdita di efficienza dei nodi puntone-catena, con il conseguente scorrimento dell'uno sull'altra verso l'esterno".*

Tornando allo studio di cui sopra si riporta che, la prima tipologia comparsa in Arsenale è la capriata con "saette", (capriate dell'Isolotto), composta da due puntoni, monaco e due saette; a cui si affianca quella cosiddetta alla "palladiana semplice" e alla "palladiana composta "con doppia catena e doppi monaci (capriata delle cordiere).

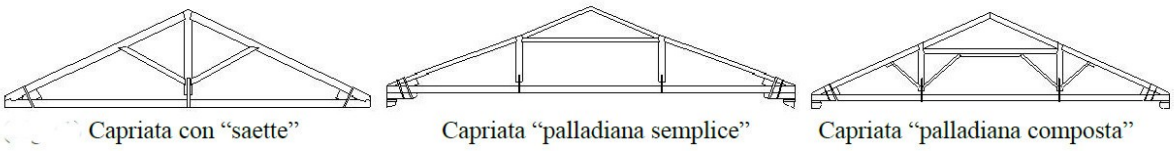


Figura 2.22 rappresentazione grafica delle prime tre tipologie di capriate arsenalizie

Sulla base della palladiana semplice e composta in Arsenale, negli anni successivi, furono introdotte una serie di varianti tutte dettate dalla ricerca della luce adeguata e della massima efficienza funzionale per le attività della cantierizzazione navale.

Nell'Arsenale Nuovo compare il primo esempio di capriata a doppio monaco e doppia catena,

Figura 2.23 rappresentazione grafica delle varianti alla tipologia di capriata palladiana presenti nell'arsenale

L'articolo però, sottolinea che, non si possa escludere che tale impianto costruttivo fosse già presente in Arsenale nel Trecento, nelle prime Corderie, edificio con una luce di copertura di 21 m.

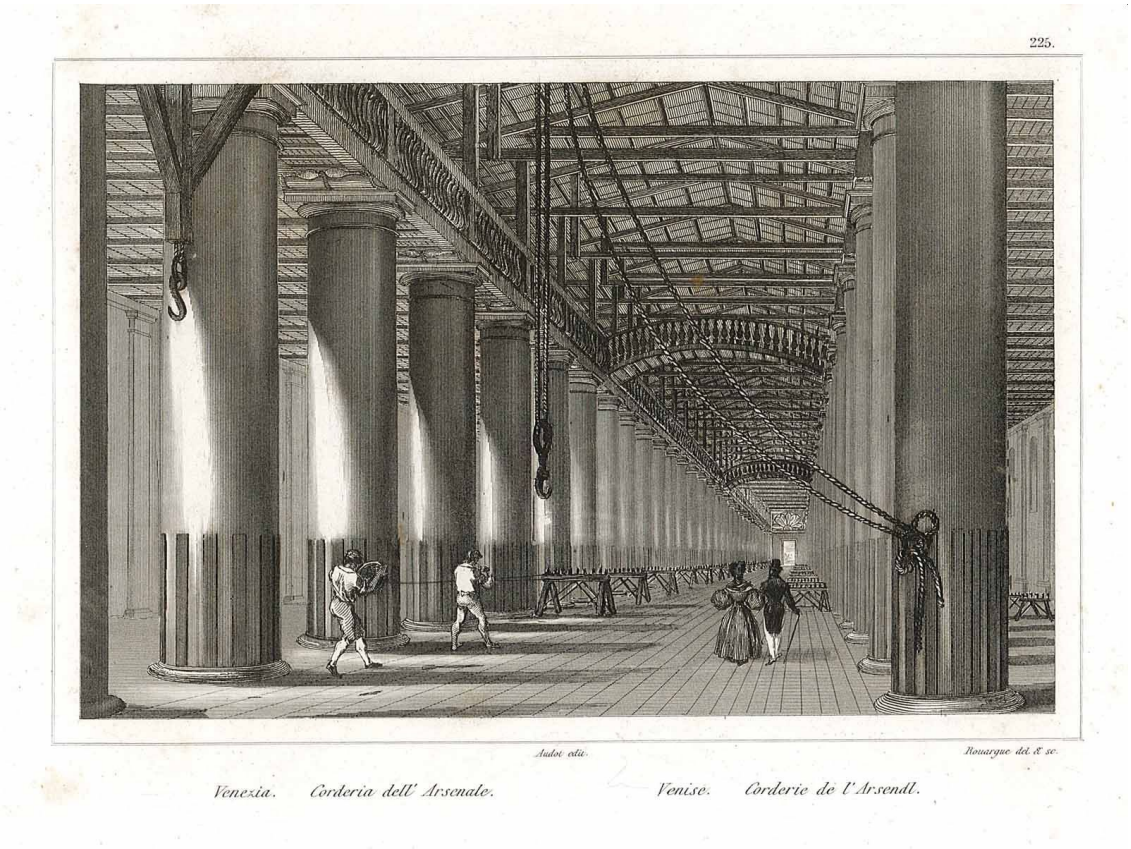


Figura 2.24 Stampa del 1836:Venezia,corderia dell'arsenale serenissima audot etna.

Verso le seconda metà dell'ottocento, a seguito della rivoluzione industriale, con l'affermazione dell'acciaio come materiale da costruzione, anche nelle fabbriche arsenalizie, compaiono le prime capriate che adottano soluzioni costruttive miste ferro-legno.

Le parti sottoposte a trazione (catena) sono realizzate in acciaio, mentre quelle sottoposte a pressoflessione e a compressione sono risolte in legno; i nodi sommitali ed in alcuni casi i contraffissi, sono realizzati con cuffie in ghisa.

Si afferma così presenza della capriata di tipo "Polonceau" dove gli elementi in legno sono solo i puntoni.

Dalla capriata Polonceau inizia quindi l'evoluzione moderna delle travature reticolari che ha portato, nei primi anni del novecento, all'introduzione di incavallature interamente metalliche, di cui la più diffusa è la "capriata all'inglese" a più aste e nodi, in cui tutte le aste possono lavorare a compressione e a trazione.

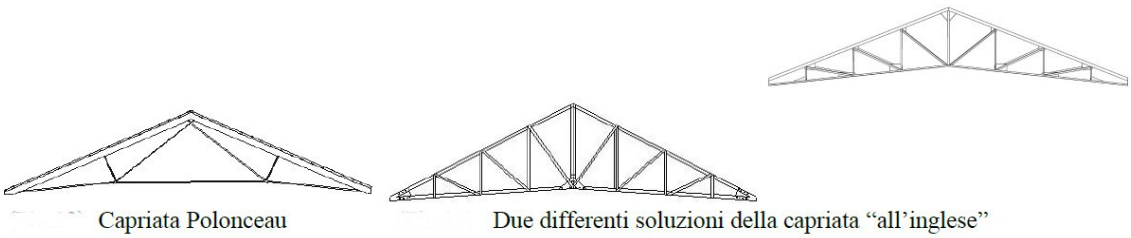
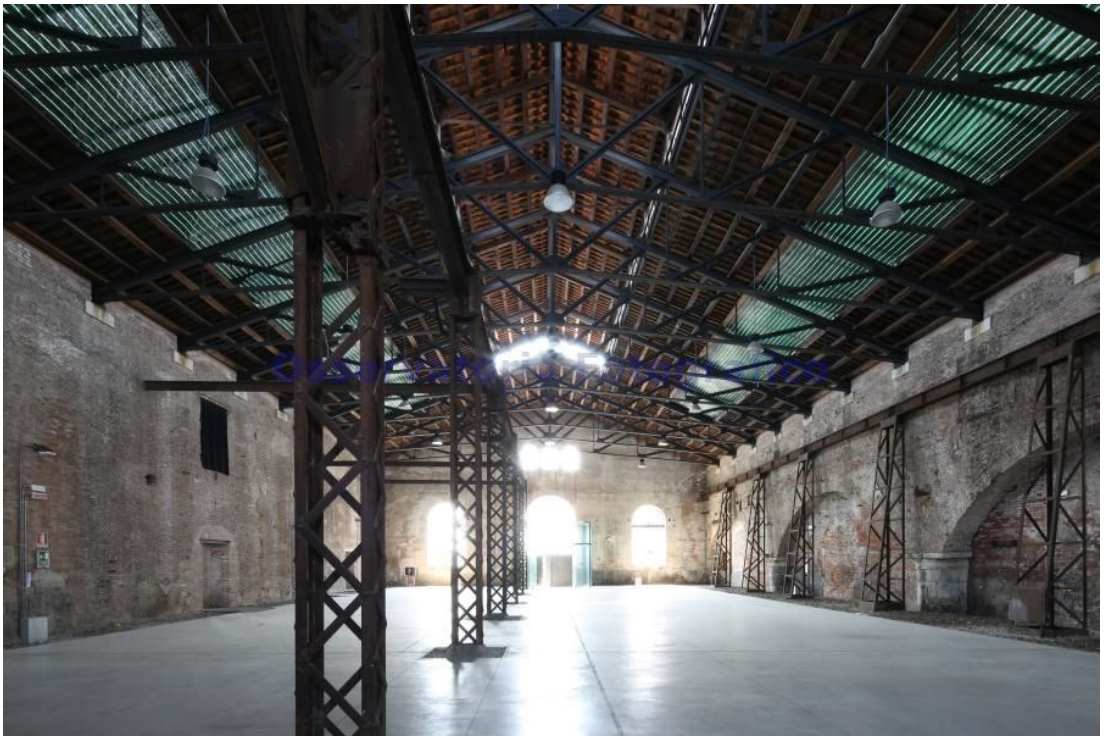


Figura 2.25 rappresentazione grafica delle capriate "all'inglese" presenti in arsenale

Figura 2.26 Individuazione dei tipi di capriate (disegno G. Bettiol)

Con l'approvazione della Legge n. 221, pubblicata in G.U. del 18.12.2012, e con la successiva delimitazione e consegna del 6/02/2013 da parte dell'Agenzia del Demanio e della Marina Militare di numerose aree dell'Arsenale a favore del il Comune di Venezia, quest'ultimo è diventato proprietario di una porzione pari a circa i 2/3 dell'intero compendio.

Sul sito del Comune di Venezia, oggi, è presente una ricca galleria fotografica dalla quale sì può cogliere la quantità e la qualità delle diverse tipologie di capriate presenti all'interno degli squeri dell'Arsenale; di seguito se riportano le più significative.



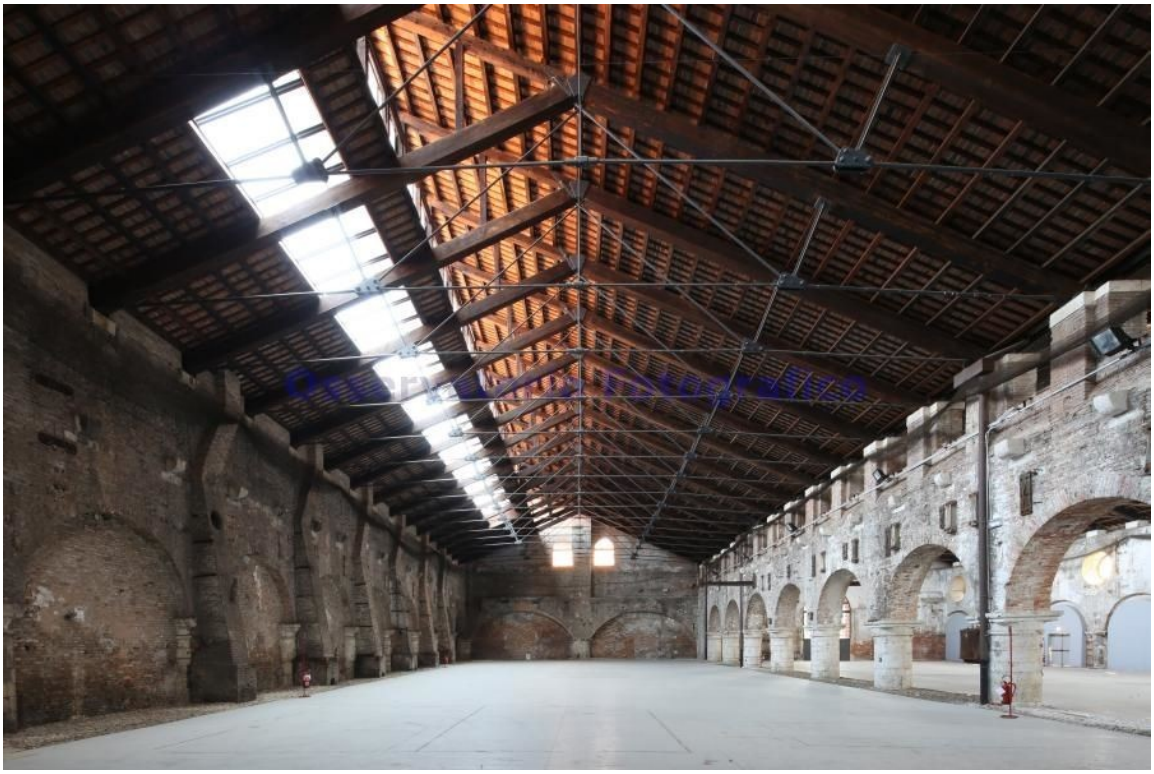


Figura 2.27 Immagini degli squeri dell'Arsenale di Venezia Fonte: sito ufficiale del Comune di Venezia

1.4 Makoko Floating School di Nlé Architects

Nel 2016 viene insignito alla 15a Mostra Internazionale di Architettura - La Biennale di Venezia curata da Alejandro Aravena, il progetto MFS II WATERFRONT ATLAS dello studio Nlé Architects di Amsterdam riconosciuto come *"una potente dimostrazione, sia a Lagos che a Venezia, che l'architettura, iconica e pragmatica allo stesso tempo, può amplificare l'importanza dell'educazione"*.

Figura 1.28 MFS II alla biennale di Venezia Foto riprodotta dal sito http://www.nleworks.com/

Il progetto presentato e premiato era in realtà l'evoluzione di un primo progetto nato nel 2011 la Makoko Floating School, la scuola flottante, realizzata in Nigeria tra l'Ottobre del 2012 ed il Marzo del 2013, sulle rive della laguna di Lagos.

Il progetto originario, era stato sponsorizzato dall'United Nations Development Programme (UNDP), e dalla fondazione tedesca Heinrich Boell.

La città di Makoko era stata fondata su una laguna, come villaggio di pescatori nel XVIII sec., essa è oggi una baraccopoli acquatica su palafitte, con una popolazione stimata di mezzo milione di persone. Non ci sono elettricità, sistema di raccolta rifiuti e accesso all'acqua potabile.

L'idea progettuale nasceva dall'esigenza concerta di provare a realizzare una scuola in grado di essere funzionale, sostenibile, modulare, adatta ad un'epoca caratterizzata dal cambiamento climatico, realizzata con materiali locali e che fosse al tempo stesso in grado di essere durevole in un territorio ostile, tormentato da continue inondazioni, come quello di Lagos.

L'idea progettuale è stata fondamentalmente l'evoluzione della palafitta (tipica costruzione tradizionale di Lagos); l'emergenza legata al clima che, sempre più causa di forti maree ed inondazioni, ha stimolato i progettisti ad ipotizzare che, sarebbe stata meglio fronteggiare le calamità con strutture galleggianti, soprattutto laddove oltre certi limiti, le palafitte sarebbero diventate inaccessibili.

Figura 1.29 MFS I in opera a Lagos (Nigeria) fonte: http://www.nleworks.com

Nlé Architects sul suo sito istituzionale sottolinea come oltre l'80% delle principali città del mondo sono situate sull'acqua - molte delle quali sono soggette a inondazioni e in

rapida crescita - in particolare nei continenti asiatico e africano.

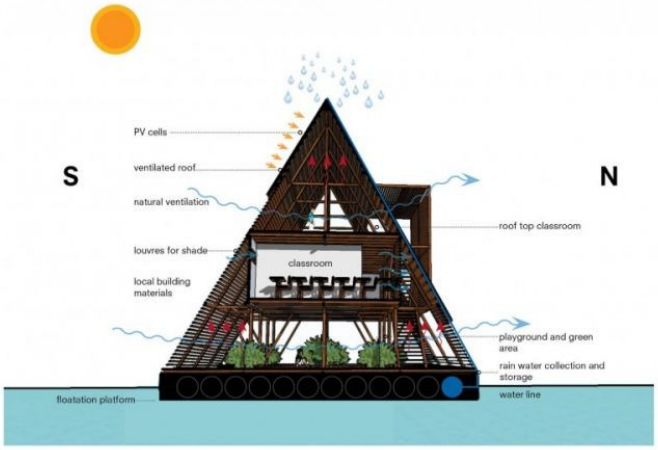


Figura 1.30 MFS I Progetto- sezione fonte: http://www.nleworks.com

Scendendo più nel dettaglio, il progetto della scuola galleggiante si articola su tre livelli:

- Primo livello: è collocato un parco giochi, per gli intervalli, con annesso giardino pensile formato da arbusti coltivabili;
- Secondo livello: aule;
- Terzo Livello: lasciato aperto, è situata un'ulteriore aula e comunque uno spazio polivalente.

Sulla copertura inclinata della scuola sono installati pannelli fotovoltaici, l'edificio è altresì dotato di sistemi di recupero delle acque piovane per i servizi igienici; questo rende l'edificio autosufficiente e sostenibile.

Il galleggiamento dell'edificio avviene, mediante il ricorso ad una serie di botti di plastica vuote, precedentemente usate per trasportare acqua o alimenti, assemblate per formare la piattaforma di base.

Dal 2011 al 2020 il sistema costruttivo pensato per la Makoko Floating School ha subito delle evoluzioni che ne hanno via via migliorato l'affidabilità della struttura e contestualmente sancito, attraverso flessibilità del modulo, un utilizzo per ulteriori destinazioni d'uso che non fossero strettamente l'aula scolastica; sono stati così prodotti i seguenti progetti:

MFS I – MAKOKO FLOATING SCHOOL LAGOS, NIGERIA (2012)

MFS II – WATERFRONT ATLAS VENICE, ITALY (2016)

MFS III – MINNE FLOATING SCHOOL BRUGES, BELGIUM (2018)

MFS IIIX3 – MINJIANG FLOATING SYSTEM CHENGDU, CHINA (2018)

Sempre in merito al processo di ripensamento ed ottimizzazione del progetto, si cita come, ad esempio MFS II di Venezia, si proponesse come un'interpretazione migliorata della struttura della scuola galleggiante Makoko; ripensata per un'efficiente processo di prefabbricazione, un rapido assemblaggio e una vasta gamma di usi; a tal fine, vennero igegnerizzati nuovi nodi in metallo di più facile assemblaggio e trasporto . [8].

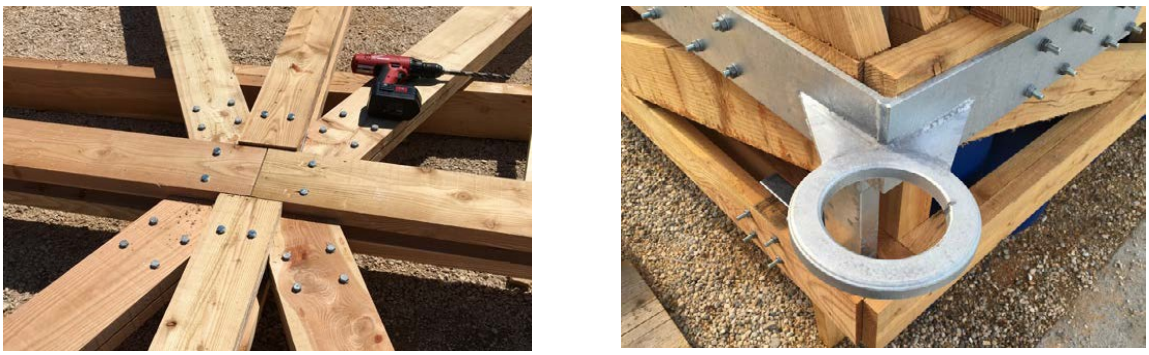


Figura 1.31 MFS II dettagli MFS II WATERFRONT dal sito http://www.nleworks.com/

MFS ™ IV del 2020 realizzata a Capo Verde è modulare, scalabile e disponibile in 3 dimensioni: moduli piccoli, medi e grandi. Le tre dimensioni vanno da 1 a 3 piani rispettivamente e sono disponibili in diverse configurazioni di pavimento interno per creare case galleggianti, loft o grandi spazi per spettacoli.

Figura 1.32 MFS IV Music Hub a Mindelo (Cape Verde) fonte: http://www.nleworks.com

8 http://www.nleworks.com/

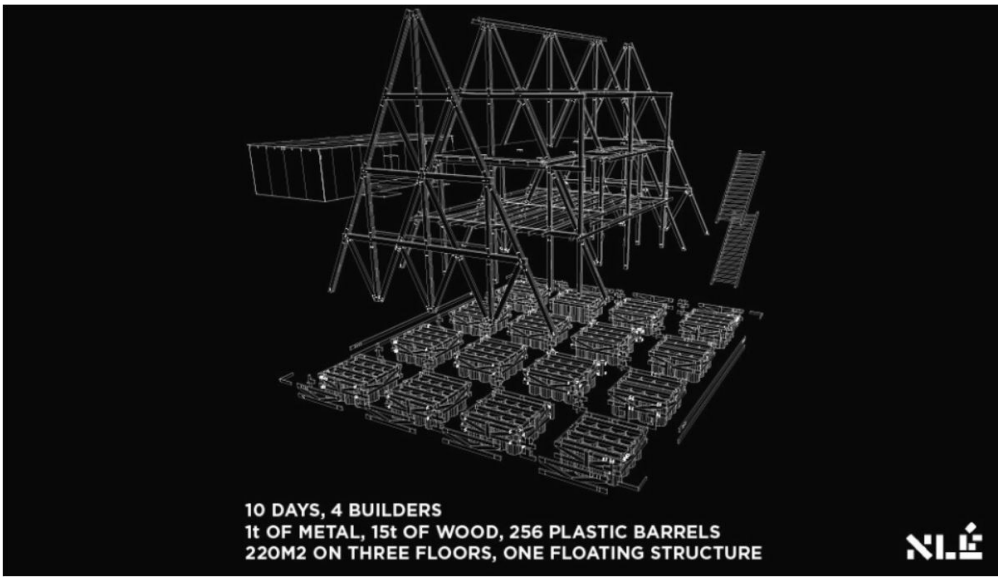


Figura 1.33 MFS progetto- spaccato assonometrico fonte: http://www.nleworks.com

Il sistema proposto da Nlé Architects nelle varie versioni del progetto MFS ci dimostra come una edificio in legno, dal sistema strutturale complesso, ma al contempo leggero, riassumibile in una successione di 5 incavallature in legno collegate fra loro da elementi di controvento è ancora oggi un'ottima risposta progettuale per certe nuove problematiche dell'abitare imposte dal XXI secolo come il cambiamento climatico, la giustizia sociale e la sostenibilità ambientale.

In ultimo, si evidenza la forte somiglianza fra il sistema costruttivo proposto da Nlé Architects ed il sistema di incavallature che sorreggono le coperture delle torri del Castello del Valentino realizzata 500 anni fa ed oggetto della presente tesi. Entrambe sono strutture reticolari realizzate con aste in legno sottili connesse fra loro mediante nodi, entrambe le strutture risultano, estremamente leggere ma in grado di reggere, al contempo sia carichi verticali, che orizzontali considerevoli come vento, neve, sisma ed affollamento.

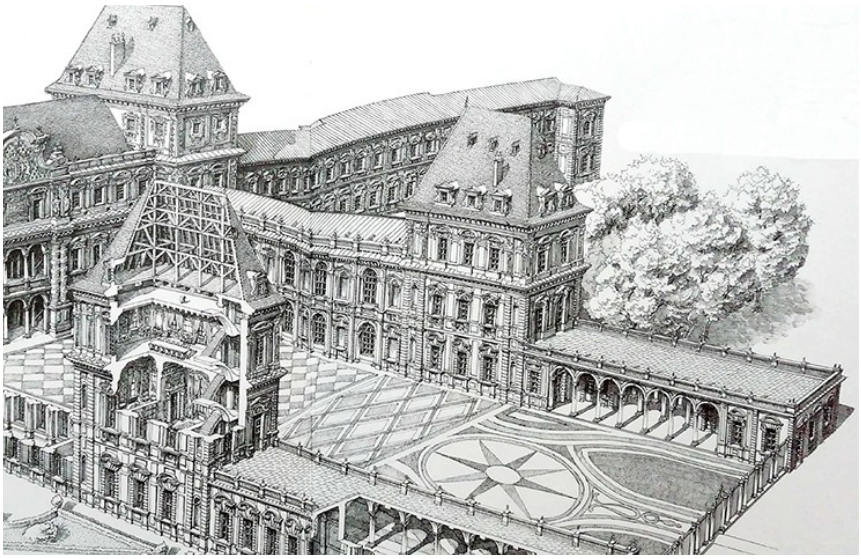


Figura 1.34 Spaccato assonometrico della torre del Castello del Valentino fonte : http://frigo.polito.it

Figura 1.35 Torre del Castello del Valentino fonte

Capitolo 2:

Specie legnose utilizzate nelle strutture di copertura in Italia; metodo di identificazione delle specie legnose ai sensi delle norme UNI 11118:2004 e valutazione delle resistenze meccaniche degli elementi a vista, attraverso l'impiego della norma UNI 11119:2004

2.1 Considerazioni sul riutilizzo diffuso del legno come materiale da costruzione, in Italia, nel XXI secolo.

Verso i primi anni '80 dello scorso secolo, si è potuto assistere, nel panorama costruttivo Italiano, ad un ritorno a scelte tipologiche e tecnologiche in cui il legno è tornato ad essere un materiale da costruzione comunemente utilizzato.

Insieme all'acciaio, esso è tornato ad essere, un materiale costruttivo alternativo al calcestruzzo armato protagonista di buona parte della storia dell'architettura del '900.

Per essere più precisi, sempre verso la fine del '900, la prima valida e versatile alternativa al calcestruzzo armato, fu, l'utilizzo del **legno lamellare**, materiale leggero con caratteristiche di maggiore omogeneità rispetto al legno "naturale" e pertanto idoneo ad essere utilizzato soprattutto per realizzare coperture ad una sola campata dalla luce considerevole.

In quegli anni, infatti, furono realizzate realizzate con il suddetto materiale, le parti strutturali di coperture di edifici come chiese, piscine, passerelle pedonali, caselli autostradali, palestre, ecc.

Fu però, con l'avvio del nuovo millennio che si è assistito ad una vera rinascita del settore legno, nella prefazione del manuale "Appunti per le costruzioni in legno: normativa, progettazione e buone pratiche di cantiere" a cura dell'ufficio tecnico di Assolegno è presente una sintetica, ma efficace, spiegazione delle cause principali dello sviluppo del suddetto fenomeno: "*Diversi sono i fattori che intervengono. La comparsa sul mercato del CLT o Xlam da un notevole impulso all'edilizia in legno che vede l'utilizzo dei pannelli a strati di tavole dapprima negli edifici a due – tre piani per estendersi poi anche agli edifici alti. La crisi internazionale del 2008 interessa fortemente anche il nostro paese ed in particolare il settore immobiliare, tuttavia l'industria delle costruzioni in legno, sia pur con qualche scossone e convulsione, conquista fette di mercato importanti mostrando grande dinamismo e vedendo la nascita di nuovi operatori. La consapevolezza crescente che le costruzioni debbano rispondere sempre piu' a criteri di sostenibilità e di efficienza energetica contribuisce a creare un terreno favorevole per il settore del legno da costruzione non solo tra gli addetti ai lavori ma anche in una vasta fascia dell'opinione pubblica in generale.*"

Il sole 24 ore ha pubblicato il 12 luglio 2017 un articolo nel quale veniva evidenziato come l'Italia fosse al quarto posto in Europa per la produzione di edifici prefabbricati in legno, con un valore della produzione che, nel 2015, ha raggiunto i 696 milioni di euro (703,8 milioni secondo il dato di rilevazione comunitario Prodcom), in crescita del 9,9% rispetto all'anno precedente e con una quota di mercato pari al 7,2% del totale dei permessi di costruire in Italia; pubblicando la seguente tabella comparativa:

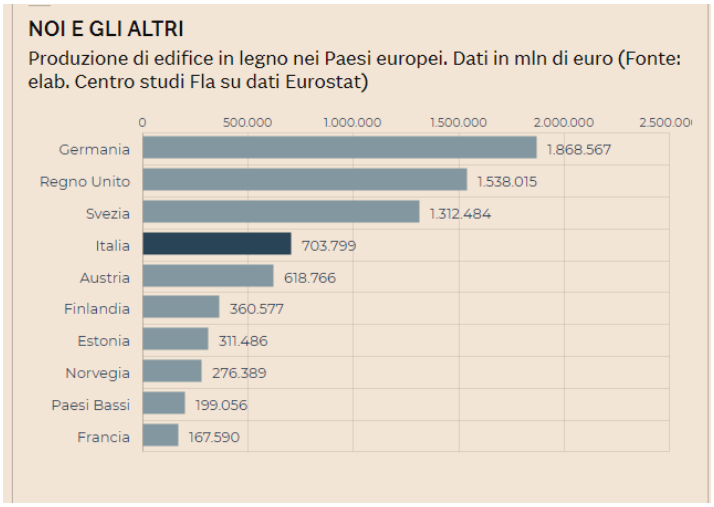


Figura 2.1 Tabella edita dal Sole 24 ore sul numero di produzione di edifici in legno in vari stati del Mondo.

Diverse pubblicazioni di settore attribuiscono al *fenomeno della crescita delle costruzioni in legno in Italia,* le seguenti motivazioni:

- **Motivi ecologici (normative nazionali e sovranazionali sul risparmio energetico negli edifici)**
- **Disponibilità di materia prima anche a km 0.**
- **Tecnologia del legno di alto livello e ottime maestranze**
- **Alto livello di prefabbricazione**
- **Rapidità di installazione**
- **Possibilità di riciclo con ricadute sul ciclo di vita dell'immobile.**

2.2 Considerazioni Specie legnose maggiormente utilizzate oggi, in Italia come materiale da costruzione

Come ampiamente premesso nel paragrafo precedente, il legno, come materiale da costruzione, ha vissuto una fase di scarso utilizzo in Italia per buona parte del '900; ne è un esempio il fatto che il *"Manuale Cremonese del Geometra"* edito nel 1992 nel capitolo dedicato al calcoli strutturali sulle componenti in legno massiccio evidenziava come in Italia non esistesse una normativa nazionale che definisse le caratteristiche meccaniche del legno utilizzato come materiale da costruzione, al contempo indicava tuttavia, l'avvio di una grossa fase di studio da parte dell'Europa sul tema, in quanto impegnata nella redazione degli Eurocodici.

Le *"Norme tecniche delle Costruzioni*" emanate con DM 14/01/2008 contengono per la prima volta tre capitoli relativi alla progettazione di strutture in legno.

L'*eurocodice 5* UNI EN 1995-1-1 è attualmente il testo più completo per la progettazione delle strutture in legno**.**

In Italia oggi, le specie legnose maggiormente utilizzate sono quelle citate dalle normativa tecniche nazionali.

Le NTC 2018 al punto 11.7.02 "Legno massiccio" precisano che, gli elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovranno risultare conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 e recare la Marcatura CE.

L'Eurocodice 5 al paragrafo 3.1.2 le proprietà meccaniche del legno sono legate alle norme di classificazione del paese di origine, ma che tuttavia esiste la norma UNI EN 1912 di raccordo.

A titolo illustrativo si riporta una breve tabella, desunta dalla UNI EN 1912 "Legno strutturale – Classi di resistenza - Assegnazione delle categorie visuali e delle specie", che ci suggerisce indicazioni sulle specie legnose maggiormente utilizzate e sulla correlazione tra categorie resistenti (con riferimento dalla norma di classificazione) e le relative classi di resistenza della norma UNI EN 338.

Specie legnosa	Provenienza	Norma di classificazione	Categoria	Classe di resistenza
Abete Rosso Picea Abies (PCAB)	CNE EUROPA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C18, C24, C30
	ITALIA	UNI 11035-1/2	S3, S2, S1	C18, C24, $_{FLA}$C30*
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II, ST I	C18, C24, C30
Abete Bianco Abies Alba (ABAL)	CNE EUROPA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
	ITALIA	UNI 11035-1/2	S3, S2, S1	C18, C24, $_{FLA}$C30*
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II, ST I	C18, C24, C30
Abete Rosso, Abete Bianco Picea Abies, Abies Alba (WPCA)	CNE EUROPA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
	ITALIA	UNI 11035-1/2	S3, S2, S1	C18, C24, $_{FLA}$C30*
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II, ST I	C18, C24, C30
Douglasia Pseudotzuga Menziesii (PSMN)	GERMANIA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C35
	ITALIA	UNI 11035-1/2	S1, S2, S2&better	C30, C22, $_{FLA}$C24*
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II	C18, C24
Rovere Quercus Petraea Quercus Robur (QCXE)	GERMANIA	DIN 4074-5	LS 10	D30
	FRANCIA	NF B 52-001	3, 2, 1	D18, D24, D30
Larice Larix Decidua (LADC)	ITALIA	UNI 11035-1/2	S3, S2	C18, C22
	CNE EUROPA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C16, C24, C30
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II, ST I	C18, C24, C27
Pino Silvestre Pinus Sylvestris (PNSY)	CNE EUROPA	DIN 4074-1	S7, S10, S13	C18, C24, C30
	FRANCIA	NF B 52-001	ST III, ST II	C18, C24
Pino laricio Pinus nigra subs. Laricio (PNNL)	ITALIA	UNI 11035-1/2	S3, S2 & better	C14, C24
Castagno Castanea Sativa (CTST)	ITALIA	UNI 11035-1/2	S	D24, $_{FLA}$ C30*, $_{FLA}$ D27*

Tab. 6.5 – Provenienza, Norme di classificazione e correlazione con le classi di resistenza

Note:

- Con il simbolo "*" sono indicate le classi di resistenza ottenute tramite report di prova privati redatti conformemente alla UNI EN 384 "Legno strutturale - Determinazione dei valori caratteristici delle proprietà meccaniche e della massa volumica" dal CNR IVALSA per conto di FederlegnoArredo al fine di valorizzazione delle specie italiane;
- Con la sigla "CNE" si intende l'acronimo di Centro Nord Est Europa.

Figura 2.2 Tabelle norme norma UNI EN 338 .

Riassumendo è possibile identificare principalmente due famiglie di specie legnose

utilizzate in Italia in edilizia:

- **Conifere:** Abete rosso, Abete bianco, pino, larice, duglasia
- **Latifoglie:** quercia, castagno.

Il **pioppo**, pur essendo una latifoglia, tecnologicamente è molto simile alle conifere alle quali viene associato.
Le considerazioni succitate restano valide per le nuove costruzioni.

2.3 Cenni sulla norma UNI 11118:2004 - Manufatti lignei-Criteri per l'identificazione delle specie legnose

Nello specifico caso studio oggetto della trattazione della presente tesi nei capitoli successivi, opera in situ storica, il campo di applicazione è quello del manufatto ligneo di copertura di interesse storico.

Nella tipologia costruttiva di cui sopra, diventa fondamentale approcciare le verifiche strutturali attraverso strumenti normativo-metodologici meno "ad ampio spettro", ma più precisi che tengano conto in prima battuta degli approfondimenti conoscitivi da eseguire sul manufatto ligneo.

A tal proposito, la norma **UNI 11118:2004 -** ***Manufatti lignei-Criteri per l'identificazione delle specie legnose,*** si prefigge come scopo e campo di applicazione la descrizione dei *criteri ed i limiti per l'identificazione della specie legnosa su manufatti e reperti lignei di interesse storico, artistico ed archeologico*.

Obbiettivo della norma è pertanto l'identificazione della specie legnosa, o del taxon più prossimo possibile.

Figura 2.3 Incavallature della Torre Nord del Castello del Valentino

Il *taxon* viene definito come categoria sistematica di rango indeterminato della nomenclatura botanica quale per esempio ordine, famiglia, genere, specie.

La norma prescrive nella scelta del *metodo di identificazione* che, nel caso dei manufatti lignei di interesse storico, artistico ed archeologico, la possibilità di giungere alla identificazione di un taxon (3.9) di appartenenza del legno 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.

Va da sè che, l'identificazione deve essere eseguita per *fasi successive* partendo dall'*esame macroscopico.*
Qualora venga riscontrata la mancanza di un numero di caratteri anatomici sufficienti a garantire l'identificazione macroscopica del taxon, ovvero il taxon determinato non sia soddisfacente per esigenze specifiche, si può procedere alla *identificazione microscopica.*
Se questa non può essere effettuata direttamente sul manufatto, la sua esecuzione deve essere subordinata alla valutazione della ammissibilità del *prelievo di un campione.*

Figura 2.4 Foro da prelievo campione sulla catena delle incavallature della Torre Nord del Castello del Valentino

Il *prelevamento del campione* deve rispondere ai seguenti requisiti (punto 5):

- ***Numero:*** *Deve essere prelevato un campione per ogni elemento che, sulla base della osservazione macroscopica, lasci supporre l'appartenenza ad un diverso taxon.*
- ***Orientamento:*** *In tutti i casi in cui le caratteristiche del manufatto, o di alcune sue parti, lo consentono, il campione deve essere tridimensionale ed orientato in modo che possano essere ricavate le tre sezioni anatomiche di riferimento quali la sezione trasversale, la sezione longitudinale radiale e quella longitudinale tangenziale*
- ***Dimensione:*** *La porzione di legno da rimuovere per l'esecuzione della identificazione microscopica può essere anche molto piccola con lati di dimensioni di qualche millimetro.*
- ***Zona di prelevamento:*** *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 risultassero già parzialmente distaccate a seguito di precedenti danneggiamenti fisici e/o meccanici.*
- ***Conservazione del campione:*** *Il campione deve essere riposto in un contenitore recante il codice di identificazione dello stesso. Nel caso di legni imbibiti si deve assicurare che il legno del campione mantenga inalterato il suo stato di saturazione.*

Una volta classificato il campione la norma prescrive che lo stesso debba essere accompagnato dal *Resoconto della identificazione* documento nel quale sono raccolte tutte le informazioni dello stesso.

Quanto sopra esposto è la sintesi della metodologia di individuazione del Taxon, quando questo non è noto, per il caso studio in esame sulle incavallature della torre NORD del Valentino, il taxon è già stato individuato da precedenti studi.

A tal uopo si cita l'articolo della professoressa Clara Bertolini Cestari, Problemi di recupero: metodi di indagine, tecnologie di intervento, "L'Edilizia" n°12, Milano, De Lettera, dicembre 1992, articolo nel quale al paragrafo specie legnose viene esplicitata la sintesi delle analisi effettuate sui manufatti. Coerentemente con quanto sarebbe stato oggi suggerito dalla normativa **UNI 11118:2004** testualmente la professoressa Bertolini precisa che: *"L'indentificazione della specie legnosa, condotta in collaborazione con uno*

specialista, è stata in parte effettuata visivamente per i pezzi che presentavano caratteri evidenti sulle parti visibili, mentre nei casi dubbi sono stati prelevati dei campioni di legno identificandoli successivamente al microscopio in laboratorio. Gli esami eseguiti (macroscopici e microscopici) hanno fornito i seguenti risultati" che per comodità ho riassunto nella successiva tabella:

Elemento ligneo	Specie legnosa	Epoca storica	Precisazioni
Elementi costituenti le incavallature (travi, puntoni, banchine, montanti etc.)	Larice (*Larix Europea*)	'600-'700	La specie legnosa è identica sia per le parti originali che per quelle sostituite nei vari interventi successivi
Listelli, tavolato	Abete Rosso (*Picea Excelsa Link*)	'900	Legnami recenti introdotti negli ultimi interventi di restauro
Alcuni elementi accessori (es: Caviglie degli incastri, trave vicaria, ecc.)	Rovere (*Quercia caducifoglia, Quercus*), Olmo (Ulmus)	Non specificata	

Sempre dagli studi voluti dalla professoressa Bertolini si è potuto stabilire che tutto il larice messo in opera nel '600 provenisse dai boschi di Salbertarand località montana situata in provincia di Torino

2.4. Cenni sui metodi di valutazione delle resistenze meccaniche “a vista”

Il metodo di valutazione delle resistenze meccaniche **“a vista”** è tutt'oggi ampiamente utilizzato anche nelle costruzioni ex novo, per i controlli di accettazione in cantiere dei lotti di legname; a tal proposito il capitolo. 4.4 delle NTC 2018 prevede che “*Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera”.*

Sempre a tal proposito il capitolo 11.1 delle NTC 2018 prescrive che .

“Si definiscono materiali e prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, quelli che consentono ad un’opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito base delle opere n.1 “Resistenza meccanica e stabilità” di cui all’Allegato I del Regolamento UE 305/2011 .

I materiali ed i prodotti per uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

– identificati univocamente a cura del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;

– qualificati sotto la responsabilità del fabbricante, secondo le procedure di seguito richiamate;

– accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di ***identificazione e qualificazione, nonché mediante eventuali prove di accettazione****.*

Un'ulteriore rimando nell'utilizzo della valutazione a vista nella fase di accettazione è riportato al cap.11.7.10.2 CONTROLLI DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE in cui si evidenzia che:

“Per gli elementi di legno massiccio, su ogni fornitura, dovrà essere eseguita obbligatoriamente una classificazione visuale in cantiere su almeno il cinque per cento degli elementi costituenti il lotto di fornitura, da confrontare con la classificazione effettuata nello stabilimento.”

Nei manuali pratico operativi attuali è facile desumere che attualmente a livello comunitario, venga utilizzata principalmente la norma *EN 14081-1 “Legno strutturale con*

sezione rettangolare classificato secondo la resistenza – requisiti generali" che fa riferimento a vari metodi (o "regole") di classificazione adottati a livello nazionale.

Sul territorio nazionale viene altresì utilizzata per la classificazione dei legnami nuovi la norma *"UNI 11035-1 Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica"* nel corpo del testo della stessa sono indicati i metodi di misurazione dei parametri significativi per la classificazione (gli esempi di cipollatura, il metodo di misurazione degli smussi, i metodi di misurazione delle deformazioni, ecc.)

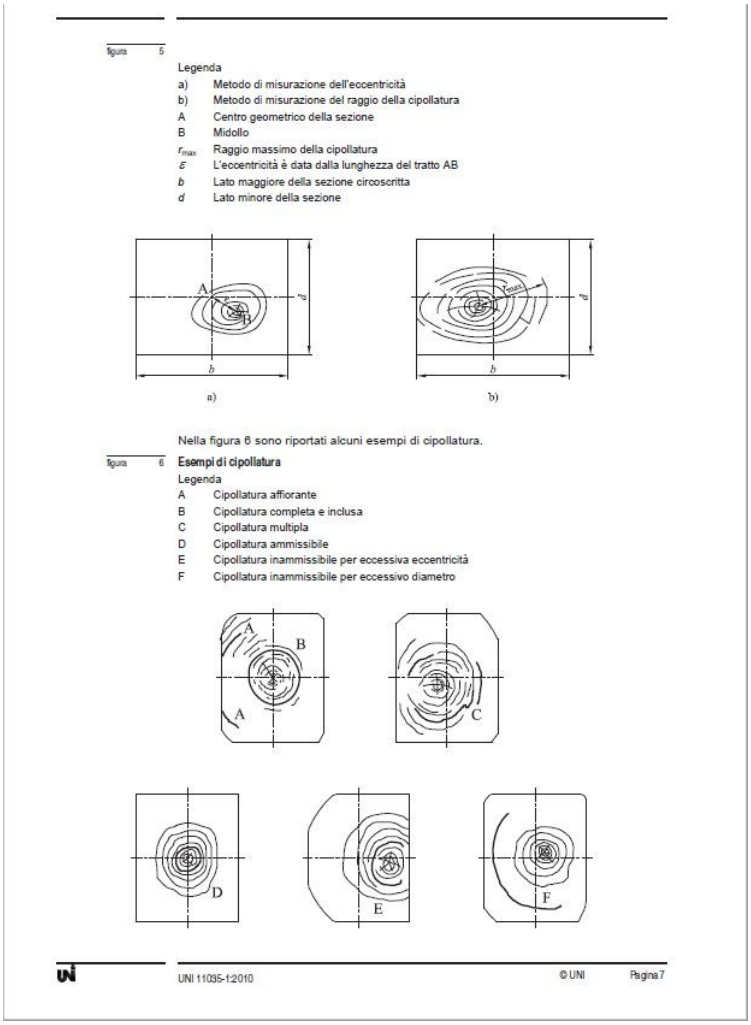


figura 5

Legenda
a) Metodo di misurazione dell'eccentricità
b) Metodo di misurazione del raggio della cipollatura
A Centro geometrico della sezione
B Midollo
r_{max} Raggio massimo della cipollatura
ε L'eccentricità è data dalla lunghezza del tratto AB
b Lato maggiore della sezione circoscritta
d Lato minore della sezione

a) b)

Nella figura 6 sono riportati alcuni esempi di cipollatura.

figura 6 **Esempi di cipollatura**

Legenda
A Cipollatura affiorante
B Cipollatura completa e inclusa
C Cipollatura multipla
D Cipollatura ammissibile
E Cipollatura inammissibile per eccessiva eccentricità
F Cipollatura inammissibile per eccessivo diametro

UNI 11035-1:2010 © UNI Pagina 7

Figura 2.5 Schemi per la misurazione delle caratteristiche del legname-esempi di cipollatura estratti dal testo della UNI 11035-1

La classificazione può essere eseguita "a vista" o "a macchina". Lo scopo è, in entrambi i casi, l'attribuzione al singolo elemento di una **classe di resistenza** (gruppo di tipi di legname con proprietà di resistenza simili), normalmente armonizzata con le

caratteristiche definite dalla *EN 338* (“Legno strutturale - Classi di resistenza”).
Per le esigenze relative alla progettazione, la classificazione secondo la resistenza viene espressa da una serie di profili prestazionali per le specie legnose e le classi di qualità più frequentemente usate. Il valore di riferimento che viene riportato nei profili prestazionali è un *“valore caratteristico”*, ovvero elaborato statisticamente sulla base dei risultati di prove distruttive.

Nel caso di specie, trattandosi di bene culturale, lo strumento specifico per la valutazione delle resistenze meccaniche degli elementi strutturali delle coperture lignee mediante la classificazione “a Vista” è l'impiego della norma **UNI 11119**, detto metodologia ci consente di fare a meno di indagini distruttive.

2.5. La norma UNI 11119:2004 “Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera”

La norma suddetta stabilisce obiettivi, procedure e criteri per la valutazione dello stato di conservazione e la stima delle prestazioni 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.

La Norma prescrive di procedere attraverso un'**ispezione** i cui obiettivo è l'ottenimento su ogni elemento portante ligneo, delle seguenti informazioni:

- specie legnosa (o taxon);
- umidità del legno ed eventuali gradienti di umidità;
- classe di rischio biologico per il legno, secondo le UNI EN 335-1 e UNI EN 335-2;
- geometria e morfologia dell'elemento ligneo, con indicazione della posizione 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.

Affinchè possa essere effettuata una corretta esecuzione dell'ispezione in opera, il campione dovrà essere accessibile, pulito, e ben illuminato.
Casi classificati come “limitazioni applicative” sono gli elementi di **legno lamellare** incollato in quanto, per questa tipologia, non è possibile determinare mediante prove in situ la qualità degli incollaggi, in questi casi sarà necessario indicare, nel rapporto di ispezione quali siano state le informazioni non ottenute, eventualmente indicandone il motivo.

Infine l'**esecuzione della classificazione** deve essere effettuata attraverso “*l'identificazione, localizzazione e descrizione delle zone critiche e delle sezioni critiche”*

ovvero delle *"sezioni efficaci"* cioè le sezioni al netto delle parti interessate dall'alterazione.

In tutte le parti che non permettono il regolare espletamento dell'ispezione visiva, come per esempio testate di travi sigillate nei muri di appoggio, devono essere eseguite prove non distruttive di tipo strumentale, le cui modalità esecutive (tecnica utilizzata, parametri di prova, numero e posizione delle prove) dovranno essere stabilite caso per caso a seconda della specie legnosa, delle dimensioni della sezione, delle eventuali manifestazioni visibili delle alterazioni.

La norma riporta a pagina 5 i prospetti contenti **Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera** e **Modalità di misurazione delle caratteristiche quantificabili sugli elementi strutturali lignei in opera.**

prospetto 1 **Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera**

CARATTERISTICA		CATEGORIA IN OPERA		
		I	II	III
Smussi		≤1/8	≤1/5	≤1/3
Lesioni varie Cretti da gelo Cipollature		assenti	assenti	ammissibili, purché in misura limitata
Nodi singoli		≤1/5 ≤50 mm	≤1/3 ≤70 mm	≤1/2
Gruppi di nodi		≤2/5	≤2/3	≤3/4
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	in sezione radiale	≤1/14 (~7%)	≤1/8 (~12%)	≤1/5 (20%)
	in sezione tangenziale	≤1/10 (10%)	≤1/5 (20%)	≤1/3 (~33%)
Fessurazioni radiali da ritiro		ammissibili, purché non passanti		

prospetto 2 **Modalità di misurazione delle caratteristiche quantificabili sugli elementi strutturali lignei in opera**

Smussi	Il minore dei due rapporti tra le dimensioni dei cateti dello smusso e la dimensione del lato corrispondente della sezione efficace.
Nodi singoli	Il rapporto fra il diametro minimo del nodo e la dimensione del lato della sezione efficace su cui compare.
Gruppi di nodi	Il rapporto fra la somma dei diametri minimi dei nodi compresi in un tratto di 150 mm e la dimensione del lato della sezione efficace su cui compare.
Inclinazione della fibratura	L'inclinazione delle fessurazioni da ritiro rispetto all'asse longitudinale dell'elemento, misurata sulle facce delle membrature, in zone distanti da nodi o da altre caratteristiche che possano comportare forti deviazioni localizzate della fibratura (per esempio a causa di nodi); la base minima di misura per la determinazione di questo parametro è pari a 150 mm, misurati parallelamente alla dimensione maggiore dell'elemento.

In alcuni casi l'ispezione *in situ* può essere completata da indagini supplementari per la

determinazione delle resistenze ultime delle sezioni critiche.

Quali che siano le metodologie di prova utilizzate, la norma raccomanda che i risultati debbano essere ottenuti conformemente ai seguenti criteri:
- la zona o le zone critiche indagate dovranno essere direttamente e fisicamente interessate dalle prove stesse: non è consentita l'estensione alle zone indagate di risultati ottenuti sottoponendo a prova altri elementi lignei o zone diverse dell'elemento a cui la zona appartiene;
- le prove, oltre ad avere carattere non distruttivo, dovranno anche avere un impatto trascurabile.

Modalità operative diverse sono comunque accettate purché soddisfino i criteri indicati al punto 3.7 della norma.
L'analisi si conclude con il **Resoconto di ispezione** che conterrà i seguenti documenti:
a) i dati identificativi della struttura, del committente e degli eventuali referenti tecnici;
b) gli specifici obiettivi dell'ispezione;
c) il periodo di effettuazione dell'ispezione (date);
d) la descrizione delle eventuali tecniche strumentali utilizzate per le prove non distruttive e le relative modalità esecutive (parametri di prova, numero e posizione
delle prove);
e) la restituzione dei risultati relativi alla struttura nel suo complesso (o alle unità strutturali) ed a ciascun elemento strutturale, sotto forma tabulare o grafica;
f) il nome, la qualifica e la firma del responsabile dell'ispezione.

Nell'appendice alla presente norma sono riportate le tabelle delle *"Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%"* tratti dal testo Tecnica delle Costruzioni in Legno di Guglielmo Giordano (prima edizione 1946 - quinta edizione 1999).

prospetto 3 **Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%**

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm^2)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura[1)]	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendi-colare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

Capitolo 3:

Caso studio - Le grandi incavallature della Torre Nord del Castello del Valentino – valutazioni preliminari storiche, tipologiche e tecnologiche

3.1. Cenni sulle fasi costruttive del Castello del Valentino

Figura 3.1 Veduta della città di Torino dalla zona collinare di san Vito, sec. XVII fonte : http://frigo.polito.it

Da un'analisi della documentazione storica relativa alle fasi edificatorie del Castello del Valentino, si possono riassumere, nella presente trattazione, le principali fasi costruttive che hanno interessato la copertura della torre Nord del castello del Valentino.

Come ampiamente trattato nei testi "Il real Castello del Valentino : monografia storica" di G. Vico, "Il Castello del Valentino" di M. Bernardi ed "Il Castello del Valentino" scritto da Costanza Roggero[9], il primo nucleo del palazzo viene fatto costruire nel 1534 da Valenza Balbiana, gentildonna di Chieri e sposa di Renato Birago funzionario del Re di Francia, che *"sulla riva sinistra del Po costruisce fuori mura un palazzo con giardino, in cui stabilisce la propria residenza temporanea, risiedendovi per quindici anni prima di venderla al duca di Savoia. Si tratta certamente di una villa di rappresentanza ufficiale utilizzata dai funzionari francesi".*

9 *C. Roggero, A. Dameri, a cura di, Il castello del Valentino,*Umberto Allemandi & C. SPA,Torino, 2007

La villa viene successivamente acquistata dal duca Emanuele Filiberto il 3 giugno 1564 il giorno dopo il suo ingresso ufficiale in Piemonte dopo la pace di Chateau-Cahmbrésis, Gian Battista Vico, nel suo testo "Il Real Castello del Valentino" nel 1858 riportava testualmente: *"..L'acquisto di questi beni del Birago, che si componevano dei luoghi di Altessano inferiore e del Valentino, fu dunque fatto dal duca Emanuele Filiberto il 3 giugno 1564 , per la somma di scudi 32 mila in oro (l.87720 torinesi)"*[10] .

A seguito dell'acquisto della famiglia Savoia, viene avviata una prima campagna di lavori di abbellimento della villa; don Amedeo di Savoia, marchese di San Ramberto e conte di Conflans, figlio del Duca Emanuele Filiberto, inserisce il palazzo tra le sedi della Corte attivando così una campagna di lavori tra il 1575 ed il 1578.

Il Duca Emanuele Filiberto chiese consulenza, per il progetto, anche ad Andrea Palladio che nel 1570 dedica al duca il terzo volume della sua opera *"Quattro libri di architettura"* con l'aggiunta : *"all'hora che da Lei fui chiamato in Piemonte* "[11], di quel progetto si ha notizia di una vaghissima "loggia reale" successivamente scomparsa. In questa prima fase la villa cinquecentesca, non di grandi dimensioni, era costituita da un unico corpo di fabbrica parallelo al fiume Po racchiusa ai lati da una torre con vano scala a sud ed un avancorpo sporgente a nord. In questa prima fase non erano ancora state realizzate le opere oggetto della presente tesi.

Figura 3.2 Cristina Maria di Borbone-Francia

Tra il il 1620 ed 1663, fase costruttiva che Costanza Roggero descrive come "Il palazzo della Magnificenza di Cristina di Francia", il complesso edilizio, ormai sede di corte, è oggetto di significative trasformazioni, Maria Cristina di Francia moglie del principe di Savoia, duchessa di Savoia nel 1630 e prima Madama Reale alla morte del marito,

10 *G.B Vico, Il real Castello del Valentino : monografia storica, Stamperia Reale,* Torino, 1858

11 *M. Bernardi, a cura di, Il castello del Valentino,SET - Società Editrice Torino*,Torino, 1949

promuove dal 1620 la trasformazione dell'edificio in *maison de plaisance* esplicitando la volontà di farne *" un des plus magnifique et delicieux Plais d'Italie"* .

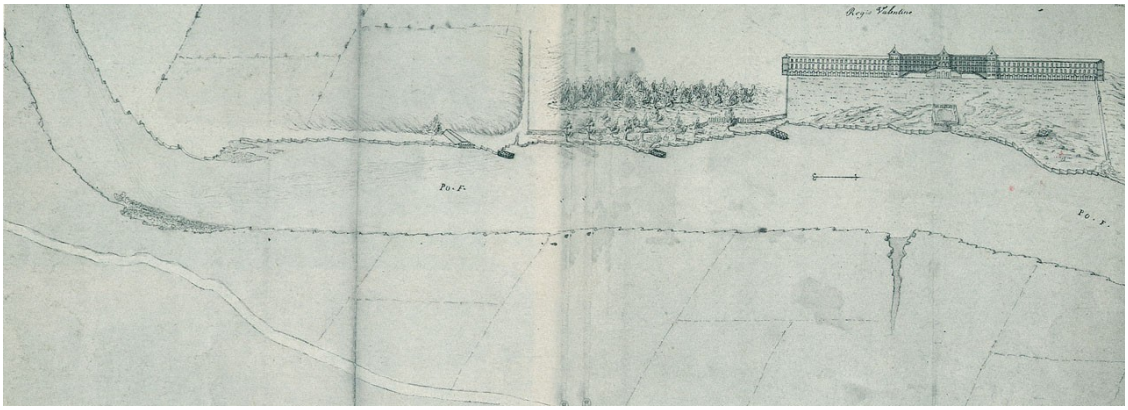


Figura 3.3 Veduta prospettica della residenza, 1625-50 fonte : http://frigo.polito.it

Il progetto è di ampio respiro, a scala territoriale. Il palazzo viene inserito all'interno di un più ampio disegno che relaziona in maniera organica il fiume la collina ed il castello, senza tralasciare il collegamento con la città. A proposito della madama Reale M. Bernardi nel saggio *"il castello del Valentino"* riporta *" Ella si era certo dedicata a questo compito con l'amore della gloria e la passione di costruire di una principessa francese conscia di ciò che rappresentava, e nello stesso tempo con lo spirito di una signora italiana della stirpe dei Medici".*

I primi disegni sono di Carlo di Castellamonte, che apre ufficialmente il cantiere nel 1620 Costanza Roggero riporta *"l'anno successivo giungono maestranze specializzate, coordinate da un certo Monsigneur La Fortune, per realizzare quel tetto in ardesia della Maurienne a falde fortemente inclinate che sempre i documenti definiscono alla francese" ,* M. Beranardi riporta *"gli stucchi in facciata furono opera di artisti della svizzera italiana"* .

I lavori verranno temporaneamente interrotti alla morte di Vittorio Amedeo I (1637) a cui subentrerà alla reggenza la Madama Reale e dall'avvio dalla guerra civile.

Una nuova stagione progettuale e nuovi lavori ricominceranno dal 1641 sotto la guida di Amedeo di Castellamonte figlio di Carlo scomparso, il quale si farà interprete del gusto della Madama Reale. Il palazzo viene ridefinito sul modello del *pavillon-système,* articolato su quattro torri, nel 1645-1646 sono completati i due padiglioni verso ovest, più

bassi di un piano rispetto alle due torri sul Po. A collegare le torri ai padiglioni anteriori è un sistema di portici terrazzati ad un solo piano che si concludevano con un'esedra semicircolare che delimitava il grande Cortile d'Onore.

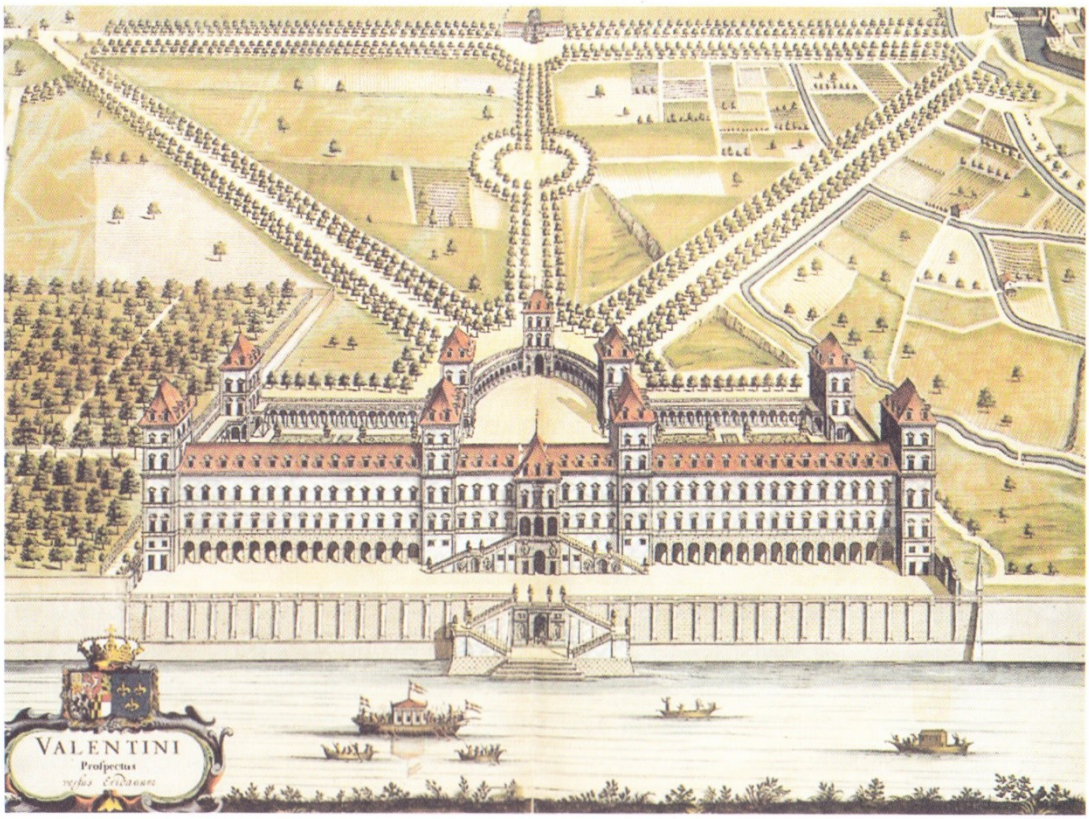
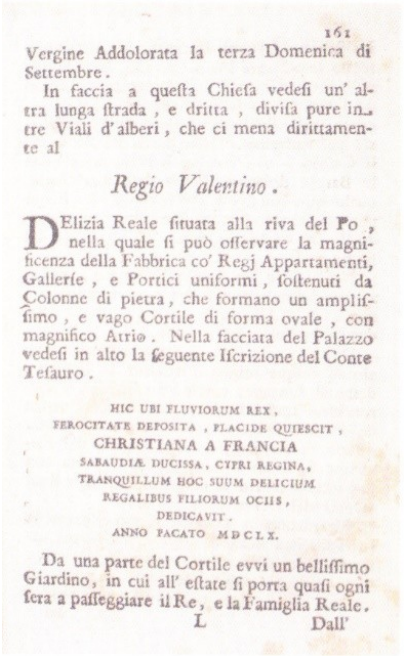


Figura 3.4 ***Valentini prospectus versus Eridanum*** **Incisione anonima su disegno di Giovanni Tommaso Borgonio** ***in Theatrum Statuum Reagiae Celsitudinis Sabaudie Ducis, I,*** **Amstelodami, Blaeu, 1682.**

E' sempre la Madama Reale che promuove la trasformazione della Sala delle Colonne arricchendola con l'introduzione di nicchie ovali all'interno dei quali vennero collocati i busti degli imperatori romani ed anche a sostegno della Sala superiore vengono sistemate in posizione centrale anche le sei colonne doriche in breccia tipo "macchia vecchi Svizzera". Nel 1653 viene collocata una cappella interna al piano terreno del padiglione nord e tra il 1659 ed il 1660 viene ulteriormente rivista la facciata principale con l'inserimento di finte finestre che mitigassero l'effetto di pendenza del tetto; l'inserimento in facciata delle colonne binate in muratura a fascioni a fianco della loggia sormontate da statue raffiguranti le Quattro Stagioni ed il fastigio ornato con giglio e lo stemma di Madama Reale.



161

Vergine Addolorata la terza Domenica di Settembre.

In faccia a queſta Chieſa vedeſi un' altra lunga ſtrada, e dritta, diviſa pure in tre Viali d'alberi, che ci mena dirittamente al

Regio Valentino.

DElizia Reale ſituata alla riva del Po, nella quale ſi può oſſervare la magnificenza della Fabbrica co' Regj Appartamenti, Galleríe, e Portici uniformi, ſoſtenuti da Colonne di pietra, che formano un ampliſſimo, e vago Cortile di forma ovale, con magnifico Atrio. Nella facciata del Palazzo vedeſi in alto la ſeguente Iſcrizione del Conte Teſauro.

HIC UBI FLUVIORUM REX,
FEROCITATE DEPOSITA, PLACIDE QUIESCIT,
CHRISTIANA A FRANCIA
SABAUDIÆ DUCISSA, CYPRI REGINA,
TRANQUILLUM HOC SUUM DELICIUM
REGALIBUS FILIORUM OCIIS,
DEDICAVIT.
ANNO FACATO MDCLX.

Da una parte del Cortile evvi un belliſſimo Giardino, in cui all' eſtate ſi porta quaſi ogni ſera a paſſeggiare il Re, e la Famiglia Reale.

L Dall'

Figura 3.5 Descrizione del Regio Valentino in Giovanni Gaspeare Craveri, *Guida de' forestieri per la Real Città di Torino*, Torino, Rameletti, 1753

Alla morte della Madama Reale, i nuovi regnati focalizzarono le loro attenzioni sulla Reggia di Venaria Reale lasciando al Castello del Valentino un ruolo di secondo piano; a lungo restò irrisolta la questione di una nuova destinazione d'uso.

Nel 1760 il Duca Carlo Emanuele III propone di collocare, senza esito, all'interno del Castello un Museo di anatomia, storia naturale e antichità, ed ancora nel 1790 viene avanzata l'ipotesi di trasformare il fabbricato in osservatorio sperimentale, astronomico, meteorologico e fisico.

Durante il governo francese nel 1800, il Valentino, dichiarato casa nazionale, diventa sede della Scuola di Veterinaria con annesso l'ospedale per gli animali, le dipendenze agricole e le cascine sono affidate alla Società Nazionale di Agricoltura.

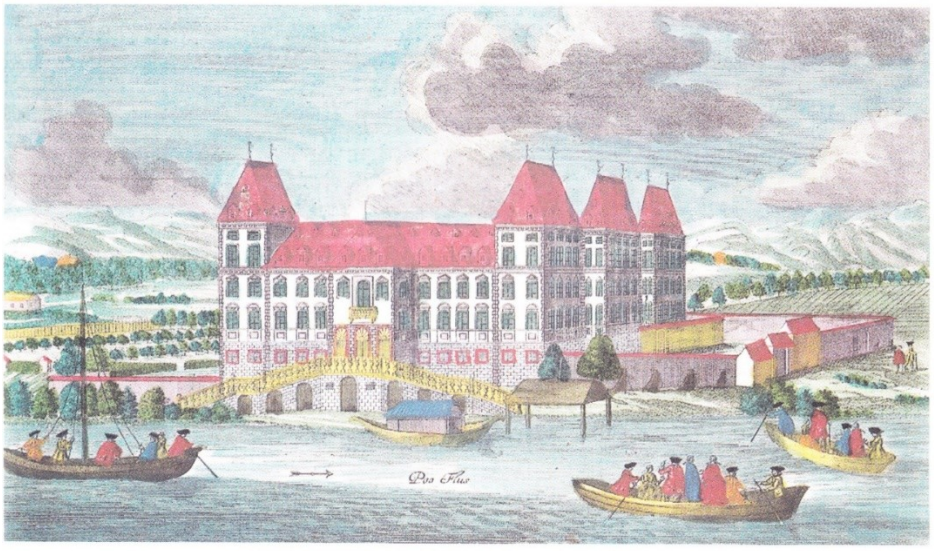


Figura 3.6 ***Veduta della Villa Valentino di Sua Mestà presso Torino*** **Incisione di Friedrich Bernahard Werner, 1730**

Dal 1814 al 1850 con la restaurazione, il Castello ospitò prima il contingente militare del Corpo Reale di Artiglieria e poi la Compagnia del Genio Pontieri; contestualmente alloggiavano negli spazi della residenza Sabauda, il personale di servizio ed i lavandai di Sua Maestà.

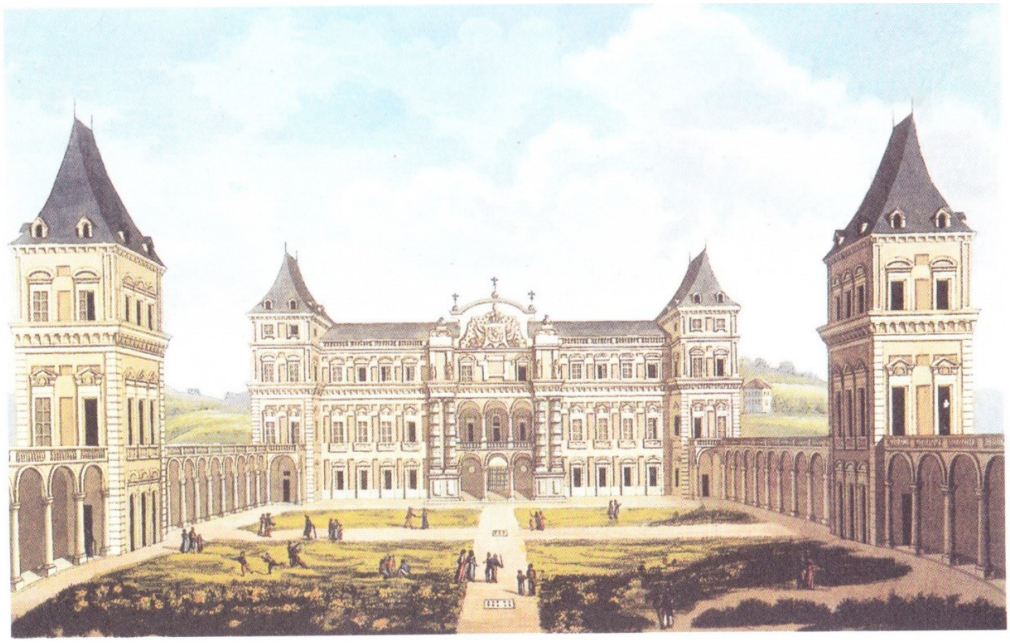


Figura 3.7 ***Il reale Castello del Valentino presso Torino,*** **Incisione di Alessandro Angeli su disegno di Marco Nicolosino** ***in XII Vedute dei dintorni di Torino. Parte II delle XII vedute interne della città*** **, Torino , Reycend 1824.**

Con la legge del 16 marzo 1850 il terreno ed i fabbricati del Castello del Valentino vengono ceduti al Demanio dello Stato. Nella prima metà dell'800 l'edificio non è interessato da grandi trasformazioni, al contrario del parco pubblico circostante che viene ripensato anche in virtù dell'espansione della città successiva all'abbattimento delle mura di cinta prima conseguenza degli anni di dominazione Francese a tal proposito vengono banditi due concorsi di idee dalla municipalità.

Nel 1858 in occasione della VI Esposizione Nazionale dei prodotti dell'industria di Torino voluta da Camillo Benso di Cavour, il palazzo del Valentino subisce nuove profonde trasformazioni. Sempre Costanza Roggero a proposito del suddetto periodo di lavori scrive *"Il disegno architettonico originario, con il pavillon système secentesco, viene infatti cancellato da un intervento di riparazione dell'esistente con l'aggiunta di nuove costruzioni" "...E' questo intervento di restauro in stile a definire il passaggio dall'idea di palazzo a quella, tipicamente ottocentesca, di castello: infatti a seguito di questo progetto globale il Valentino ne assume definitivamente la definizione. Quando, il 20 Maggio 1858 è innaugurata l'Esposizione, l'edificio con le sue dirette pertinenze, ormai passato dalla giurisdizione della Corona al Demanio dello Stato, si presenta con l'affaccio principale ribaltato rispetto all'originario sul fiume, e incardinato in modo innovativo sulla città"*

Figura 3.8 ***D. Ferri e L. Tonta, Progetto di ampliazione e restauro, 1857-58*** **fonte : http://frigo.polito.it**

Il progetto di trasformazione è redatto dall'Ing. Luigi Tonta e dall'Arch. Domenico Ferri e i lavori vengono eseguiti dalla impresa di Angelo Faja; vengono eliminati i portici terrazzati di collegamento le torri verso il fiume e quelle verso la città e la realizzazione di più ampie maniche più rigide a due piani fuori terra. In quegli è ancora presente l'esedra Castellamontiana.

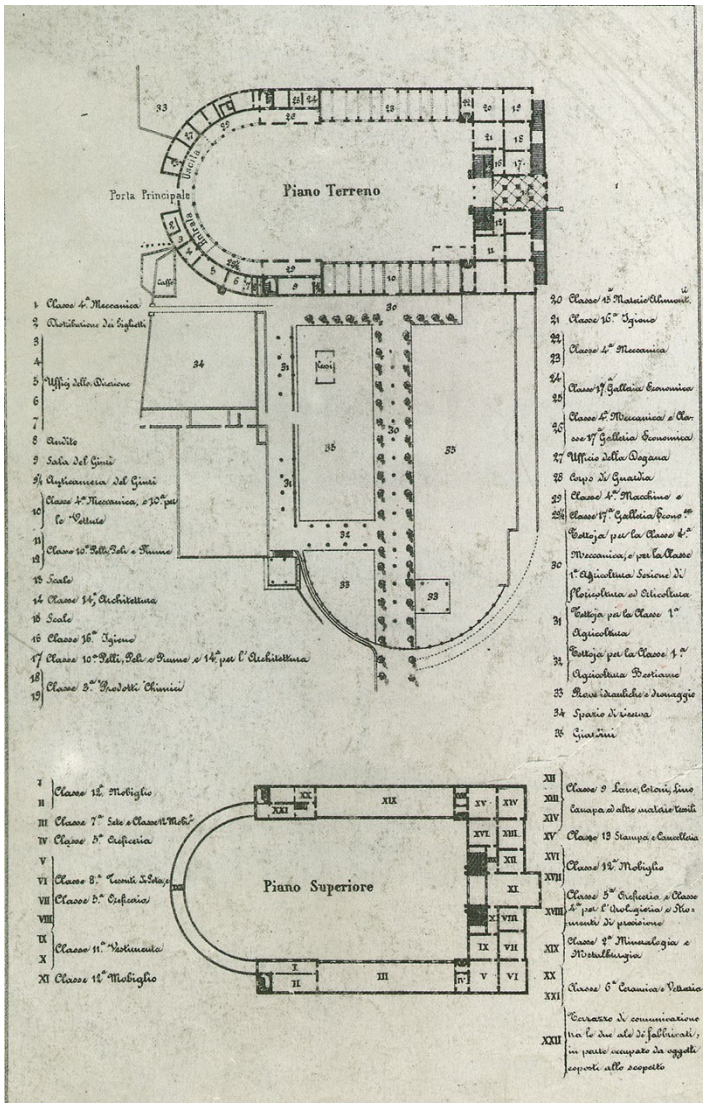


Figura 3.9 ***D. Ferri e L. Tonta, Progetto di ampliazione e restauro, 1857-58 – Pianta*** **fonte : http://frigo.polito.it**

Nell'autunno del 1861 il Castello diventa la sede della Regia Scuola di Applicazione per gli Ingegneri istituita con Legge del 13 Novembre 1859.

Tra il 1862 ed il 1864 vengono costruite le due maniche porticate e terrazzate verso Corso Marconi, che si concludevano con i due edifici desinati ad ingresso e portineria che insieme alla nuova cancellata in ferro sostituivano l'emiciclo demolito.
Il sempre crescente numero di studenti provenienti da tutta Italia che giungevano a Torino per studiare al Castello del Valentino fece nascere l'esigenza di un ampliamento degli spazi utilizzabili quali sedi per la didattica.

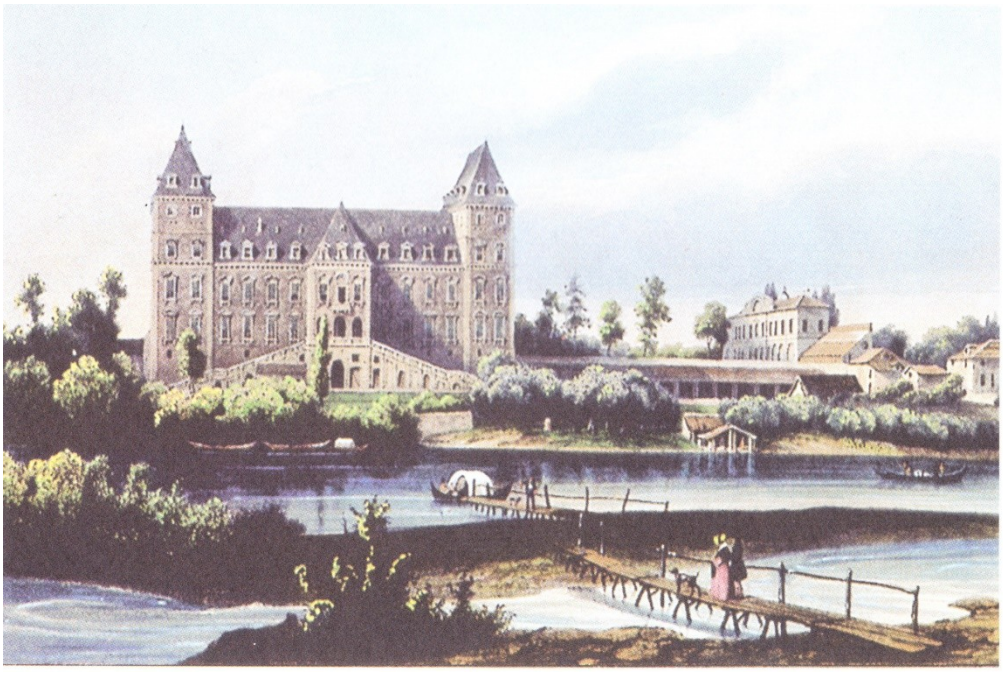


Figura 3.10 ***Torino, Veduta del Valentino,*** **Litografia di Auguste Deroy su disegno di Nicolas Marie Joseph Chapuy 1845.**

Tra il 1869 ed il 1929 viene, perciò, realizzata una nuova manica detta Edificio degli esperimenti idraulici parallela al fiume in prosecuzione della manica secentesca verso SUD che riprendesse le linee delle maniche secentesche annunciate nelle incisioni del Theatrum Sabaudie e mai realizzate.

Nel 1890 vengono costruite le maniche a pettine a ovest.

Nel 1961, per il centenario dell'unità d'Italia il Castello diventa un grande cantiere di restauro, sia degli interni che degli esterni, in quegli anni vengono anche previsto il rifacimento delle coperture, elemento importante nell'analisi storica della presente tesi in

quanto venne sostituito lo strato impermeabilizzante di ardesia storica con un nuovo strato di ardesia ligure molto più geliva.

Nel 1991 viene costruita una nuova ala del Castello tangente alla promotrice delle Belle arti inizialmente destinata ad aule per le lezioni e a dipartimenti.

Figura 3.11 Fonte:http://areeweb.polito.it/strutture/cemed/museovirtuale/

Nel 1997 il Castello del Valentino viene iscritto nella Lista del patrimonio Mondiale Unesco ed il sottoscritto si iscrive alla Facoltà di Architettura frequentando i locali per i successivi 5 anni.

Dal 1997 ad oggi ulteriori trasformazioni ed eventi hanno altresì interessato l'area del Castello; alcune fra queste furono la costruzione delle aule studio ipogee a ridosso della manica realizzata nel 1991 ed il successivo spostamento della sede della Biblioteca Centrale di architettura in quest'ultima.

Il castello ha continuato ad essere una della cornici più importanti e carismatiche per gli eventi che hanno avuto come protagonista la città di Torino; durante le olimpiadi invernali

del 2006 fu costruita all'interno della corte principale "Casa Italia" un edificio temporaneo costituito due complesse strutture modulari a doppia falda, con profili di lega di alluminio, poste su pedana che hanno accolto un ristorante, gli spazi destinati ai Partner del progetto, uffici organizzativi ed la stampa.

I due moduli erano posti uno trasversalmente alla Corte d'Onore delle dimensioni di mt. 40×20 ed il secondo presso il Cortile Sud di mt. 55 x 20, entrambi con coperture in PVC trasparente per dare risalto alla dimora storica del Valentino.

Figura 3.12 Foto di "Casa Italia" all'interno del Castello del Valentino durante le Olimpiadi Invernali del 2006 fonte : https://nsagroup.it/project/casa-italia-torino-2006

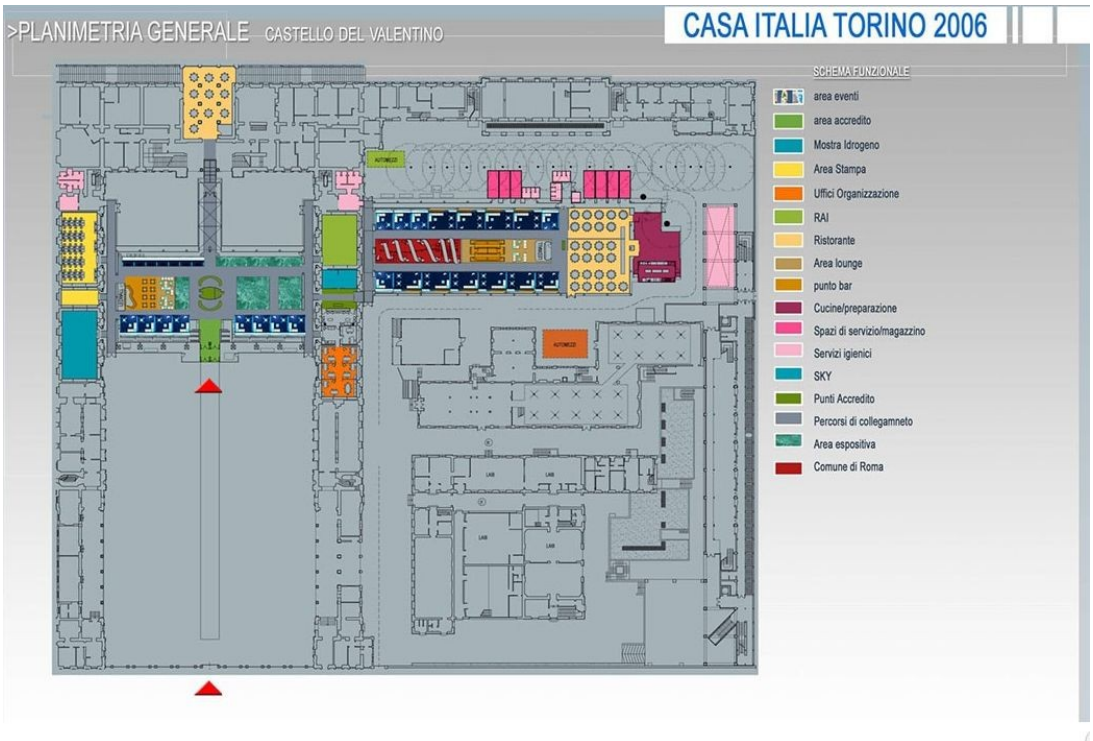


Figura 3.13 Planimetrie e render del progetto di "Casa Italia" all'interno del Castello del Valentino Olimpiadi Invernali 2006 fonte : https://nsagroup.it/project/casa-italia-torino-2006

3.2. Analisi Storica e considerazioni costruttive sulla Torre Nord del Castello del Valentino

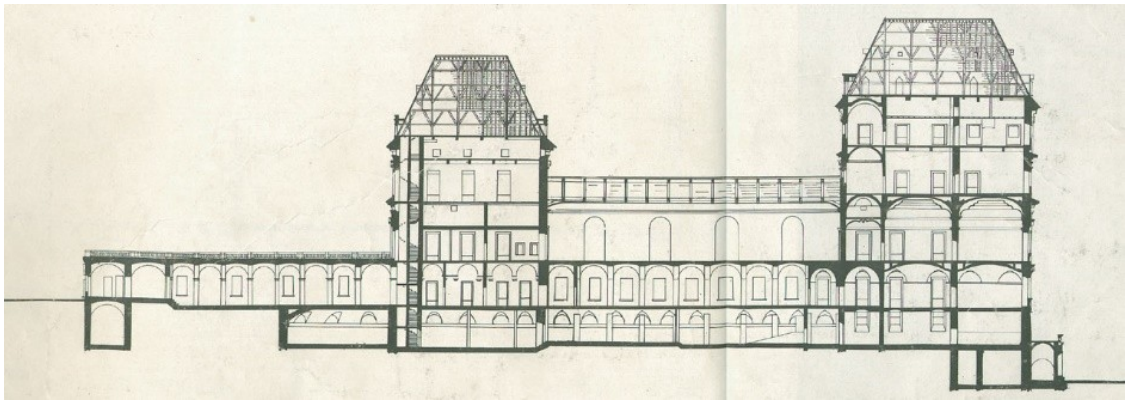


Figura 3.14 Castello del Valentino Sezione longitudinale fonte : http://frigo.polito.it

Claudio Menichelli nel suo articolo[12] edito in occasione del restauro delle strutture di copertura lignee dell'Arsenale di Venezia redatto anche a cura della professoressa Clara Bertolini Cestari, evidenzia come, la recente critica sul restauro architettonico ha dimostrato un livello di approfondimento non sempre sufficiente nelle misure di intervento nei confronti delle strutture lignee di orizzontamento del nostro patrimonio. La principale difficoltà che si riscontrano si evidenziano nella lettura di tali strutture; pertanto il suddetto articolo definisce un possibile percorso da seguire per ottenere un prodotto che sia utile ai fini del restauro architettonico.

Il punto di partenza proposto è la radice del problema conoscitivo, ossia il loro **rilievo geometrico**, base fondante di tutte le indagini successive e prodotto di grande complessità informativa che, per la sua creazione, richiede il coinvolgimento di differenti saperi e competenze.

Citando testualmente : "*Le strutture di legno antiche istituiscono un'immediata comunicazione con l'osservatore: l'evidente geometria di elementi che occupano una*

12 Claudio Menichelli (a cura di); Andrea Adami; Caterina Balletti; Bertolini Cestari Clara; Giulia Bettiol; Gianoreste Biglione; Claudia Brito De Carvalho; Enrico Garbin; Francesco Gerbaudi; Francesco Guerra; Gloria Pagliarino; Francesca Pasteris; Mario Piana; Olivia Pignatelli; Luca Pilot; Maria Rosa Valluzzi; Paolo Vernier, *Le strutture lignee dell'Arsenale di Venezia. Studi e restauri,* in *XXV Convegno Internazionale Scienza e Beni Culturali - Conservare e restaurare il legno*, Bressanone, 23 – 26 Giugno 2009, Edizioni Arcadia Ricerche, Marghera-Venezia 2009, pp. 1163-1216, ISBN 9788895409139.

limitata porzione dello spazio e la loro disposizione, la gerarchia degli elementi delle unità strutturali, dei sistemi presenti, i rapporti dimensionali rivelano l'organizzazione che agli elementi è stata data, ossia le relazioni che sono state imposte. I materiali costituenti sono lasciati generalmente a vista, anche per ragioni fisiologiche di conservazione, per cui è possibile concepire i caratteri particolari come una specie legnosa di appartenenza, le lavorazioni attuate, le degradazioni subite ecc.

Talvolta però le grandi opere in legno, come le coperture di grandi monumenti, si presentano con lineamenti estremamente complicati e di non immediata comprensione. Ciò, in realtà, è dovuto non tanto all'elaborata organizzazione delle strutture quanto piuttosto alle alterazioni ed ancor più alle riparazioni, che sono state apportati al complesso nel tempo e che fanno aumentare considerevolmente il numero delle aste e delle unità presenti.

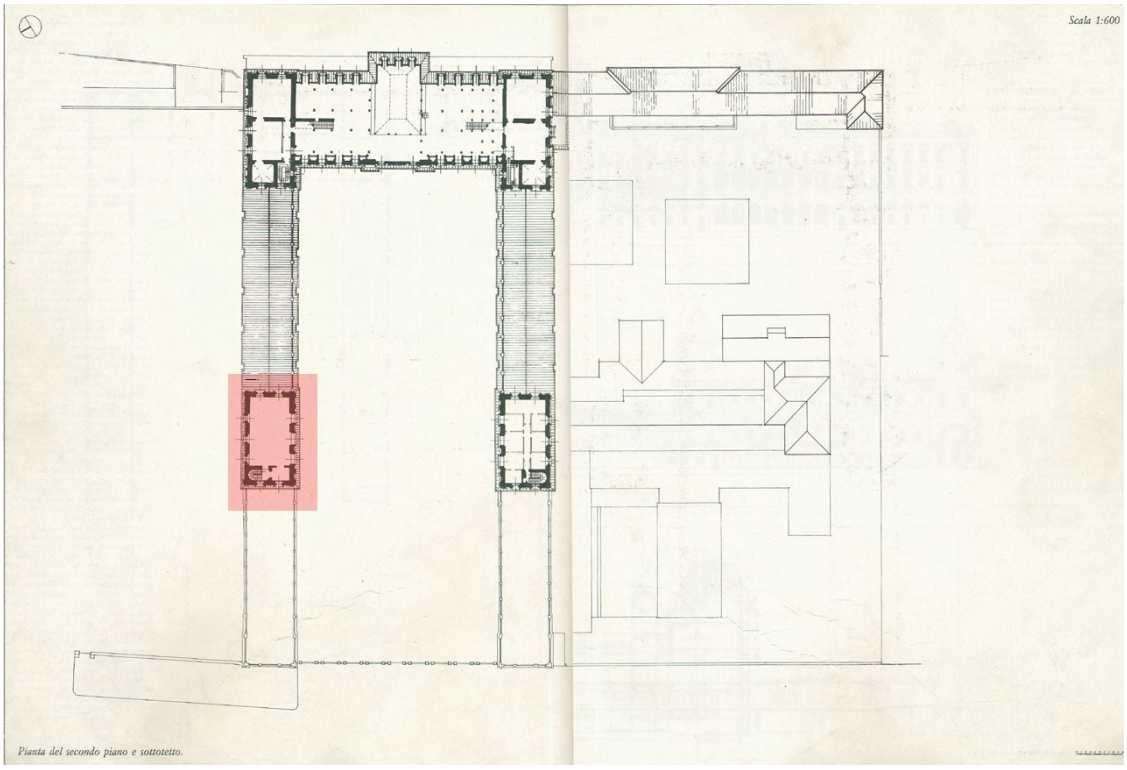


Figura 3.15 Planimetria del Castello del Valentino – torre Nord EST

Pertanto il secondo passaggio proposto è **riconoscere la ratio del complesso strutturale**, distinguere il vecchio dal nuovo e l'originale dalle aggiunte.

Figura 3.16 Castello del Valentino - Intervento di riparazione mediante aggiunta in una delle aste dell'incavallatura

Il terzo passaggio è **l'osservazione delle elevate deformazioni o delle lesioni** per comprendere dove siano localizzate tensioni interne troppo elevate sicuramente maggiori di quelle che sollecitano gli elementi che hanno mantenuto la loro forma questo permette di prevedere quale siano le regioni con più alta probabilità di crisi o rottura.

Il normatore da indicazioni coerenti con quanto sopra; il capitolo n. 8 delle NTC 2018 ha per oggetto le costruzioni esistenti, sottolineando come per costruzione esistente si intenda genericamente *"quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto la struttura completamente realizzata"*
Il comma 5.1 dell'art.8 delle NTC 2018 precisa l'importanza dell'analisi storico critica nella scelta del modello strutturale di calcolo *"....Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dalla costruzione, nonché gli eventi che l'hanno interessata."*

Analoga invito è avanzato dalla UNI EN11138:2004 norma scelta come specifica del presente caso studio trattandosi di bene culturale storico realizzato in prevalente materiale

ligneo; nello specifico il punto 4.2 - analisi storica indica che: *"È l'analisi delle vicende edificatorie, delle tipologie strutturali e della loro evoluzione, delle caratteristiche costruttive, degli eventi traumatici; essa può prevedere, oltre la ricerca dei documenti d'archivio, anche, quando disponibili, documenti progettuali, capitolati, contratti di fornitura di materiali e di manodopera.*

La datazione del materiale è finalizzata, in questo contesto, alla conoscenza delle tecniche costruttive presumibilmente utilizzate in una certa epoca e in un determinato ambito territoriale anche al fine di orientare le scelte di eventuali interventi."

Figura 3.17 Castello del Valentino - Sovrapposizione fra la struttra dell'incavallatura originaria del'600 con intreventi di riforzo del '700

In buona sintesi, per capire il funzionamento strutturale di un fabbricato esistente, è fondamentale approcciare il problema attuando principalmente due tipologie di analisi; la prima è comprendere le logiche strutturali messe in campo nel momento in cui è stato costruito l'edificio comprendendone la tipologia, le tecniche costruttive dell'epoca e l'utilizzo/ destinazione d'uso per cui era stato concepito.

La seconda fase, altrettanto importante, è comprendere la sua storia, come sia giunto ai giorni nostri, entrare nel merito di eventuali aggiunte, ristrutturazioni, superfetazioni,

degradi, sovraccarichi, eventi traumatici e cambi di destinazione d'uso e soprattutto come questi eventi abbiano o meno modificato nel tempo il comportamento strutturale del sistema edilizio.

3.3. La tipologia edilizia del “toits dauphinoise” o “tetto alla francese”

Come già anticipato nel precedente paragrafo, era volontà della Madama Reale di realizzare un palazzo che in qualche modo si rifacesse alle tipologie edilizie francesi, tant'è che documenti segnalano la presenza di maestranze fatte pervenire direttamente dalla Francia per realizzare le carpenterie del tetto della manica lunga e delle torri.

Alian Belmont in un breve articolo pubblicato sulla rivista “Le Monde alpin et rhodanien: Revue règionale d’ethnologie”, n.4/1994. pp. 7-24 intitolato “L’historie des toits dauphinoise” racconta di come si sia diffusa la tipologia di costruzione del tetto dauphinoise e successivamente chiamato semplicemente “a la francaise” tra il XVI, XVII, e XVIII nelle provincie alpine del Delfinato.

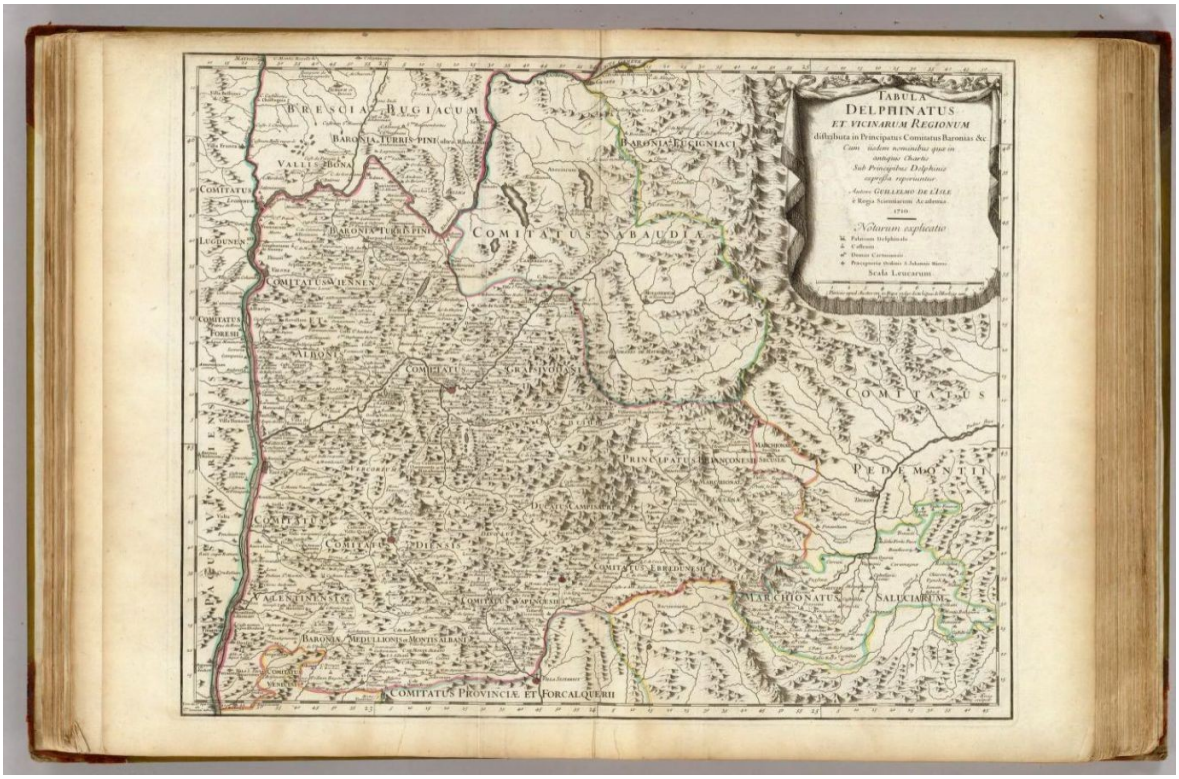


Figura 3.18 Territorio del Delfinato pubblicato da L'Isle, Guillaume de, 1675-1726 fonte https://www.davidrumsey.com/

La principale domanda a cui l’autore dell’articolo cerca risposta è come mai tetti così costosi abbiano avuto una così larga diffusione.

Le conclusioni dell'articolo ci indicano quali siano state le principali motivazioni del largo uso della suddetta tipologia; prima causa fu il cambiamento climatico della "petite age glaciaire" e la seconda causa fu una legislazione che vietava l'utilizzo di tetti in paglia specialmente nelle provincie Alpine per prevenire il forte rischio di incendio.
In sintesi, il tetto costituito da falde fortemente inclinate e rivestito di quadrotte di ardesia garantiva allo stesso tempo proprietà ignifughe e grande adattabilità climatica nei confronti di copiosi temporali e sostenute nevicate.
L'autore apre l'articolo con la seguente affermazione: *Tout autant que les abbayes de Saint-Chef et de Saint-Antonie, ou ancore les halles de Crémieu et le grottes de Sassenage, les grands toits à quatre pans, à forte pente et couverts d'ardoises ou de tuiles plates disposées en écaille partecipent à l'image traditionelle du Dauphinè – a tel point d'auilleurs qu on nomme couramment ces ouvrages toit "Dauphinois".*trad: Proprio come le abbazie di Saint-Chef e Saint-Antonie, o anche le sale di Crémieu e le grotte di Sassenage, grandi tetti a quattro lati, ripidi e ricoperti di ardesia o piastrelle piane disposte in conchiglie partecipano all'immagine tradizionale del Delfinato - a tal punto che altrove si chiamano comunemente queste strutture "Dauphinois")[13]

Il tetto "au dauphinois" si diffuse soprattutto nelle Terres Froides, nel Chartreuse, nel Trieves, nelle regioni del Gresivaudan, nel Vercors, nel Oisans, nel Champasur e anche nella Valèè du Rhone.
Hanri Raulin autore di un saggio sull'architettura del delfinato sostiene che l'edificio simbolo di tale architettura fu la nuova copertura della fabbrica della Grande-Chartreuse conclusa nel 1676 per opera di Dom Innocent Le Masson eseguita a seguito dell'avvenuta distruzione per opera di un incendio, qualificando addirittura questa tipologia di tetto come "cartusiens", anche se tuttavia questa tipologia costruttiva affonda le sue radici già nel XV secolo.

13 A.Belmont , *"L'historie des toits dauphinoise"* in *"Le Monde alpin et rhodanien: Revue règionale d'ethnologie"* n.4/1994. pp. 7-24

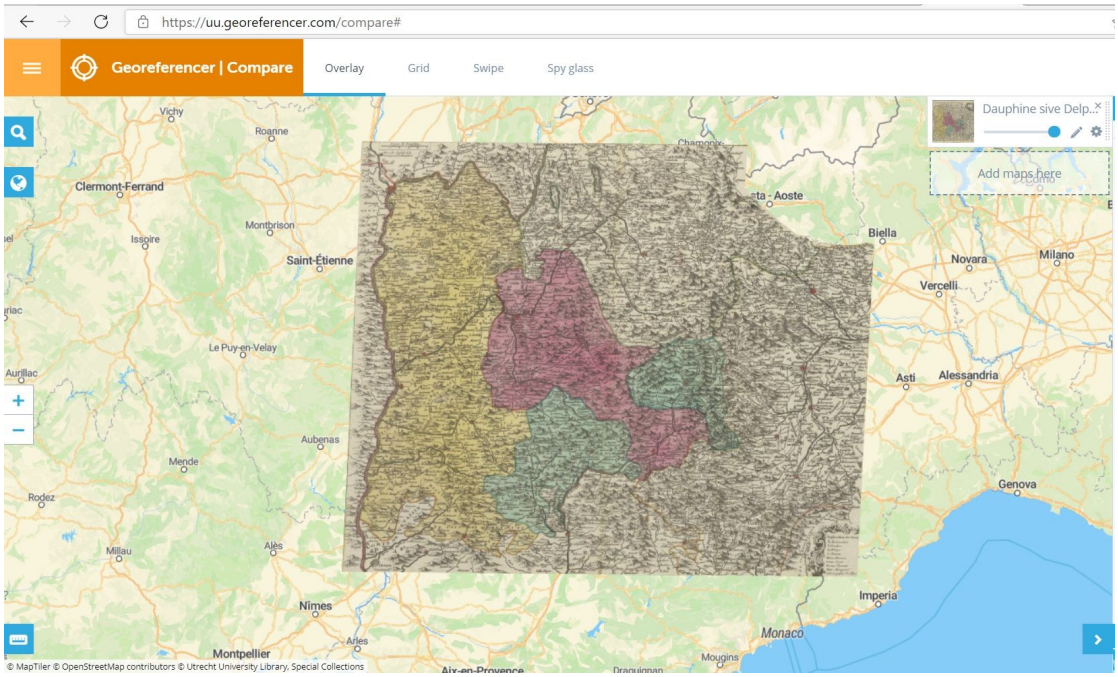


Figura 3.19 Georeferenziazione della mappa storica del Delfinato tratta dal sito Compare maps (georeferencer.com)

Alain Belmont riporta come dall'analisi dei contratti de “baux a prix-fait” sottoscritti nelle zone del basso Delfinato, già dagli anni 80 del 1500, siano già presenti richieste di tetti a “ *quatre pans couvert à tuiles plats* “ cioè tetti a quattro falde coperti con piastrelle in ardesia.

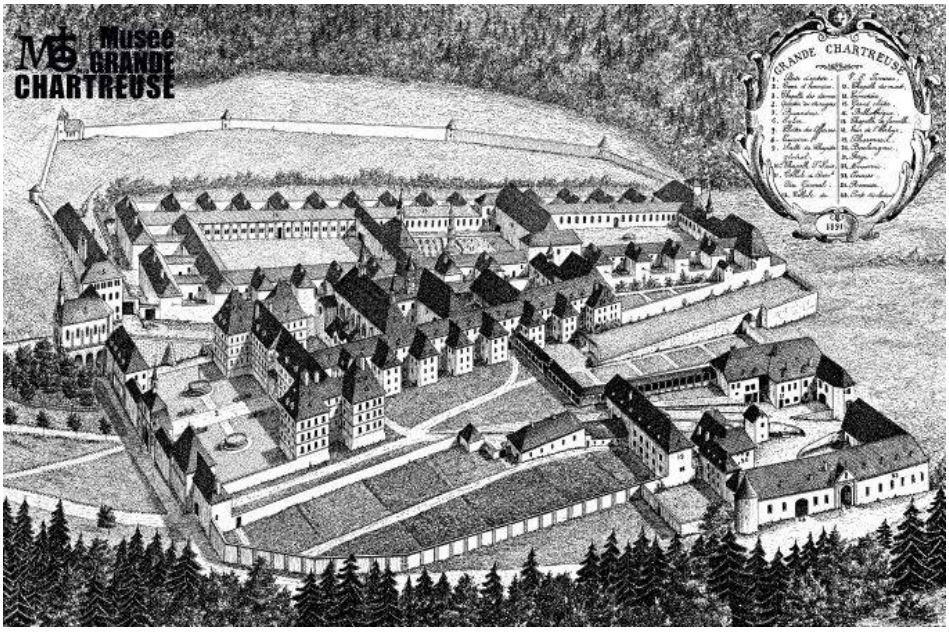


Figura 3.20 La grande Chartreuse sito:https://www.musee-grande-chartreuse.fr/en

Osservando le foto delle coperture del monastero certosino francese de la Grande

Chartreuse è molto semplice cogliere la familiarità con le linee della copertura delle torri del Castello del Valentino.

Figura 3.21 Esterni del complesso del monastero de La grande la Chartreuse (foto :Giorgio Jalla)

Figura 3.22 Accostamento iconografico fra le coperture della La grande Chartreuse (fonte sito:https://www.musee-grande-chartreuse.fr/en e le coperture delle torri del Castello del Valentino)

Anche le immagini interne delle incavallature a sostegno delle coperture dei tetti della Grande Chartreuse sembrerebbero avere una certa familiarità con linee e proporzioni

proporzioni delle strutture delle torri del Castello del Valentino (nella sua configurazione originaria del ‘600 senza gli elementi di consolidamento della metà del ‘700).

Figura 3.23 Interni della foresteria de La grande Chartreuse sito:https://www.musee-grande-chartreuse.fr/en

Dalla lettura dei documenti storici, si può comprendere come negli anni Venti del Seicento, per la realizzazione della carpenterie delle incavallature del Castello del Valentino, venne usato il legname ottenuto da alberi di «sappo» e di «maleso», ossia di pino e di larice prelevati nel bosco do Salbeltrand (sito alpino nella provincia di Torino), specie legnose ancora oggi ampiamente utilizzate.

La struttura della copertura della Torre Anteriore del Castello del Valentino, pregevole opera – della prima metà del XVII secolo – è una copertura che può essere definita “a padiglione” a falde fortemente inclinate con manto di copertura in lastre di “ardesia” fissate al tavolato, sostenuto da un complesso di incavallature lignee.

Tale complesso è sostanzialmente costituito da una piccola serie di capriate alla francese – disposte secondo la luce minore – di dimensioni suggestive per esilità dei pezzi che la compongono, nonché da “capriatelle” tronche sulle testate dei padiglioni. L’orditura è legata sui piani di falda da quattro ordini di banchine che creano altrettanti riquadri di cintura paralleli al coronamento murario di gronda .

Figura 3.24 Incavallature della torre anteriore del Castello del Valentino

Figura 3.25 Dettaglio della giunzione fra due banchine e collegamento con l'orditura del tetto

Ne deriva uno schema lontano dai modelli tradizionali italiani, organizzato in più ordini di telai sovrapposti che sostengono un tavolato cui erano fissate le lastre di Ardesia con ganci ad S (oggi Pierre Noir della Wallonie del Belgio da 8,00 mm. Sostituita nei restauri degli anni '90).

Figura 3.26 Lastre di Pierre Noir della Wallonie del Belgio fissate con ganci metallici ad S

Le incavallature così come posso osservate oggi in realtà il risultato di un ulteriore

consolidamento del ‘700 che ha visto l’aggiunta di alcune aste di rinforzo alla struttura iniziale seicentesca.

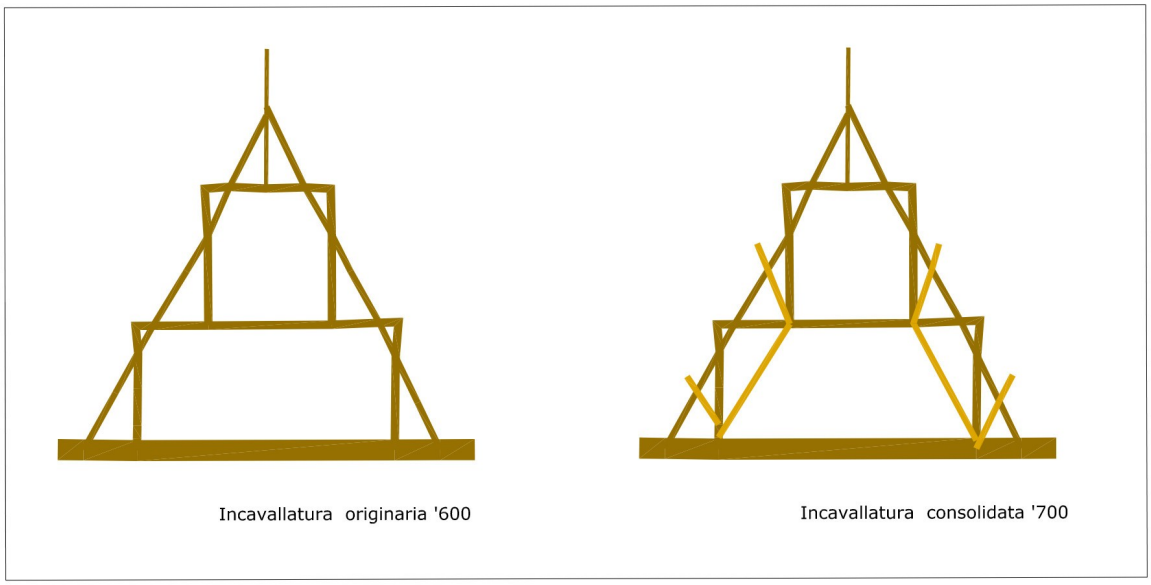


Figura 3.27 Rappresentazione dei rinforzi del ‘700

3.4. I nodi di carpenteria

M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena nella loro monografia[14] che si propone come manuale operativo di calcolo per le strutture in legno, nel capitolo Collegamenti tradizionali di Carpenteria (p. 173) definiscono genericamente i nodi di carpenteria o anche detti connessioni tradizionali tra le membrature lignee, come accoppiamento di superfici lignee intagliate e lavorate al fine di consentire la trasmissione degli sforzi tra gli elementi connessi (di seguito l'illustrazione di alcuni esempi proposta dal testo).

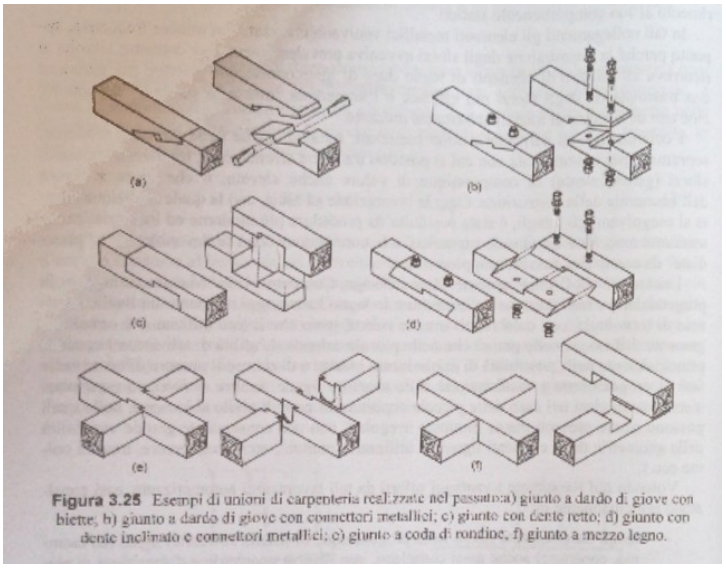


Figura 3.25 Esempi di unioni di carpenteria realizzate nel passato: a) giunto a dardo di giove con biette; b) giunto a dardo di giove con connettori metallici; c) giunto con dente retto; d) giunto con dente inclinato e connettori metallici; e) giunto a coda di rondine; f) giunto a mezzo legno.

Figura 3.28 Nodi di carpenteria tradizionali tratti dal testo di M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena

La suddetta trasmissione avviene prevalentemente per contatto.

Il termine "incastro" viene spesso utilizzato per definire la conformazione di un nodo di carpenteria, ma che contestualmente non ha nessuna relazione con il suo comportamento statico.

Sempre il suddetto manuale elenca quali vantaggi dei collegamenti tradizionali di carpenteria:

- Tempi ridotti nella progettazione
- Facile definizione delle geometrie degli intagli da effettuarsi alle estremità

14 M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena, "*Strutture in legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee",* Hoepli, Milano, 2005

dei singoli elementi lignei per la realizzazione dei nodi di carpenteria

- Immediatezza nel trasferimento alla macchina CNC per il taglio del legname
- Possibilità di messa in opera riducendo al minimo le lavorazioni da effettuarsi in cantiere.

La classificazione delle tipologie di collegamento avviene normalmente in funzione delle caratteristiche statiche, in particolare in funzione della capacità di trasmettere sollecitazioni di compressione, trazione, taglio e flessione.

Al capitolo meccanismi di resistenza e verifiche del suddetto testo viene sottolineato come queste tipologie di collegamento sono governate innanzitutto da sollecitazioni di compressione da un elemento ligneo all'altro e come sia fondamentale delineare il precorso delle forze nel nodo e successivamente identificare tutte le zone di possibile crisi del materiale non omogeneo valutando per ciascuna di esse, il pertinente carico limite.

Diventa centrale comprendere come interagiscano con la sicurezza fattori tipici del materiale come i fenomeni di ritiro igroscopico e la fibratura.

I collegamenti fra le mebrature lignee tradizionali, dal punto di vista meccanico vengono spesso definiti come vincoli monolaterali, gli elementi metallici di rinforzo servono prevalentemente per consentire una maggiore stabilità al nodo e soprattutto per consentire ad esso la capacità di sopportare inversioni di carico dovute ad esempio all'azione sismica.

Figura 3.29 Unioni tradizionali in opera rinforzate con reggiature metalliche – edificio nel Comune di Susa

Nel caso delle incavallature della torre Nord del Valentino, le maestranze dell'epoca sono

ricorse all'utilizzo di “biette” cioè spinotti di legno duro per garantire una trasmissione degli sforzi più efficace e l'immediata messa “a servizio” del giunto garantendo deformazioni iniziali abbastanza modeste.

Figura 3.30 Unione tradizionale rinforzata mediante bietta

L’utilizzo dello spinotto è ancora tutt’oggi una tecnica costruttiva utilizzata, l’EUROCODICE 5 (UNI 11035-1) a pagina 7 definisce la connessione con spinotti come “*Connessione realizzata con una barra cilindrica, solitamente di acciaio, provvista o meno di testa, che si inserisce a forza in fori predisposti e utilizzata per trasferire carichi perpendicolari all'asse dello spinotto”* anticipandone già, in sede di definizione generale, le peculiarità del comportamento meccanico di questa tipologia di unione.

Tuttavia un più puntuale approfondimento sul comportamento meccanico delle tipologie di “nodi snelli” come quelli del Castello del Valentino è possibile comprenderlo dall’articolo *“Analisi sperimentale su collegamenti tradizionali e rinforzati nelle capriate lignee”* di Branco, Tomasi, Parisi, Piazza[15], il quale citava testualmente: *“I giunti cosiddetti “di*

15 J.M. Branco, Tomasi, Parisi, Piazza, *“Analisi sperimentale su collegamenti tradizionali e rinforzati nelle capriate lignee”,* atti del “Convegno Nazionale L’Ingegneria Sismica in Italia” Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (ANIDIS), 2007

carpenteria" sono senza dubbio tra i più comuni utilizzati per il collegamento di elementi lignei nelle capriate storiche, presentandosi in differenti configurazioni che, comunque, si rifanno quasi sempre al tradizionale giunto a dente semplice. Sebbene tale tipo di nodo si presenti con una grande variabilità di geometria (angolo di intaglio, profondità di intaglio, lunghezza del tacco nell'elemento che presenta l'intaglio), il principio di funzionamento è sempre basato sulla trasmissione di forze per contatto diretto e sull'attrito all'interfaccia tra i due elementi collegati." Argomento che verrà successivamente approfondito nel capitolo dedicato alla rigidezza dei nodi.

Una classificazione più specialistica sui nodi di carpenteria appartenenti al patrimonio edilizio storico europeo viene proposta da J.M. Branco, T. Decamps, in un articolo edito nel 2015 per la rivista *Construction and Bulding Materials,* dal titolo *"Analysis and strenghthening of carpentery joints"*[16] di cui, al paragrafo 2 *"Old carpentery join"* viene proposto il seguente elenco le cui categorie sono definite dall'oganizzazione e dalle caratteristiche geometriche degli elementi lignei che compongono il giunto:

1. *Tenon and mortise join* (giunto tenone e mortasa) genericamente proposto nelle configurazioni ad "L" e "T". Il tenone è un elemento del giunto rettilineo sulla cui estremità è presente una "lingua" o "dente"; la mortasa è invece, l'elemento del giunto su cui è praticato un foro quadrato o rettangolare nel quale si inserirà la parte terminale del tenone. Questo tipo di giunto vine normalmente utilizzato in condizioni in cui l'angolo fra tenone e mortasa è compreso fra i 45° ed i 90°.Tenone e mortasa possono essere altersì maggiormente assicurati fra loro mediante l'uso di "zeppe", "cunei" e "spinotti".

16 J.M. Branco, T. Decamps, *Analysis and strenghthening of carpentery joints,* articolo in Construction and Bulding Materials, Elsevier, Amsterdam, 2015

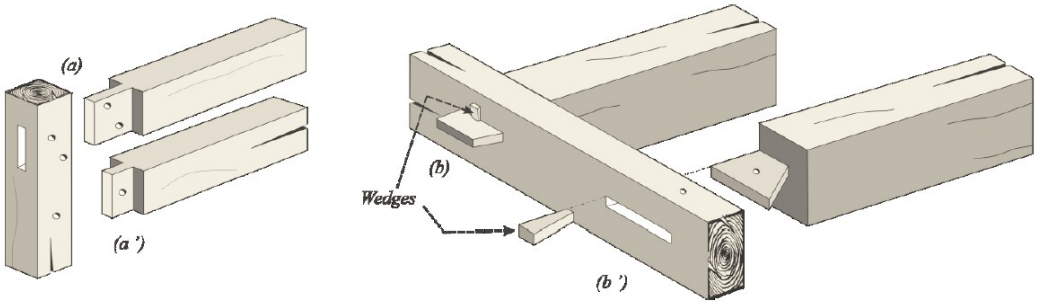


Fig. 2 – *(a) Through pinned mortise and tenon (a') blind pinned mortise and tenon (blind means not going all the way through). (b) Through tenon with outside wedges (flatwise bending of the tenon (b') wedged and pinned dovetail through mortise and tenon.*

Figura 3.31 schemi unioni tenone-mortasa

2. *Notched join* (unione ad intaglio) questo tipo di giunto vine normalmente effettuato mediante un profondo intaglio a forma di "V" sulla trave orizzontale, con successiva risagomatura del puntone del tetto per permettere il perfetto incastro fra i due elementi. Una volta messo in opera puntone e trave risultano fra loro complanari. Esiste tuttavia una variante del suddetto giunto detto a "tenone inclinato" che permette di avere maggiori garanzie sul mantenimento della complanarità fra gli elementi.

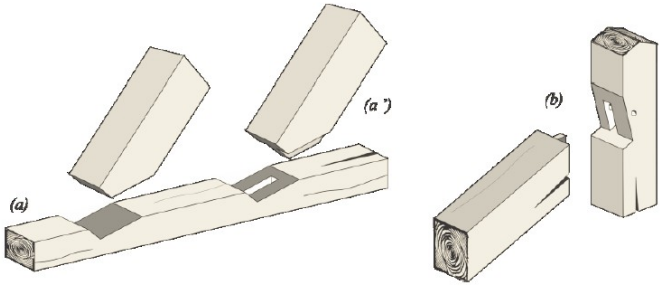


Fig. 3 – *(a) Notched joint between main rafters and tie-beam.(a') A skewed tenon may be used to help in keeping all timber pieces co-planar. (b) Peak joint with a notched joint (main rafters and post).*

Figura 3.32 schemi unioni ad intaglio

3. *Lap join* (unione sovrapposta o unione legno-legno) la forma più semplice di questo tipo di unione (full lap join) si ottiene, appunto, soprapponendo i due elementi tenendoli insieme mediante uno spinotto; lo spessore

complessivo dell'unione sarà la somma dello spessore dei due elementi, in nessuna fase viene applicata rimozione di matriale. Nell'unione half-lap join (mezzo legno) viene rimosso materiale da entrambi gli elementi e lo spessore finale dell'unione sarà equivalente allo spessore dei singoli elementi; quest'ultimo tipo di unione può presentarsi con un ulteriore ingranaggio fra i due elementi (cogged half lap join). In ultimo, l'unione dovetail-lap join (giunto a coda di colomba, in italiano meglio conosciuto come giunto a coda di rondine), in questo caso l'unione sovrapposta è permessa mediante un incastro a forma di coda di colomba (o rondine),

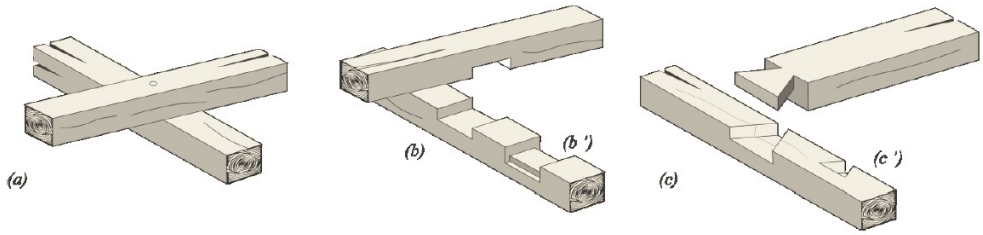


Fig. 4 – *(a) Full lap join (pinned). (b) Half-lap joint. (b') Cogged half-lap joint. (c)Through dovetailed lap joint or (c') wedged dovetailed lap joint if ever the dovetail is embedded in the member.*

Figura 3.33 schemi unioni sovrapposte

4. *Scarf Join* Questo tipo di unione avviene mediante l'unione delle parti terminali delle aste, per essere efficace gli elementi non devono essere molto lunghi. E' simile ad una half-lap join eseguita su elementi coassaili. Le due parti vegnono intagliate ed unite fra loro anche attraverso connettori. In questa tipologia rientro il giunto a dardo di Giove.

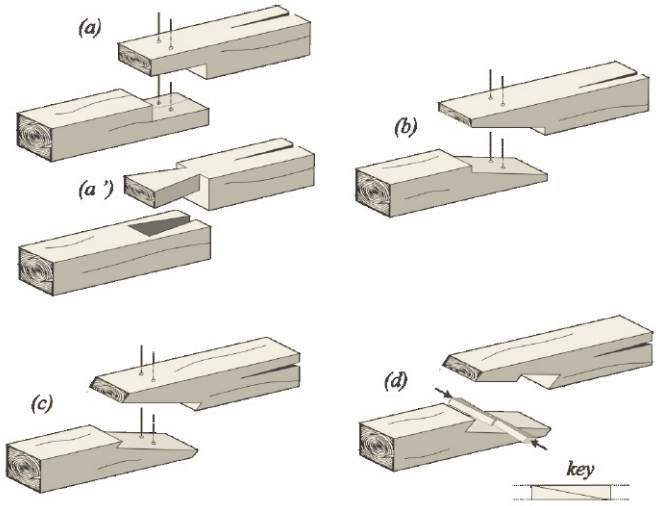


Fig. 5 – *(a) Common and simplest halved-scarf joint (or half-lap splice joint). (a')A lapped dovetail scarf joint is a half-lapped joint in which the lapped portions are shaped like a dovetail joint. (b)Scarf joint. (c)Scarf joint with under-squinted ends. (d) Trait de Jupiter: particular scarf joint with wedges (key).*

Figura 3.34 schemi unioni sovrapposte sul lato corto

Le incavallature delle coperture delle torri del Castello del Valentino di Torino sono state realizzate con giunti ti tipo sovrapposto a mezzo legno, giunti tipo tenone-mortasa e giunti ad intaglio.

Figura 3.35 esempi di nodi incavallature del Castello del Valentino

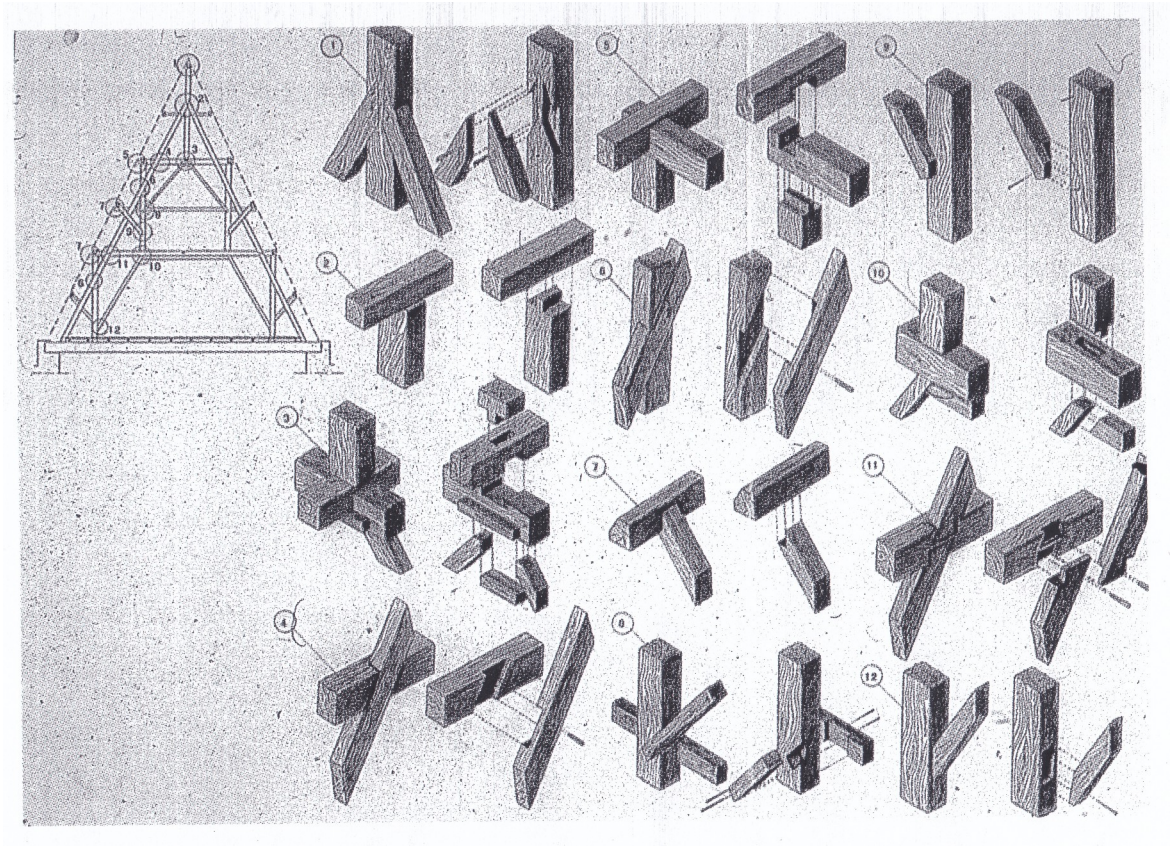


Figura 3.36 Classificazione dei nodi delle Incavallature del Castello del Valentino – rilievo e disegni della prof.ssa Clara Bertolini

NUMERO NODO	TIPOLOGIA GIUNTO	N. ELEMENTI CONNESSI	N. BIETTE
1	Tenone – mortasa	2	0
2	sovrapposto mezzo legno	3	2
3	intaglio	6	0
4	sovrapposto mezzo legno	2	1
5	misto sovrapposto mezzo legno ed intaglio	3	0
6	sovrapposto mezzo legno	2	1
7	intaglio	2	0
8	sovrapposto mezzo legno	3	1
9	sovrapposto mezzo legno	2	1
10	intaglio	3	0
11	sovrapposto mezzo legno	3	2
12	intaglio	2	1

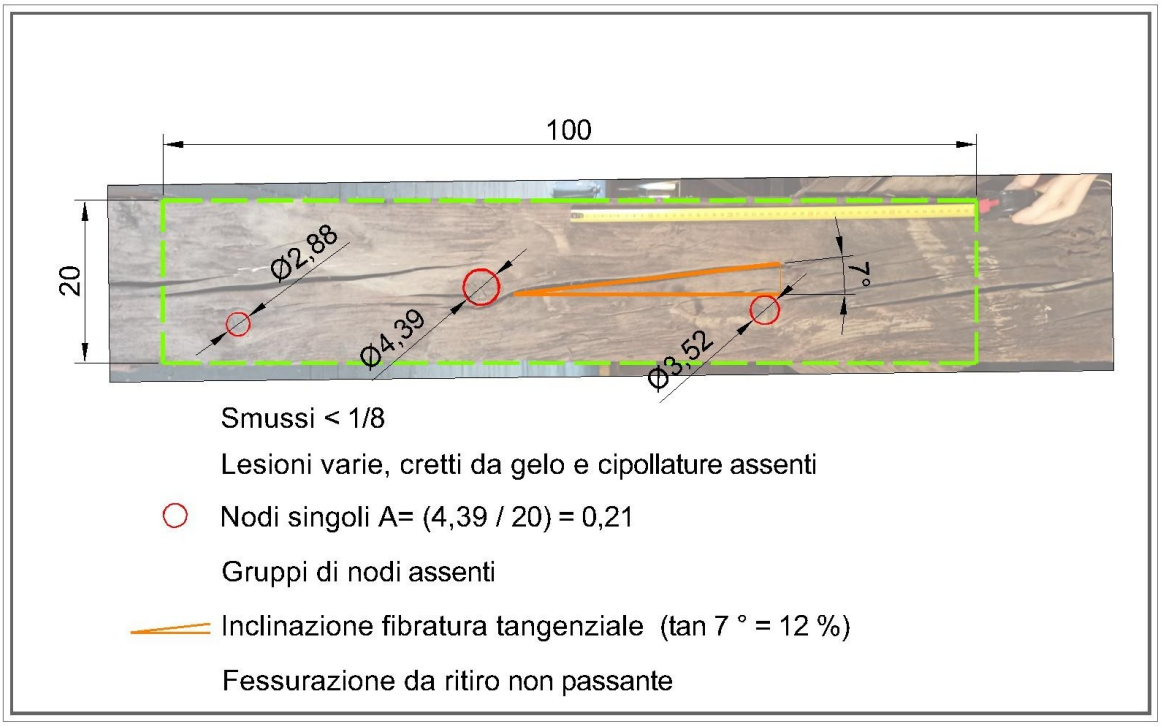
3.5. Caratterizzazione a vista delle aste delle incavallature ai sensi della norma UNI 11119:2004

Si riporta la tabella riassuntiva dei risultati delle analisi dendrocronologiche effettuate negli studi degli anni ‘90 del ‘900 per le incavallature della torre nord del Castello del Valentino

Elemento ligneo	Specie legnosa	Epoca storica
Elementi costituenti le incavallature (travi, puntoni, banchine, montanti etc.)	Larice (*Larix Europea*)	‘600-’700
Listelli, tavolato	Abete Rosso (*Picea Excelsa Link*)	‘900
Alcuni elementi accessori (es: Caviglie degli incastri, trave vicaria, ecc.)	Rovere (*Quercia caducifoglia, Quercus*), Olmo (Ulmus)	Non specificata

Figura 3.37 Scelta dell’elemento strutturale su cui appliacre l’analisi a vista ai sensi della UNI 11119:2004 (accessibile su due lati):

Di seguito riporta l'analisi a vista effettuata su un'asta ai sensi della **UNI 11119:2004**



Una volta ottenuti i dati desunti dall'analisi a vista si è potuto definire la categoria in opera dell'elemento grazie al prospetto n. 1 riportato nella norma – *Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera.*

prospetto 1 **Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera**

CARATTERISTICA		CATEGORIA IN OPERA		
		I	II	III
Smussi		≤1/8	≤1/5	≤1/3
Lesioni varie Cretti da gelo Cipollature		assenti	assenti	missibili, purché in ura limitata
Nodi singoli		≤1/5 ≤50 mm	≤1/3 ≤70 mm	≤1/2
Gruppi di nodi		≤2/5	≤2/3	≤3/4
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	in sezione radiale	≤1/14 (~7%)	≤1/8 (~12%)	≤1/5 (20%)
	in sezione tangenziale	≤1/10 (10%)	≤1/5 (20%)	≤1/3 (~33%)
Fessurazioni radiali da ritiro		ammissibili, purch	on passanti	

Dal prospetto n.3 si sono definiti parte dei valori da inserire nel modello FEM relativi alla classe Larice II

prospetto 3 **Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%**

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm²)					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura[1)]	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendi-colare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

Per le caratteristiche dei legnami recenti introdotti nei restauri del ‘900 (abete rosso, rovere ed olmo) e per le caratteristiche delle parti storiche in larice non reperibili nelle tabelle dalla precedente norma sono stati utilizzati i dati offerti della **norma UNI 1103502-2010 (corrispondenza con le classi di resistenza UNI EN 338)** colonne evidenziate in rosso ed in blu, in particolare per il Modulo di taglio e la Massa Volumica.

prospetto 5 **Valori caratteristici per i tipi di legname considerati nella presente norma**

Proprietà		Abete/Italia			Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338			C24	C18	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22				D24			
Categorie resistenti		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Flessione (5-percentile), N/mm^2	$f_{m,k}$		25	18	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{t,0,k}$		15	11	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{t,90,k}$		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{c,0,k}$		21	18	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm^2	$f_{c,90,k}$		2,6	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7
Taglio (5-percentile), N/mm^2	$f_{v,k}$		4,0	3,4	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm^2	$E_{0,mean}$		11,8	10,5	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm^2	$E_{0,05}$		7,9	7,0	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm^2	$E_{90,mean}$		0,39	0,35	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77
Modulo di taglio (medio), kN/mm^2	G_{mean}		0,74	0,66	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72
Massa volumica (5-percentile), kg/m^3	ρ_k		375	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m^3	ρ_{mean}		450	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560

Al fine del modello di calcolo si è scelto di utilizzare, i dati desunti dalle seguenti categorie in opera:

- **II** per la norma **UNI 11119:2004**
- **S2, S3** per la norma **UNI 1103502-2010**

Capitolo 4:

Caso studio - le grandi incavallature della Torre Nord del castello del Valentino – valutazioni geometriche e meccaniche preventive

4.1. Campagna fotografica delle incavallature della torre Nord del Castello del Valentino

Figura 4.1 sottotetto della torre del Castello del Valentino

La struttura è stata oggetto di un sopralluogo ed una campagna fotografica finalizzata al

conoscimento della struttura si riportano pertanto la planimetria di inquadramento fotografico e le foto scattate.

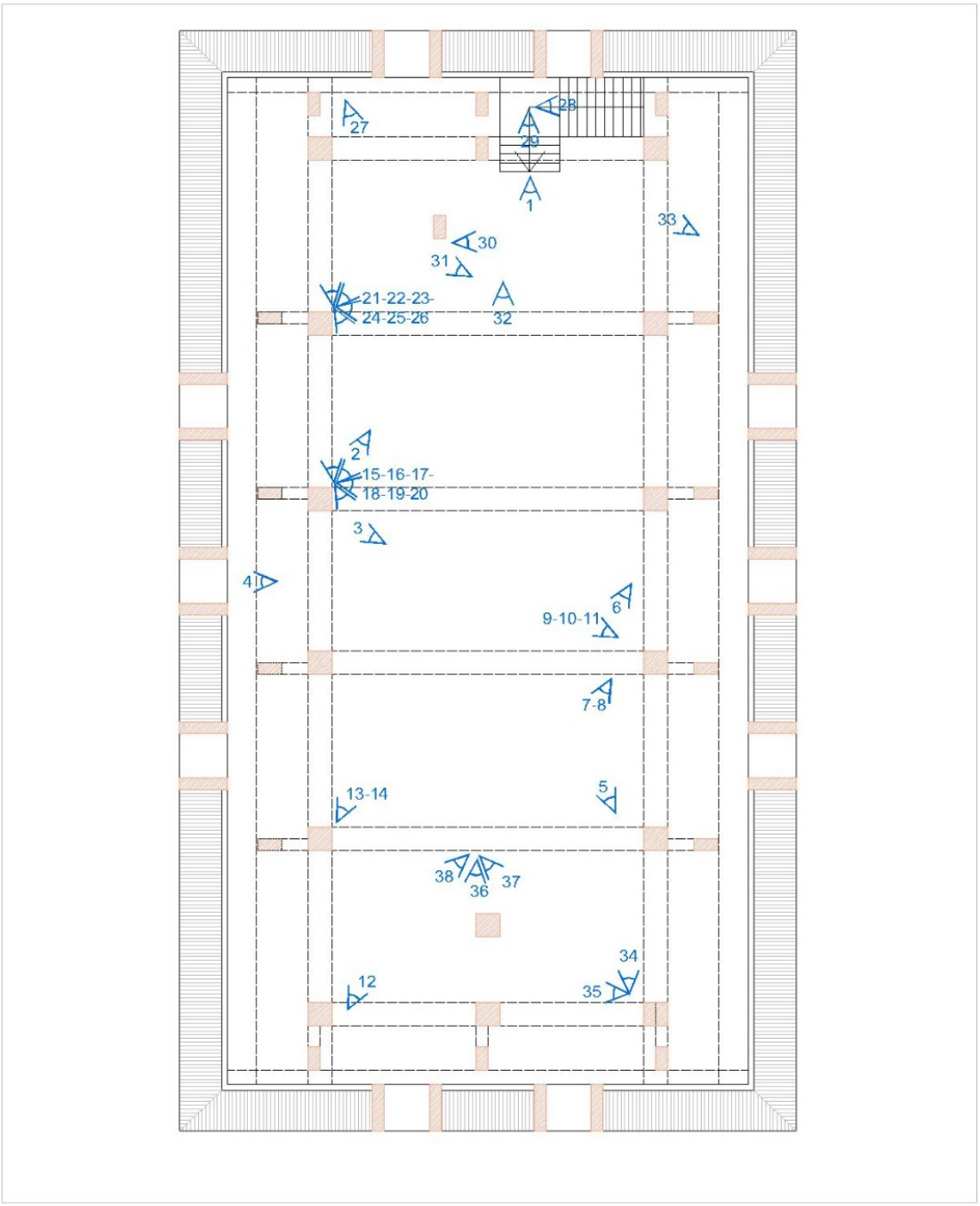


Figura 4.2 coni di visuale delle foto scattate nella campagna fotografica

Foto 1

Foto 2

Foto 3

Foto 4

Foto 5

Foto 6

Foto 7

Foto 8

Foto 9

Foto 10

Foto 11

Foto 12

Foto 13

Foto 14

Foto 15

Foto 16

Foto 17

Foto 18

Foto 19

Foto 20

Foto 21	**Foto 22**
Foto 23	**Foto 24**

Foto 25

Foto 26

Foto 27

Foto 28

Foto 29	**Foto 30**
Foto 31	**Foto 32**

Foto 33

Foto 34

Foto 35

Foto 36

Foto 37	**Foto 38**

4.2. Caratterizzazione geometrica e Rilievo Critico (cenni sull'elaborazione dei risultati del rilievo effettuato con metodologia LIDAR)

Claudio Menichelli nel suo articolo[17] edito in occasione del restauro delle strutture di copertura lignee dell'Arsenale di Venezia redatto anche a cura della professoressa Clara Bertolini Cestari, evidenzia come, lo strumento principale consigliato per l'analisi finalizzata al restauro delle strutture in legno del patrimonio storico edilizio italiano sia **"la misura"**; testualmente si espresse nei seguenti termini: *"strumento naturale della conoscenza è la misura quale atto che associa un'informazione di quantità ad ogni informazione di qualità"*

La misura oltre ad essere lo strumento per l'analisi storico-critica diventa lo strumento principale anche per l'analisi del degrado, dello stato di salute del monumento e soprattutto è altresì una tecnica non distruttiva.

Il processo conoscitivo proposto per l'analisi dei Beni Culturali, sempre secondo C. Menichelli e l'equipe di studiosi che lo hanno coaudivato, è il **rilievo critico**, inteso come unione del rilevamento (raccolta dati) e della rappresentazione (traduzione ed interpretazione dei dati), integrate con le nuove tecnologie di comunicazione.

I progressi degli ultimi anni nel campo dell'informatica e dell'optoelettronica ha permesso sempre di più l'utilizzo di tecniche ottiche per lo studio dei beni culturali.

I moderni metodi di acquisizione e modellazione tridimensionale consentono di rappresentare un oggetto attraverso un modello digitale unitario che unisce le potenzialità visualizzazione delle immagini alla precisione del rilievo ricostruendo virtualmente uno spazio tridimensionale.

Il **rilievo critico** si organizza pertanto nell'organizzazione sinergica di 4 rilievi finalizzati

17 Claudio Menichelli (a cura di); Andrea Adami; Caterina Balletti; Bertolini Cestari Clara; Giulia Bettiol; Gianoreste Biglione; Claudia Brito De Carvalho; Enrico Garbin; Francesco Gerbaudi; Francesco Guerra; Gloria Pagliarino; Francesca Pasteris; Mario Piana; Olivia Pignatelli; Luca Pilot; Maria Rosa Valluzzi; Paolo Vernier, *Le strutture lignee dell'Arsenale di Venezia. Studi e restauri,* in *XXV Convegno Internazionale Scienza e Beni Culturali - Conservare e restaurare il legno*, Bressanone, 23 – 26 Giugno 2009, Edizioni Arcadia Ricerche, Marghera-Venezia 2009, pp. 1163-1216, ISBN 9788895409139.

all'identificazione punti che si considerano significativi per la modellazione dell'architettura:

- **rilievo topografico** (Attraverso di esso si definisce infatti il sistema di riferimento locale nel quale vengono riportati tutte i risultati delle operazioni di misura. Il rilievo topografico permette di tenere insieme le varie parti di cui il rilievo critico si compone)

- **rilievo fotogrammetrico** (la fotogrammetria è una tecnica di rilievo basata su immagini fotografiche. Storicamente deriva dalla geometria proiettiva come base analitica, disciplina antecedente la scoperta della fotografia; grandi pontenzialità sono state apportate alla suddetta disciplina con l'avvento della fotografia digitale).

- rilievo diretto

- **rilievo laser scanning** anche detto LIDAR (l'acronimo inglese di Light Detection and Ranging), sistema laser a scansione fornisce come risultato diretto di una sessione di misure, un insieme di coordinate tridimensionali X,Y,Z, generalmente in un sistema di riferimento correlato con lo strumento, riferite ad un numero elevatissimo di punti (nuvole di punti) che vengono colpiti dal raggio laser. Alle coordinate dei punti, lo strumento associa anche il valore della riflettenza rilevato in ciascun punto. La descrizione geometrica digitale dell'oggetto è dunque discreta: quanto maggiore è la risoluzione impostata per l'acquisizione, tanto più densa sarà la nuvola di punti e quindi il dettaglio della rappresentazione

Dal punto di vista metodologico il rilievo critico è diviso in tre fasi:

- **la raccolta dei dati** (processo che avviene in prossimità della fabbrica in cui si acquisiscono misurazioni, carte di campagna, rilievi fotografici e scansioni)

- **la elaborazione-restituzione** (processo che avviene in un secondo momento che consiste nella verifica della coerenza interna ed esterna dei dati assunti e si procede alla creazione di quei modelli mediante operazioni di ***"filtraggio"*** dei dati ottenuti)

- **la rappresentazione** (elaborazione dei modelli).

I Laser scanner di dividono in due tipologie:

- **Distanziometrici:** sono simili alle stazioni totali, il punto è rilevato mediante la misura diretta di due angoli ed una distanza, la posizione del punto avviene inizialmente identificata in coordinate sferiche, convertite successivamente in coordinate cartesiane calcolate in un sistema di riferimento solidale allo strumento di acquisizione.
- **Triangolatori:** utilizza i principi propri della fotogrammetria, il punto viene rilevato come intersezione di due rette di direzione nota nello spazio.

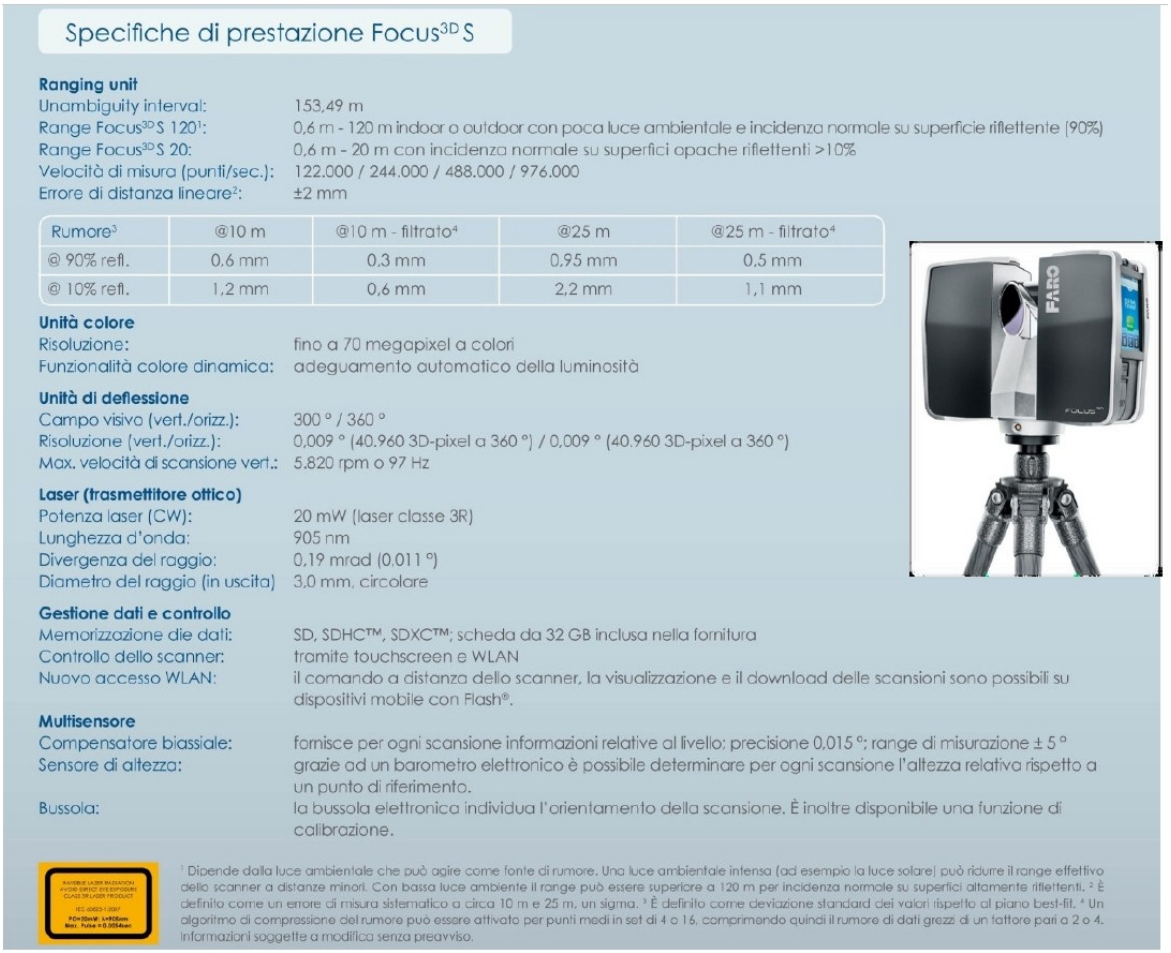
Le moderne tecniche di rilievo prevedono anche strumentazioni "ibrido laser scanner-fotogrammetrico" che permettono contestualmente che offre la possibilità di acquisire non solo le tre osservazioni necessarie alla determinazione delle coordinate X,Y,Z di ogni punto ma anche di acquisire anche i valori RGB corrispondenti al singolo punto rilevato.

Una caratterizzazione geometrica approfondita della torre Nord del castello del Valentino, è stata oggetto della tesi del corso di laurea triennale in architettura per il progetto del Politecnico di Torino dell'allieva Silvia Varalda a.a.2013/2014 i cui relatori furono la prof.ssa Arch. Antonia Spanò ed il Prof. Ing. Stefano Invernizzi dal titolo "Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino".
Per la generazione della nuvola di punti fu utilizzato uno strumento di tipo FOCUS 3D Faro, che è un laser scanner distanziometrico a differenza di fase, ovvero un laser scanner il cui funzionamento si basa sull'emissione di una radiazione ottica con lunghezza d'onda corrispondente all'infrarosso vicino che viene modulata e trasmessa verso un prisma retro riflettore.
Lo strumento possiede diversi sensori integrati, quali la bussola elettronica, il sensore di altezza e il compensatore biassiale che forniscono importanti informazioni su orientamento, altezza e inclinazione delle scansioni[18].

18 S. VARALDA, Tesi di laurea *"Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino"* Relatori A.T. Spanò, S. Invernizzi, Politecnico di Torino, A.A. 2013/2014

Dopo la definizione del progetto di rilievo il cui obbiettivo principale fu *la restituzione esatta della dimensione delle sezioni delle membrature lignee e della loro posizione all'interno dell'insieme, finalizzata alla realizzazione di un modello su cui poter eseguite delle valutazioni statiche*, per i cui dettagli si rimanda alla tesi di cui sopra, il processo di rilievo fu suddiviso in tre fasi operative:

1. l'acquisizione dei dati
2. l'elaborazione dei dati
3. la creazione e l'estrazione degli elaborati finali



Specifiche di prestazione Focus^{3D} S

Ranging unit

Unambiguity interval:	153,49 m
Range Focus^{3D}S 120[1]:	0,6 m - 120 m indoor o outdoor con poca luce ambientale e incidenza normale su superficie riflettente (90%)
Range Focus^{3D}S 20:	0,6 m - 20 m con incidenza normale su superfici opache riflettenti >10%
Velocità di misura (punti/sec.):	122.000 / 244.000 / 488.000 / 976.000
Errore di distanza lineare[2]:	±2 mm

Rumore[3]	@10 m	@10 m - filtrato[4]	@25 m	@25 m - filtrato[4]
@ 90% refl.	0,6 mm	0,3 mm	0,95 mm	0,5 mm
@ 10% refl.	1,2 mm	0,6 mm	2,2 mm	1,1 mm

Unità colore

Risoluzione:	fino a 70 megapixel a colori
Funzionalità colore dinamica:	adeguamento automatico della luminosità

Unità di deflessione

Campo visivo (vert./orizz.):	300 ° / 360 °
Risoluzione (vert./orizz.):	0,009 ° (40.960 3D-pixel a 360 °) / 0,009 ° (40.960 3D-pixel a 360 °)
Max. velocità di scansione vert.:	5.820 rpm o 97 Hz

Laser (trasmettitore ottico)

Potenza laser (CW):	20 mW (laser classe 3R)
Lunghezza d'onda:	905 nm
Divergenza del raggio:	0,19 mrad (0,011 °)
Diametro del raggio (in uscita)	3,0 mm, circolare

Gestione dati e controllo

Memorizzazione dei dati:	SD, SDHC™, SDXC™; scheda da 32 GB inclusa nella fornitura
Controllo dello scanner:	tramite touchscreen e WLAN
Nuovo accesso WLAN:	il comando a distanza dello scanner, la visualizzazione e il download delle scansioni sono possibili su dispositivi mobile con Flash®.

Multisensore

Compensatore biassiale:	fornisce per ogni scansione informazioni relative al livello: precisione 0,015 °; range di misurazione ± 5 °
Sensore di altezza:	grazie ad un barometro elettronico è possibile determinare per ogni scansione l'altezza relativa rispetto a un punto di riferimento.
Bussola:	la bussola elettronica individua l'orientamento della scansione. È inoltre disponibile una funzione di calibrazione.

[1] Dipende dalla luce ambientale che può agire come fonte di rumore. Una luce ambientale intensa (ad esempio la luce solare) può ridurre il range effettivo dello scanner a distanze minori. Con bassa luce ambiente il range può essere superiore a 120 m per incidenza normale su superfici altamente riflettenti. [2] È definito come un errore di misura sistematico a circa 10 m e 25 m, un sigma. [3] È definito come deviazione standard dei valori rispetto al piano best-fit. [4] Un algoritmo di compressione del rumore può essere attivato per punti medi in set di 4 o 16, comprimendo quindi il rumore di dati grezzi di un fattore pari a 2 o 4. Informazioni soggette a modifica senza preavviso.

Figura 4.2 Scheda tecnica del Laser Scan tipo FOCUS 3D Faro .

In prima battuta fu indentificata una rete di vertici topografici predeterminata misurabile mediante stazione totale dalla quale scaturì una prima campagna di misure celerimetrica poggiante su due vertici (P100-P200) e avente come punti di misura, target a scacchiera

(particolati segnali caratterizzati da elevata capacità retro-riflettente) che in seconda battuta potessero essere anche ben visibili dal laser Scan per poter poi essere successivamente collimati, misurati e sovrapposti per via topografica in maniera univoca con entrambe le metodiche di rilievo.

Una volta collimati i target con la stazione, fu possibile posizionare lo scanner ed eseguire 6 diverse scansioni, la posizione di ciascuna fu accuratamente scelta in modo da avere il minor numero possibile di coni d'ombra.

Figura 4.3 Carta di campagna tratta dalla tesi di laurea di Silvia Varalda con l'individuazione della posizione della stazione totale, del prisma ottico, dei target e delle 6 scansioni effettuate, 2013.

Le nuvole di punti acquisite dai sistemi laser terrestri vennero successivamente registrate tramite un allineamento tra coppie di scansioni 3D in modo da ottenere una stima approssimativa delle trasformazioni che legavano tra loro le varie coppie, per la suddetta operazione, miglioramenti compresi, fu utilizzato il software *Scene* prodotto dalla casa produttrice del laser scanner.

Grazie alle particolari peculiarità dello scanner utilizzato FOCUS 3D Faro che in fase di scansione è in grado di associare ad ogni pixel il corrispondente valore RGB; sono stati successivamente caricati i dati delle sei scansioni e dei fotogrammi acquisiti dallo scanner, questi ultimi sono stati poi proiettati sulle nuvole, è stato così possibile aumentare il contrasto e rendere più semplice l'individuazione dei target all'interno dell'immagine.

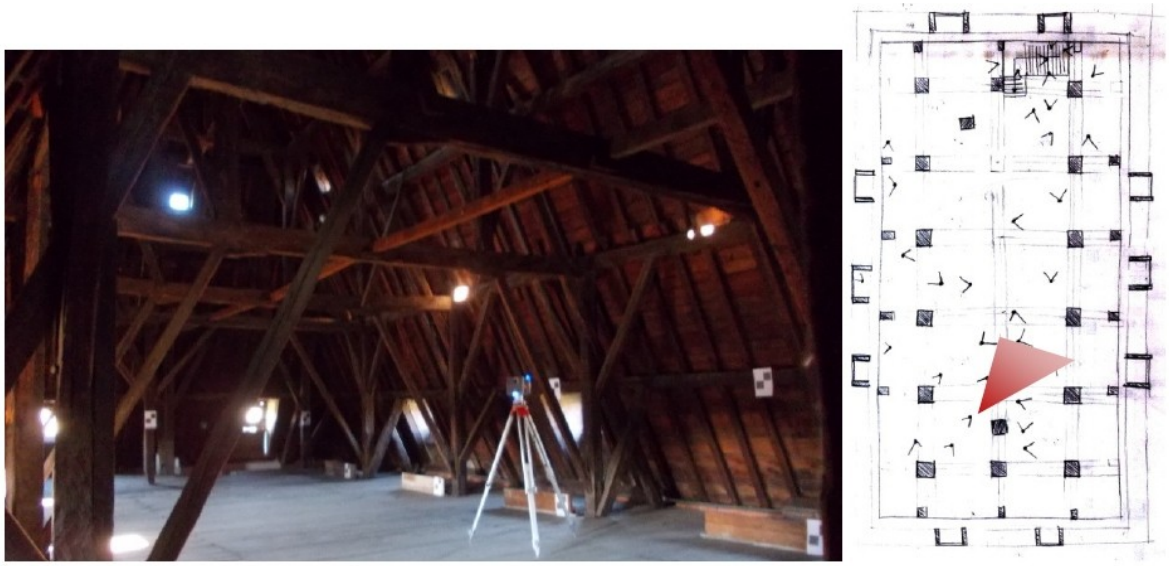


Figura 4.4 Foto di uno dei momenti in cui fu effettuata una delle 6 scansioni tratta dalla tesi di laurea di Silvia Varalda, nella foto è possibile altersì visualizzare la posizione di alcuni target, 2013

L'inserimento dei target artificiali nello spazio del sottotetto sarebbe dovuto tornare particolarmente utile anche nella fase di restituzione del rilievo in particolare per il riconoscimento di questi ultimi, i software di rielaborazione sono in grado di riconoscerli mediante degli automatismi intrinsechi al software stesso, ma Silvia Varalda appunta nella tesi che "*l'ambiente di acquisizione era buio e particolarmente circoscritto, inoltre, il*

legno antico, non è un materiale con alta riflettanza, il processo è stato eseguito manualmente" [19] pertanto, il riconoscimento dei target avvenne manualmente e vennero altersì rinominati in base rilievo celerimetrico ed agli eidotipi..

Una volta effettuati il riconoscimento manuale dei target venne verificata la registrazione delle scansioni mediante l'applicativo software Scene

Una volta acquisite le scansioni, la tesi di cui sopra, ha trattato il tema dell'elaborazione dei dati; le nuvole acquisite (i cui punti facevano riferimento ad un sistema di coordinate intrinseco dello strumento con origine nel centro strumentale e orientamento casuale) vennero successivamente *(geo)referenziate;* l'operazione avvenne, questa volta in maniera semi automatica sempre mediante il software Scene.

La fase successiva descritta fu la fase di *interpretazione* (il *filtraggio* e la *segmentazione per la classificazione*); questa fase fu gestita tramite il software *3DReshaper della Technodigit*; una volta importato il file con le nuvole delle singole scansioni, si ritenne opportuno, raggrupparle tutte insieme in una unica per rendere più agevole il lavoro e le scansioni furono tutte riunite in un unico file.
In questa fase furono eliminati gli errori accidentali residuali della fase di presa generati dalla divergenza del raggio laser (*filtraggio*), questa operazione fu un procedimento automatico del software in cui l'operatore impostò esclusivamente i settaggi in base alle necessità. Successivamente l'operatore è intervenuto in ultima istanza al filtraggio con interventi manuali.

19 S. VARALDA, Tesi di laurea *"Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino"* Relatori A.T. Spanò, S. Invernizzi, Politecnico di Torino, A.A. 2013/2014

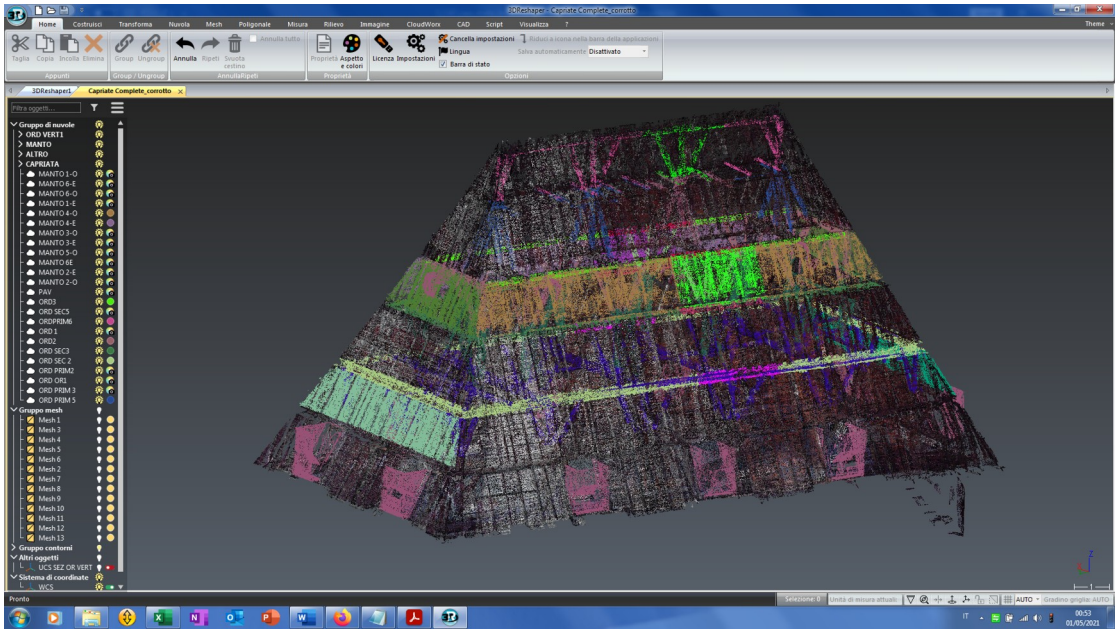


Figura 4.5 Filtraggio

La *segmentazione* è poi stata l'operazione di suddivisione della nuvola in porzioni secondo un processo logico; Silvia Varalda riporta *"fu così deciso di ripartire la nuvola in sub-nuvole che coincidessero con i livelli di altezza, in modo da poter rendere visibili i punti degli elementi all'interno dell'ambiente rilevato e poter continuare il processo di riduzione della nuvola"*.

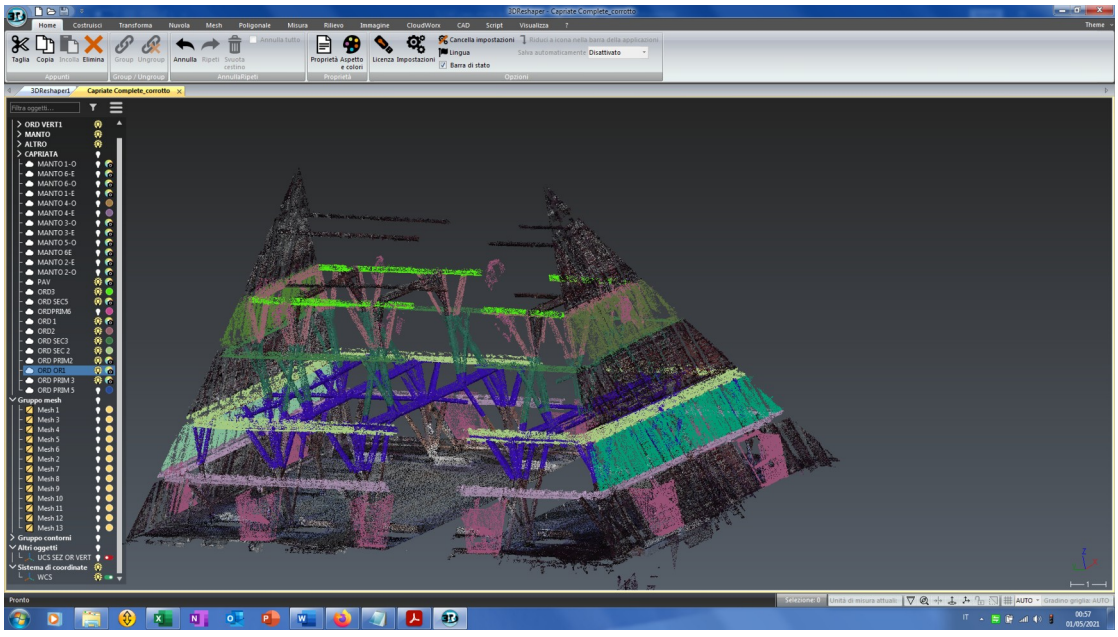


Figura 4.6 Segmentazione

La fase successiva è stata quella della *creazione delle Mesh* e della relativa *lisciatura*, seppur sempre nella tesi venisse evidenziato come fosse una fase molto delicata visto che

il caso studio è una struttura molto complessa, costituita da vari elementi discontinui ed essendo in un ambiente buio (presenza di rumore ed errori dovuti dall'acquisizione delle scansioni), ciò nonostante molte mesh sono state elaborate.

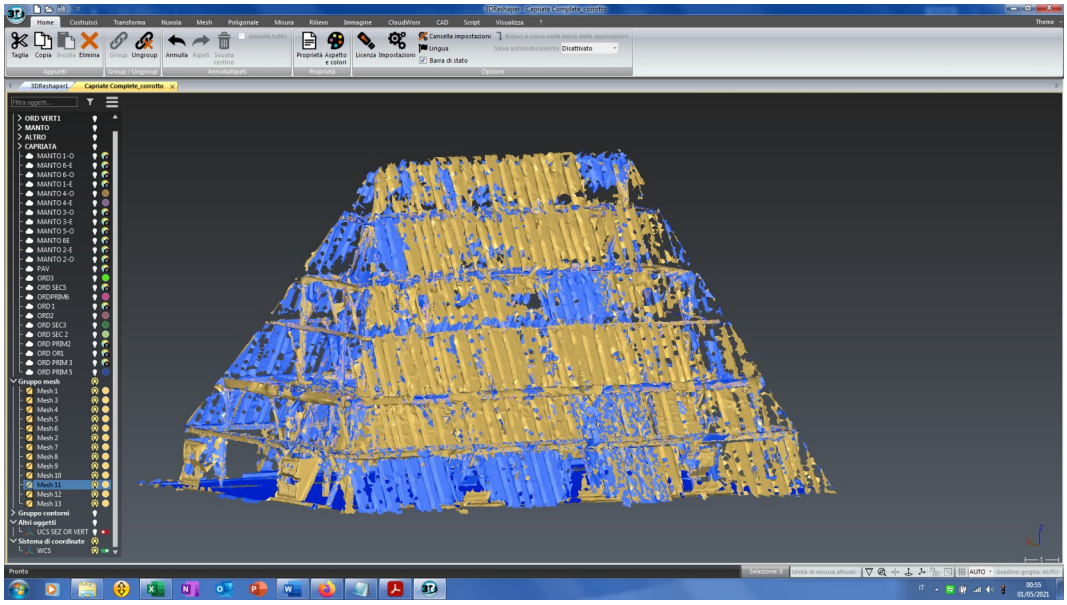


Figura 4.7 creazione delle Mesh

Ultima operazione che venne effettuata fu l'estrazione delle sezioni; 3DReshaper, permise di estrarre delle sezioni dalla mesh secondo piani prestabiliti, sia con passo costante (sezioni con distanza tra un piano e l'altro di 5 cm, secondo l'andamento longitudinale, trasversale e orizzontale dell'intera orditura, con il manto sui due lati lunghi) che in punti prestabiliti e poi di importarli in AutoCAD sottoforma di polilinee

Il risultato finale fu vedere in un unico file .dxf la sovrapposizione delle sezioni longitudinali, trasversali e orizzontali della capriata.

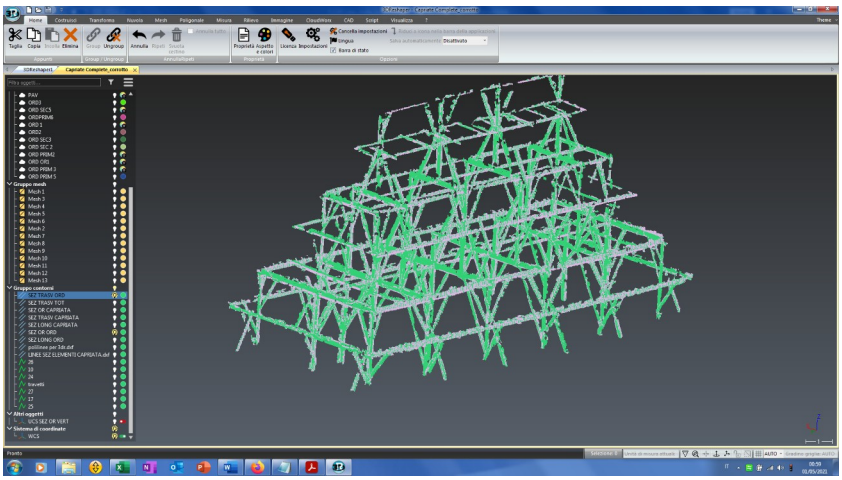


Figura 4.8 Estrazione polilinee

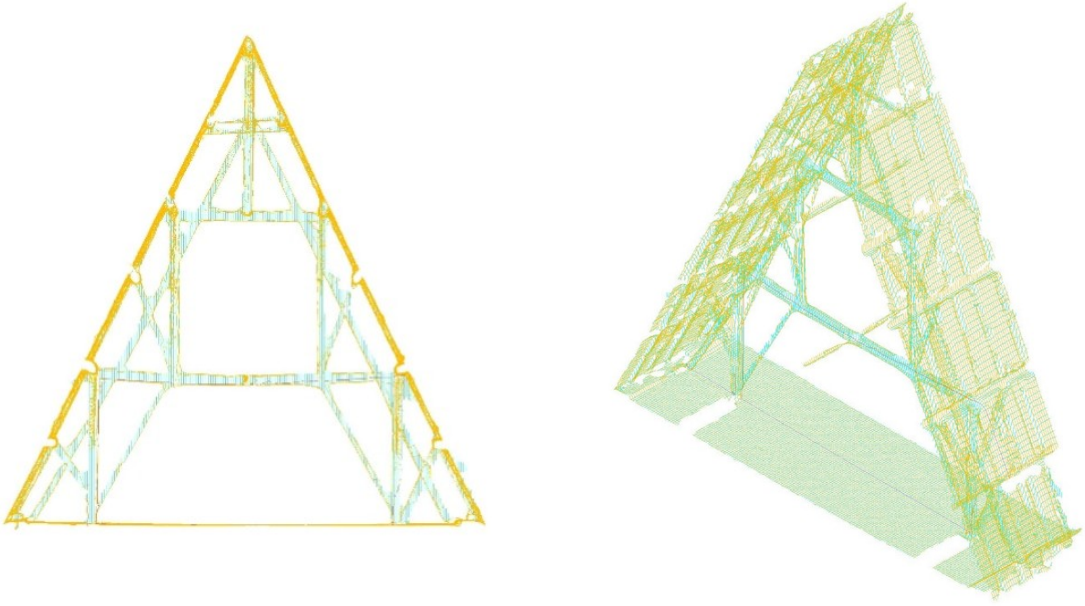


Figura 4.9 Polilinee in ambiente autocad

Un doveroso ringraziamento va al Dipartimento di Architettura e Design del Politecnico di Torino che ha messo a disposizione della presente Tesi i file di tutte le scansioni e le relative elaborazioni effettuate delle stesse dandomi la possibilità mediante l'utilizzo di software come *3D Reshaper Viver* ed *Autodesk ReCap 360* di poter effettuare dei "tour virtuali" all'interno delle incavallature.

Grazie al suddetto rilievo Laser Scan ho potuto investigare nuovamente la struttura e recuperare tutte le informazioni a me necessarie per elaborare il modello matematico strutturale.

Il tour virtuale è stato il luogo dove provare a cercare prospettive diverse dalle quali guardare all'analisi della struttura.

Sono rimasto estremante colpito dall'elegante complessità della struttura, in particolare dall'unicità di ogni pezzo frutto di un fare artigianale ante rivoluzione industriale. Verificare la dimensione delle sezioni delle aste, la distanza dei travetti, la consistenza dei tavolati, è stato piuttosto complesso, ogni dettaglio, ogni asta, essendo state modellata a colpi d'ascia e concepita per ragioni strutturali e non estetiche ha molte irregolarità a cui si sono sommate nei secoli le deformazioni fisiologiche del legno, le fessurazioni e gli interventi di riparazioni effettuate dall'uomo.

Un’ulteriore strumento di indagine è stato lo studio del modello lineare 3D delle incavallature ottenuto attraverso l’estrazione degli assi di mezzeria delle aste, anch’esso messomi a disposizione Dipartimento di Architettura e Design del Politecnico di Torino

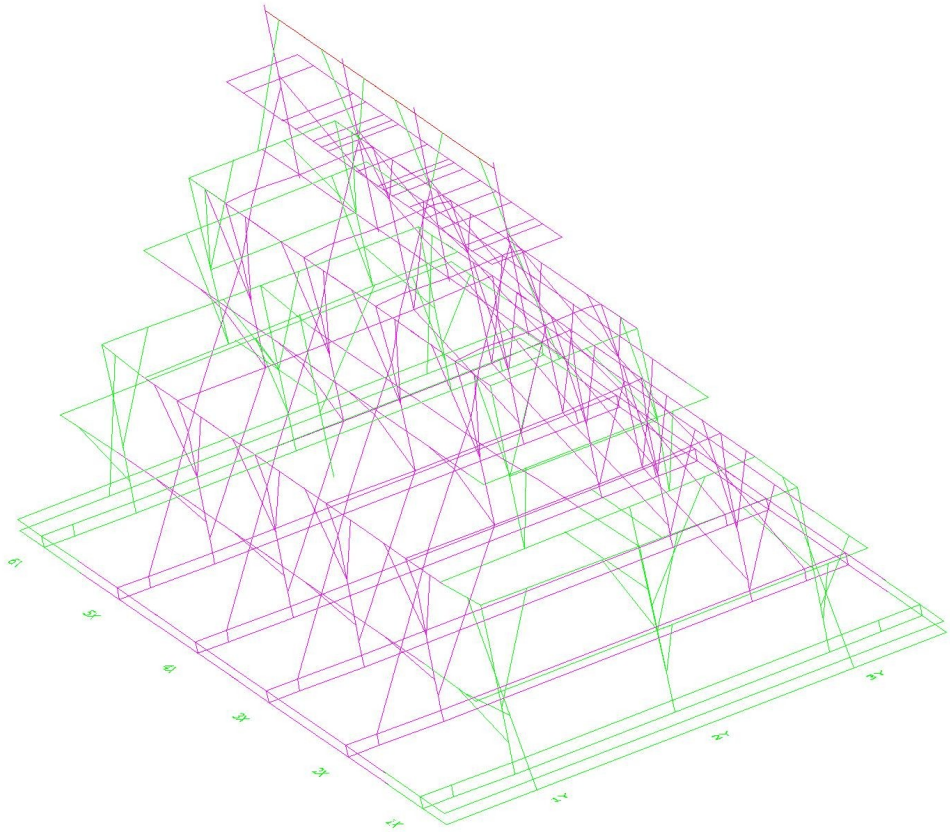
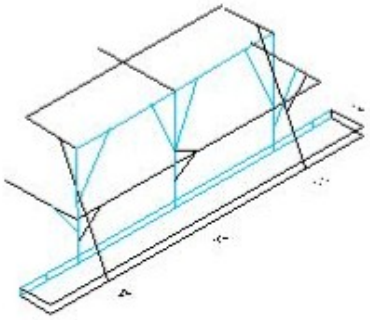
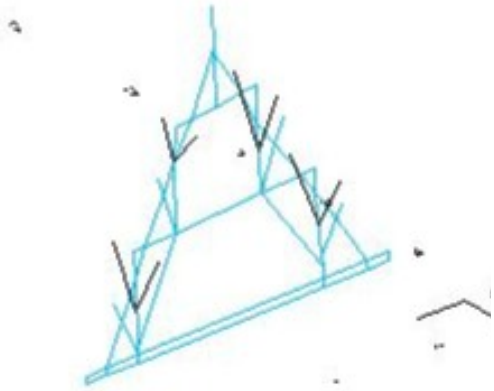
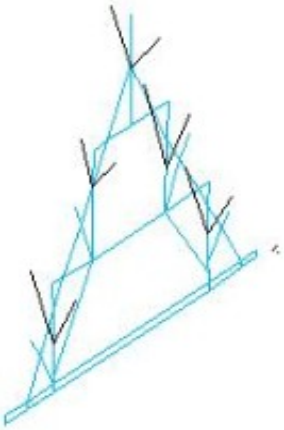
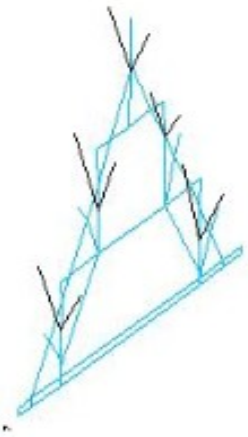
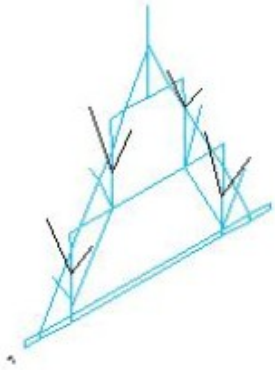
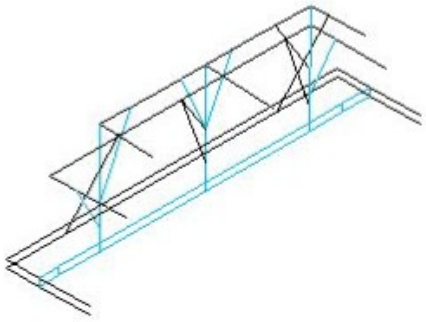


Figura 4,10 Modello lineare 3D delle incavallature numerate secondo gli assi X ed Y ottenuta dalla elaborazione delle nuvole di punti

Isolando le singole incavallature secondo un sistema di assi cartesiani X ed Y ho potuto osservare come seppur la copertura nel suo complesso risulti rettilinea e simmetrica, all’interno delle singole incavallature sono presenti asimmetrie probabilmente già presenti in epoca di costruzione, punti in cui le aste sono deformate dall’effetto viscoso dato dalla permanenza del carico e deformazioni fisiologiche delle stesse (ritiri e fessurazioni).

	
Incavallatura 1X	Incavallatura 2X
	
Incavallatura 3X	Incavallatura 4X
	
Incavallatura 5X	Incavallatura 6X

4.3. Classificazione degli elementi e determinazione dei valori delle tensioni massime e dei moduli di elasticità da inserire nel modello matematico FEM

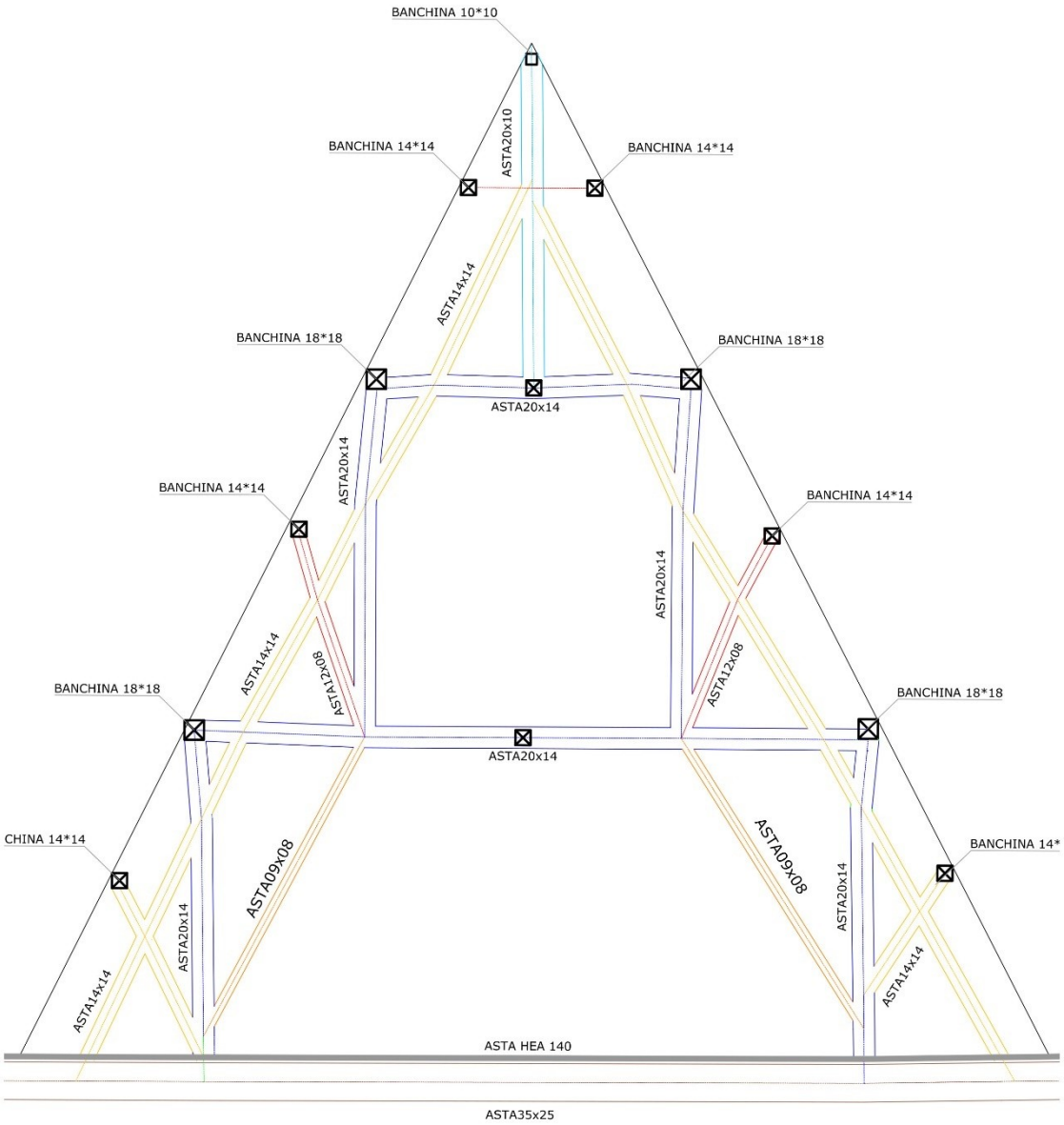


Figura 4.11 Rappresentazione grafica dell'incavallatura con sezione delle aste

Isolando dal modello lineare l'incavallatura 4x (vedasi paragrafo 5.7) del sistema cartesiano imposto dall'operatore, ho assegnato alle linee di mezzeria della aste, le sezioni

estratte attraverso l'interrogazione delle nuvole di punti e delle successive elaborazioni (mesh e file .dxf delle sezioni delle mesh).

Si sono così ottenuti i valori geometrici da inserire nel modello matematico.

Diversamente i valori relativi alle caratteristiche meccaniche degli elementi, invece, sono stati desunti (come già esplicitato al paragrafo 5.5) dalle norme **UNI 11119:200** ed **UNI 1103502-2010** elaborando le tabella riepilogativa di seguito indicata.

Elemento	Colore elemento	B (m)	H (m)	materiale	modulo di elasticità flessionale (N/m2)	modulo di elasticità tangenziale (N/m2)	massa volumica kg/m3
asta	giallo	0,14	0,14	larice	14500000000	1000000000	610
asta	rossa	0,12	0,08	larice	14500000000	1000000000	610
asta	blue	0,14	0,2	larice	14500000000	1000000000	610
asta	arancione	0,09	0,08	larice	14500000000	1000000000	610
asta	ciano	0,2	0,1	larice	14500000000	1000000000	610
asta	marrone	0,35	0,25	larice	14500000000	1000000000	610
banchina	nero	0,14	0,14	larice	14500000000	1000000000	610
banchina	nero	0,18	0,18	larice	14500000000	1000000000	610
Tavolato	Non rappresentato	var	var	abete rosso	10500000000	660000000	450

Figura 4.12 Incavallatura restituita

Capitolo 5:

Analisi strutturale attraverso il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) software NOLIAN – Premesse metodologiche

5.1. Breve introduzione sui criteri normativi italiani sulla verifica strutturale del patrimonio storico esistente.

Le verifiche strutturali degli edifici costruiti sul territorio Italiano in legno oggi hanno come quadro normativo di riferimento tre importanti strumenti legislativi:

- NTC 2018 – Decreto 17 gennaio 2018 emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" Cap.4.4, Cap.7.7, Cap.11.7
- circolare NTC Gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni"
- Istruzioni CNR DT 206/2007 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno"

Al CAP. 12 delle NTC 2018 si rilevano indicazione precise relativamente a :

"Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;

- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;

- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;

- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;

- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;

- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Pertanto, visto il caso studio delle Incavallature della Torre Nord del castello del Valentino, struttura storica in legno bene culturale riconosciuto dall 'UNESCO, caratterizzata da tecniche costruttive e difficilmente riscontrabili negli edifici in legno realizzati ex novo, si è ritenuto opportuno integrate la NTC 2018 con il seguente ulteriore corpo normativo come già argomentato nel capitolo 5 della presente tesi:

- UNI 11118:2004 Beni culturali - Manufatti lignei - Criteri per l'identificazione delle specie legnose
- UNI 11119:2004 Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera

A completamento

- UNI 11035-1 2010 Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica
- UNI 11035-2 2010 Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica

L'art. 8.2 Criteri generali delle NTC precisa che:
La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:
– essa riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
– in essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione;
– essa può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
– le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.
Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:
– la geometria e i particolari costruttivi;
– le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni;
–i carichi permanenti.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso di coefficienti legati ai "fattori di confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza (v. §8.5.4) delle caratteristiche sopra elencate.

5.2. Cenni sui modelli matematici già utilizzati per l'analisi strutturale in occasione dell'intervento di consolidamento degli anni '90

Le coperture a padiglione delle torri del Castello del Valentino furono, come già detto, oggetto di una significativa campagna di restauri negli anni '60 del '900 in occasione dei festeggiamenti per i primi cento anni dell'Unità d'Italia.

In quell'occasione, dallo studio degli atti dei restauri effettuati, si può comprendere come si agì in maniera innovativa per il tempo, venne infatti riconosciuta l'importanza storica del manufatto ligneo seicentesco; le incavallature non vennero sostituite ma solo parzialmente riparate (attraverso la sostituzione di alcune travi-catena con elementi nuovi ma della medesima specie legnosa), tuttavia le stesse attenzioni non poterono essere riservate, al tavolato di falda, a buona parte dei listelli ed al manto di copertura che vennero completamente sostituiti.

Proprio per effetto della sostituzione del manto di copertura con ardesia ligure notoriamente non geliva e pertanto non idonea a mantenere la sua integrità a fronte dei cicli di gelo e disgelo a cui vennero sottoposte le coperture durante gli inverni piemontesi, avvenne che, verso la fine degli anni ottanta (vent'anni dopo gli interventi di restauro), le torri anteriori risultarono fortemente danneggiate.

La rottura delle tegole lapidee provocò la formazione di infiltrazioni meteoriche che generarono importanti fenomeni di degrado i cui effetti si estesero anche alle incavallature lignee della struttura portante.

Sempre in quegli anni, 1976 per esattezza, vennero smantellate le incavallature seicentesche del tetto della parte aulica [20].

Alla luce dei fatti di cui sopra si rese necessaria una nuova campagna di interventi di restauro che si attuò verso la fine degli anni '80.

Un gruppo di studiosi, che da anni si occupava di indagini storiche, tecnologiche e strutturali sulle carpenterie lignee storiche (nei quali era presente la prof.ssa Bertolini), avanzarono una proposta progettuale innovativa attraverso l'uso di tecnologie di intervento di tipo tradizionale, in accordo con l'esigenza di mantenere le caratteristiche tecnologiche

20 C. BERTOLINI CESTARI, *Problemi di recupero: metodi di indagine, tecnologie di intervento*, L'EDILIZIA "Speciale Strutture di Legno", 1992, Vol. n. 12, dicembre 1992

costruttive del manufatto originario.

La proposta nasceva dalle riflessioni, elaborate soprattutto in ambito universitario, sulle soluzioni proposte dalle carte del restauro, le quali suggerivano interventi di tipo tradizionale, come ad esempio il sostituire le parti in legno ammalorate con parti nuove ugualmente in legno e non incoraggiare interventi con materiali appartenenti a moderne tecnologie (vedi armature in vetroresina, protesi in conglomerato epossidico ecc.).

Venne così operato un recupero basato sulla logica "comportamentistica" della carpenteria in opera; la fase istruttoria si compose di un rilievo, una indagine dendrocronologica, di uno studio diagnostico, della compilazione di carte tematiche ed infine di una indagine strutturale attraverso la formulazione diversi modelli matematici interpretativi della struttura.[21]

L'iniziativa fu assunta dall'amministrazione del Politecnico di Torino con la partecipazione di Enti esterni; dalle prime analisi strutturali fu subito evidente la difficoltà nello scegliere un modello matematico idoneo.

La prof.ssa C. Bertolini in articolo del 1988 a proposito delle incavallature scriveva: *".. per le incavallature lignee dei tetti di copertura delle costruzioni monumentali, la qualifica di "strutture reticolari", nell'eccezione comunemente usata nella Scienza delle Costruzioni, spesso risulta inesatta od approssimativa.*

Si tratta sempre in effetti di complessi di aste difficilmente aderenti a schemi di esatta definizione statica, ricchi di situazioni geometriche atte a conferire una certa rigidezza a taluni nodi. Pertanto questi sistemi si caratterizzano per una situazione di ibridismo statico". Si comprende così, come già in quegli anni, si fosse compresa l'importanza dello studio della rigidezza dei nodi della struttura e successivamente, la difficoltà nel definire la stessa esclusivamente come a cerniere ai nodi o come intelaiata a nodi rigidi o semi rigidi.

Una volta eseguito il rilievo si cominciò ad analizzare il comportamento resistente della struttura con un approccio per fasi a difficoltà crescente generando i seguenti modelli via via più complessi :

- Modello di una incavallatura ridotta la piano nelle due ipotesi:
  - Capriata integra
  - Capriata parzialmente degradata
- Modello spaziale mediante in software *"Space due"*

21 C. BERTOLINI CESTARI, *Ibidem*

Molte considerazioni vennero fatte anche in merito ai vincoli soprattutto sull'imperfezione dell'incastro fra muratura e catena dovuti al decadimento dei materiali (legno e muratura)[22]

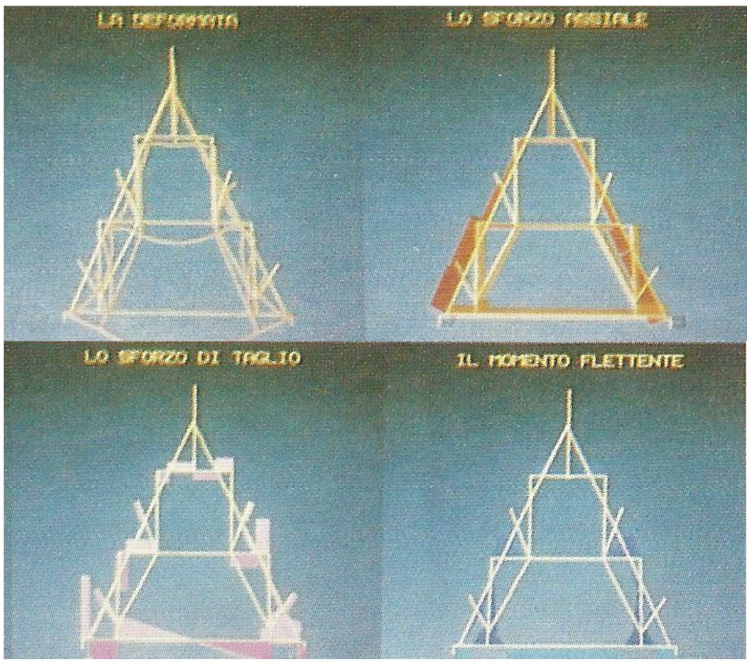


Figura 5.1 Immagini dei diagrammi di sollecitazione del modello di calcolo ridotto al piano degradato

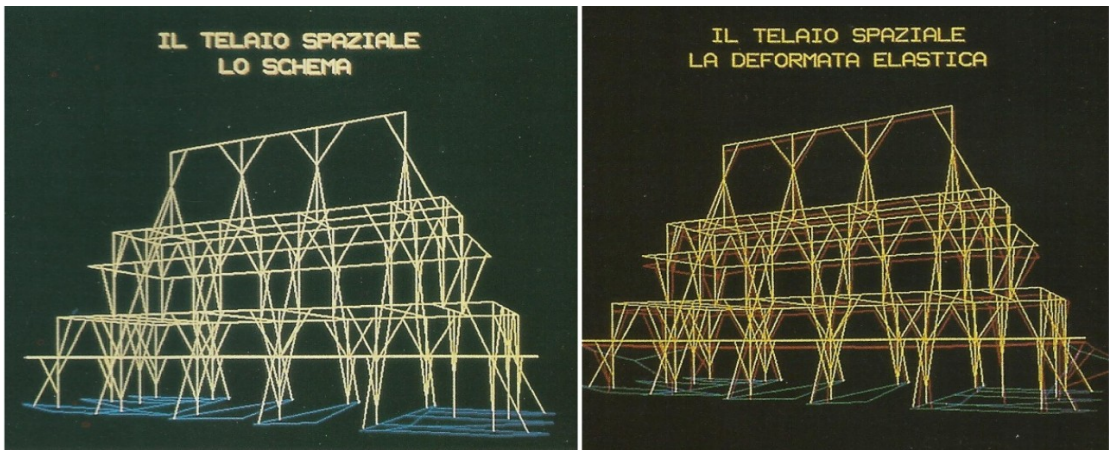


Figura 5.2 Immagini dei diagrammi di sollecitazione del modello di calcolo a telaio spaziale

I risultati tuttavia confermavano come i modelli matematici applicati ad edifici storici potessero non essere lo strumento unico e sufficiente a spiegare il comportamento complessivo della struttura reale, ma che contestualmente fossero un elemento essenziale per catalogare ed interpretare gli elementi raccolti dall'osservazione della realtà.

Un ultimo modello elaborato e alla luce del quale fu anche condizionato l'intervento di

22 G. Guarniero, C. Roggero, A. M. Zorgno, C. Bertolini Cestari, *Le incavallature di una torre del Castello del Valentino: Indagini preliminari al progetto; Notizie storiche; Stato di degrado della carpenteria e del manto di copertura, Ipotesi di Intervento; Analisi strutturale, I modelli di comportamento strutturale delle incavallature lignee* ,1988

restauro degli anni'90, fu il così detto modello " a guscio resistente" il quale prevedeva l'ipotesi che il "pacchetto" costituito dal tavolato di copertura, banchine e travetti di collegamento solidali alle incavallature generassero un sistema collaborante capace di offrire una maggiore resistenza ai carichi verticali ed orizzontali[23].

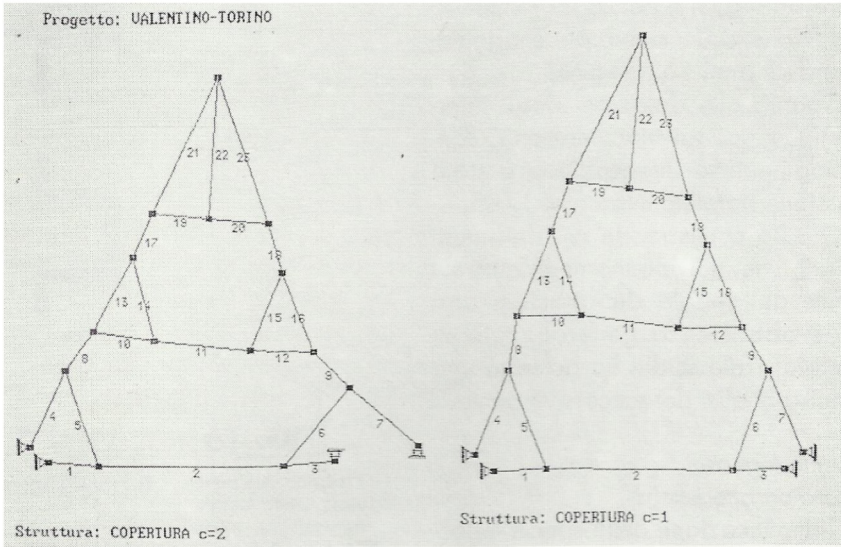


Figura 5.3 Immagini del modello "a guscio resistente"

Si riporta nella pagina successiva una tabella che riassume i dati ottenuti dall'analisi dei tre modelli.

Figura 5.4 Immagini del collegamento fra tavolato e banchine

23 C. BERTOLINI CESTARI, *Problemi di recupero Ibidem.*

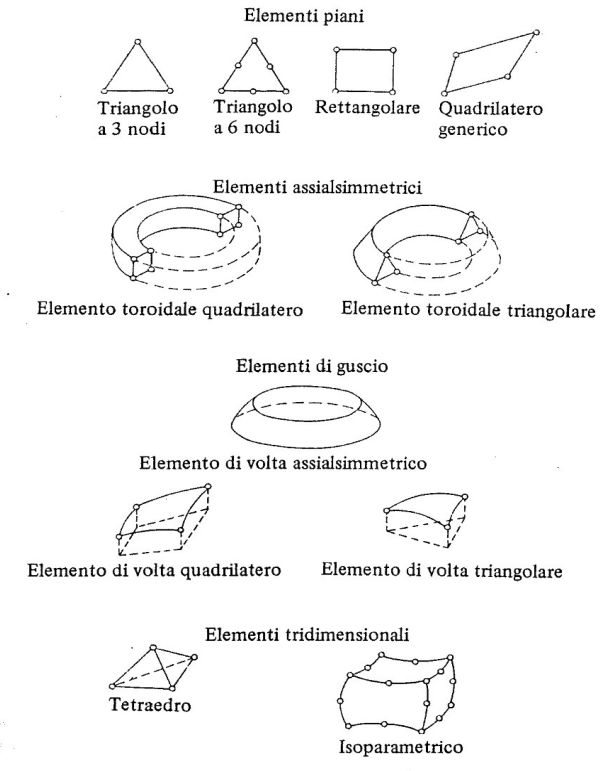
Tipologia Modello	Telaio Piano Integro	Telaio Spaziale Degradato	Telaio Spaziale integro	Telaio Piano Integro effetto guscio
Dati Principali				
Modello	Telaio piano dell'incavallatura più sollecitata	Telaio piano dell'incavallatura più sollecitata	Telaio spaziale integro a nodi incernierati o bloccati	Elementi secondari di falda (tavolati, travetti e banchine) presenti nell'interasse tra le due capriate principali compattate sul telaio piano dell'incavallatura più sollecitata
Software utilizzato			Space Due	
Cartteristiche del Legno	omogenee -valori medi della qualità del legno impiegato pino e larice	omogenee -valori medi della qualità del legno impiegato pino e larice	omogenee -valori medi della qualità del legno impiegato pino e larice	non specificate
Sezioni delle aste	Effettive secondo quanto riscontrato nel rilievo	sezione variabile – efficace nelle zone degradate sino a valori pari a zero	13 sezioni con aree ed inerzie differenti	sono state considerate solo le aste considerate utili ai fini del comportamento globale dei piani di falda
Carichi				
Verticali	Peso Proprio e carico permanente	Peso Proprio e carico permanente	Peso Proprio e carico permanente	Peso Proprio e carico permanente
Orizzontali	Vento ipotizzato come uniformemente distribuito dalle lastre di ardesia	Vento ipotizzato come uniformemente distribuito dalle lastre di ardesia	Peso proprio più carico permanente più Vento trasversale e longitudinale	Vento ipotizzato come uniformemente distribuito dalle lastre di ardesia
Vincoli nodi aste				
N. Aste	54 con sezione costante	54 con sezione costante	500 con sezione costante, nodi bloccati alle due estremità	23 con sezione costante
N. Nodi	41 nodi con gradi di libertà che variano da 0 a 6 da caso a caso a maggioranza rigidi	41 nodi con gradi di libertà che variano da 0 a 6 da caso a caso a maggioranza rigidi	1040	14 nodi con gradi di libertà che variano da 0 a 6 da caso a caso a maggioranza rigidi
N. Vincoli esterni	2 Incastri cedevoli elasticamente (rotazione sull'asse della trave)	2 Incastri cedevoli elasticamente (rotazione sull'asse della trave)	nd nodo iniziale bloccato e finale a cerniera sferica	4 Incastri cedevoli elasticamente (rotazione sull'asse della trave)
Modello strutturale Resistente				
Tipologia Modello	Piano si considera solo l'incavallatura più sollecitata	Piano si considera solo l'incavallatura più sollecitata	Spaziale di tutta la struttura di copertura	Piano
Note	Membranature longitudinali resistenti (banchine e telai longitudinali) non considerate	Membranature longitudinali resistenti (banchine e telai longitudinali) non considerate	Membranature longitudinali resistenti (banchine e telai longitudinali) considerate nel modello	Membranature longitudinali resistenti (banchine e telai longitudinali) non considerate
Modulo Elastico	80000 N/mq	80000 N/mq	Non dichiarato	Non dichiarato
Risultati				
Tensione max Trazione e compressione	**200 daN/cmq**	**266 daN/cmq**	**220 daN/cmq**	**83 daN/cmq**
Equazioni risolventi	117	117	1818	Non dichiarato
freccia massima teorica	2 cm.	Non dichiarato		Non dichiarato
freccia massima reale	10 cm.	Non dichiarato		Non dichiarato
Note conclusive		Modello utile per la schematizzazione delle situazioni transitorie	Bisognerebbe fare approfondimenti con l'analisi di secondo ordine	

5.3. I metodi di calcolo F.E.M. ed il software Nolian all in one

Il Metodi degli elementi finiti sono stati oggetto di una vasta attività di ricerca nella seconda metà degli anni '60 dello scorso secolo, gli autori C.A. Brebbia e J.J. Connor ne danno la seguente definizione *"I metodi degli elementi finiti sono tecniche atte ad approssimare le equazioni differenziali che governano un sistema continuo con un sistema di equazioni algebriche in un numero finito di incognite"*.

Il successo di questi metodi risiede nella facilità con cui essi possano essere tradotti in programmi di calcolo, non a caso la loro diffusione è strettamente connessa con lo sviluppo e l'evoluzione dei calcolatori elettronici.

La discretizzazione del continuo è il primo passo dell'analisi; pertanto, in prima battuta, viene suddiviso il dominio in sottodomini, detti *elementi finiti*, successivamente vengono scelti dei punti significativi, *i nodi* localizzati sul confine tra elementi contigui o nell'interno degli elementi.



Le misure degli spostamenti o gli sforzi nei nodi sono poi assunti come variabili incognite; queste ultime, in un punto generico di un elemento, sono espresse in termini di variabili nodali mediante funzioni d'interpolazione.

Infine le equazioni algebriche risolventi sono generate mediante l'impiego di un principio variazionale[24].

In sostanza il Metodo agli Elementi finiti, si realizza nel non considerare la funzione continua degli spostamenti, ma di addurre nell'analisi, come incognite del sistema, esclusivamente gli spostamenti di un numero discreto di punti detti nodi. Al tempo stesso il metodo diventa un metodo di interpolazione, nel senso che, una volta determinati gli spostamenti essi vengono connessi con funzioni sufficientemente regolari.

In sostanza il problema si riduce nella *determinazione della configurazione di equilibrio,* per successiva interpolazione si ottiene il *campo degli spostamenti,* per derivazione si ottiene il *campo deformativo* e quindi il *campo delle sollecitazioni esterne.* Successivamente mediante le equazioni costitutive si ottiene il *campo tensionale* e quindi le *caratteristiche statiche.*[25]

Il software Nolian è un programma che consente di effettuare l'analisi elastica di strutture tridimensionali tramite il metodo agli elementi finiti.

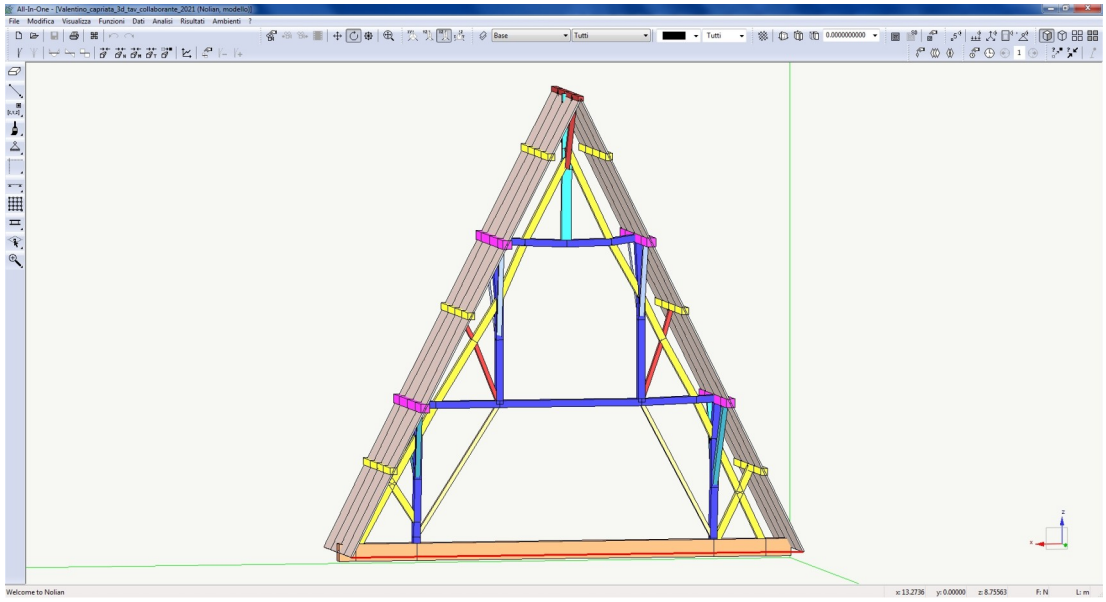


Figura 5.5 Modello FEM Nolian dell'incavallatura del Castello del Valentino

Tra le sue potenzialità vi è altresì la capacità di effettuare analisi elastiche lineari statiche e

24 C.A. Brebbia, J.J., *Fondamenti del metodo degli elementi finiti*, CLUP, Milano, 1978
25 A. Carpinteri, Scienza delle Costruzioni vol.2, Pitagora Editrice, Bologna, 1992

dinamiche ed analisi non lineari per non linearità dei materiali o per geometria, anche nel dominio del tempo.
Aspetto più importante per lo studio della presente tesi è il fatto che il programma abbia permesso di definire la geometrie di mesh di elementi finiti anche per le strutture storiche delle incavallature del Castello del Valentino e di usare tale modello per assegnare i dati e leggere i risultati.

Sempre grazie al software Nolian è stato possibile ricreare, in ambiente virtuale un test di carico effettuato dell'Università di Mons su un modellino reale di tenone e mortasa.
Il suddetto studio è stato determinante per l'elaborazione del terzo modello di calcolo finalizzato alla modellazione del contributo degli effetti delle rigidezze dei nodi tradizionali sulla distribuzione complessiva delle sollecitazioni nella struttura analizzata.
In sostanza il software Nolian ha permesso di modellare agli elementi finiti le incavallature della copertura della torre del Castello del Valentino, integrando in un unico modello:

- l'importazione dei risultati del rilievo Laser geometrico del 2004 (importazione del file .dwg con le linee di mezzeria delle travi principali)
- i dati delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali desunti in applicazione del metodo a vista UNI 11119:2004
- le risultanze, dello studio sulle rigidezze effettuata su modello digitale tratto dalla sperimentazione del modello reale del giunto tenone mortasa proposto dal Faculty of engineering - Department of Structural Mechanics applicazione dell'università belga di Mons.

5.4. Analisi delle rigidezze dei giunti fra gli elementi delle incavallature

Figura 5.6 incavallature della copertura torre del Castello del Valentino

In incavallature storiche, come quelle costituenti la copertura della torre Nord del Castello del Valentino, sono realizzate con membrature estremamente snelle unite fra loro mediante incastri, che si elevano formando una struttura dell'altezza superiore ai 12 m..

La suddetta casistica per le motivazioni storiche già riportate nei paragrafi precedenti, risulta piuttosto singolare rispetto alle più diffuse capriate molto più massicce e dalle

geometrie meno articolate, presenti nel patrimonio edilizio tradizionale italiano ("tetti alla piemontese" ed "alla lombarda").

I software di calcolo, presenti sul mercato e sviluppati dalle ditte produttrici di semilavorati per la realizzazione di strutture portanti in legno, non risultano perfettamente idonei a garantire un'analisi strutturale che definisca, senza troppe semplificazioni, il reale comportamento della struttura.

Un'ulteriore problematica di difficile definizione è il comportamento strutturale delle incavallature sotto i carichi orizzontali come vento e sisma; i nodi costituiti da incastri sovrapposti legno-legno e "fissati" con biette, innescano comportamenti rototraslativi piuttosto singolari rispetto agli incastri realizzati con profili massicci collegati per mezzo di intagli e fissati con piastre chiodate tipiche delle carpenterie lignee ex novo.

Figura 5.7 particolare di alcuni nodi delle incavallature della copertura torre del Castello del Valentino

Studi diversi, a latere rispetto allo sviluppo dei modelli commerciali di calcolo per strutture in legno, che riguardino il comportamento di queste non più utilizzate tipologie strutturali, sono stati condotti, nel corso degli ultimi vent'anni da gruppi di ricerca di alcune Univeristà/Politecnici Italiani come quelli di Trento, Milano e Torino ed in altre università

extranazionali come quelle Portoghesi, Belghe, Francesi, Inglesi e di Taiwan.

In tutti i suddetti casi, gli studi nascevano, dalla necessità nata nell'ambito del restauro del patrimonio storico costruito, di interpretare antiche strutture di copertura realizzate con tecniche costruttive non più in uso, il più delle volte costituite da incavallature estremamente snelle collegate attraverso nodi di carpenteria tradizionale e caratterizzate spesso da molti gradi di iperstaticità.

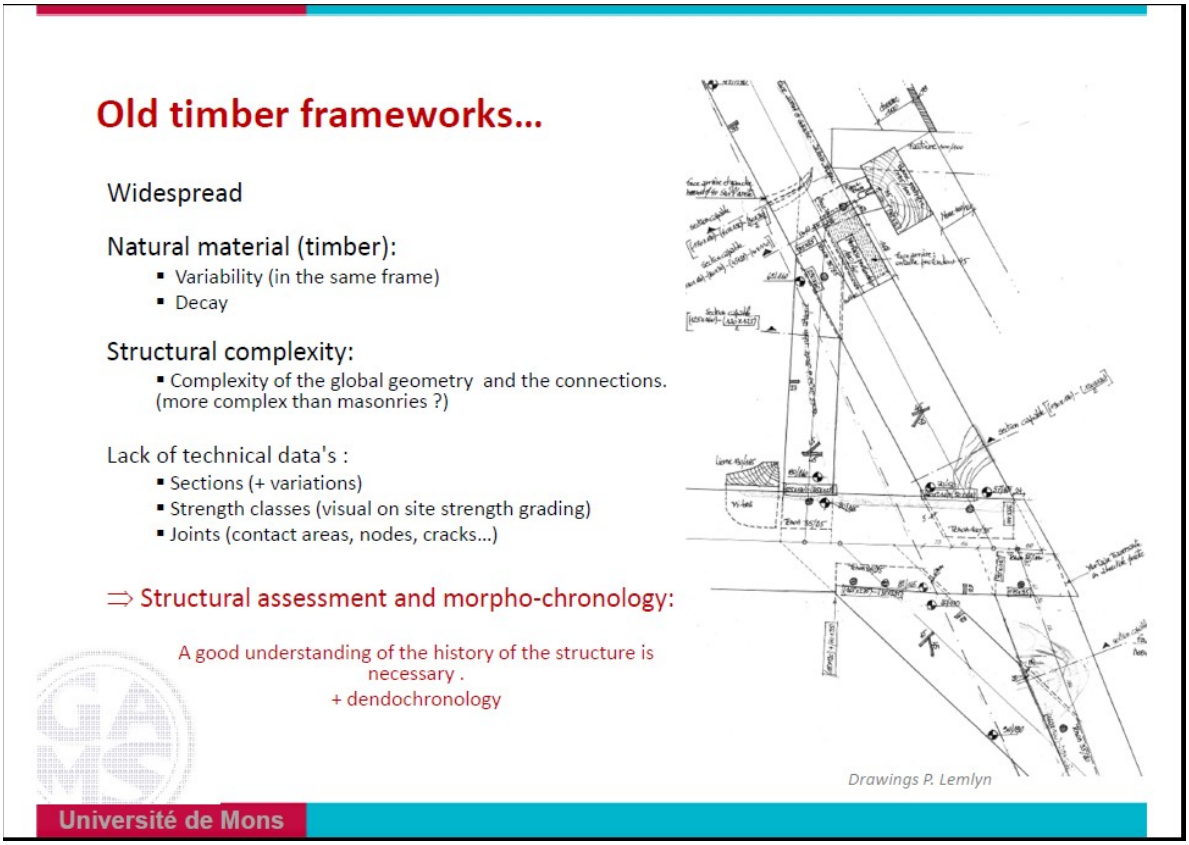


Figura 5.8 dispense Carpentery connections del prof Thierry Decamps dell'Univerisità di Mons

Dalla lettura degli articoli scientifici, dalle pubblicazioni e dagli atti dei convegni si comprende come la dicotomia di scelta fra un modello strutturale " telaio a nodi-incastro" ed un modello strutturale "struttura reticolare a nodi-cerniera", risulta in entrambi i casi non esaustivo o comunque troppo poco aderente al comportamento reale della struttura. La suddetta tematica la prof.ssa Bertolini lo definì *ibridismo statico*.[26]

Per meglio sintetizzare il comportamento della struttura in opera, le cui proprietà meccaniche di quel preciso tipo di nodi conferiscono all'intero sistema strutturale un

26 G. Guarniero, C. Roggero, A. M. Zorgno, C. Bertolini Cestari, *Ibidem*

comportamento semi-rigido, diventa centrale lo studio delle proprietà delle **Rigidezze** di questi ultimi**.**

A tal proposito, si porta ad esempio come nell'utilizzo di modelli di calcolo per strutture in acciaio in zona sismica, si considerino le connessioni come semirigide, riuscendo così a meglio rappresentare le capacità dissipative ed il comportamento isteretico che si generano nella struttura che reagisce nella sua interezza; un analogo comportamento, dalle pubblicazioni di cui sopra è possibile assumerlo per strutture snelle in legno.

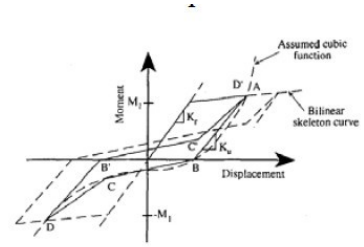
Nell'articolo *"Analisi sperimentale su collegamenti tradizionali e rinforzati nelle capriate lignee"*di Branco, Tomasi, Parisi, Piazza, edito nel 2007 dall'Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (ANIDIS) in occasione del "Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia" si cita testualmente: *"I giunti cosiddetti "di carpenteria" sono senza dubbio tra i più comuni utilizzati per il collegamento di elementi lignei nelle capriate storiche, presentandosi in differenti configurazioni che, comunque, si rifanno quasi sempre al tradizionale giunto a dente semplice.*
Sebbene tale tipo di nodo si presenti con una grande variabilità di geometria (angolo di intaglio, profondità di intaglio, lunghezza del tacco nell'elemento che presenta l'intaglio), il principio di funzionamento è sempre basato sulla trasmissione di forze per contatto diretto e sull'attrito all'interfaccia tra i due elementi collegati: si osserva che tale ultimo contributo è quasi sempre trascurato nella progettazione in situazione normale, ma diviene essenziale per una corretta valutazione del comportamento sismico della struttura. Eventuali elementi metallici e connettori presenti nel nodo non sono deputati alla trasmissione degli sforzi, almeno in situazioni di normale utilizzo, ma risultano di fondamentale importanza nel mantenere la funzionalità del nodo anche in presenza di sollecitazioni che possano indurre sconnessioni, come nel caso sismico."

Dei modelli isteretici storicamente già sviluppati per giunti in legno che tengano conto del suddetto contributo, gli autori citano i seguenti:

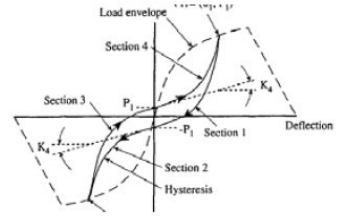
- **Kivell et. Al.** hanno derivato un modello isteretico per giunti chiodati a momento resistente.
- **Dolan** ha sviluppato un modello isteretico per descrivere il comportamento ciclico

di pareti di legno intelaiate con giunzioni chiodate tra il telaio ligneo e le pannellature.

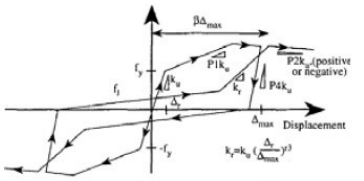
- **Stewart** ha sviluppato separatamente un ulteriore modello isteretico per descrivere il comportamento ciclico di pareti di legno intelaiate con giunzioni chiodate tra il telaio ligneo e le pannellature.
- **Ceccotti e Vignoli** hanno modellato il comportamento isteretico per connessioni semi-rigide resistenti a momento per giunti in legno con connettori metallici.



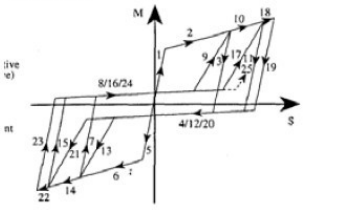
(a) Kivell et al.



(b) Dolan



(c) Stewart



(d) Ceccotti and Vignoli

Infine, gli autori dell'articolo addivengono alle seguenti conclusioni:

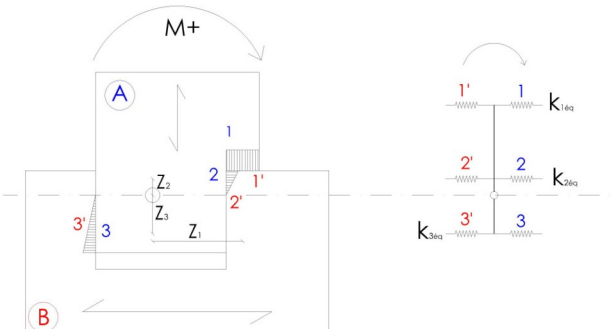
- Tutti questi modelli descrivono abbastanza bene il degrado della rigidezza, per carichi ripetuti.
- Seppur abbastanza differenti fra loro, in tutti si osserva una prima fase di deformazioni plastiche determinate principalmente dal fenomeno **rifollamento.**
- Per le deformazioni maggiori rispetto a quelle già avvenute nel giunto, tutti i modelli seguono la curva di inviluppo classica che descrive il comportamento monotono per carichi statici.

Pertanto è importante identificare il modello che simuli meglio il comportamento sotto carico, della tipologia di giunto in esame.

Le NTC del 2018 classificano contributi come quelli delle cedevolezza data dal rifollamento all'interno dei giunti nel contesto generale delle azioni sulle costruzioni, come *azioni indirette*.
Nella conclusione del suddetto articolo viene espressamente palesata la capacità dei giunti (rinforzati e non), in una fase iniziale del carico, di assorbire momento sia in caso di compressione che in caso si carico invertito, coerente con una situazione di **nodo semi-rigido.**

Un altro articolo del 2006, altrettanto interessante, redatto in occasione della *IX World Conference on timber Engineering* tenutosi a Portland, ma più di orientato allo studio delle metodologie di analisi per la quantificazione della rigidezza, viene prodotto da T. Descamps, J. Lambion, D. Laplume della Faculté Polytechnique de Mons, dal titolo *"Timber Structures: Rotational stiffness of carpentry joints"* nel quale viene analizzato il comportamento di un nodo tradizionale (incastro tenone e mortasa) localizzato nella carpenteria del coro della cattedrale di Notre-Dame di Tournai in Belgio. Lo studio viene condotto attraverso il confronto dei dati ottenuti attraverso la comparazione del calcolo della rigidezza rotazionale del nodo con metodo analitico (component method), numerico (3D finited elements models) e sperimentale (prova di carico in laboratorio).

- *Metodo Analitico:* utilizza algoritmi di calcolo già famigliari nel calcolo delle strutture in acciaio. Le ipotesi di base sono fondamentalmente due; che il fulcro rotazionale della connessione si localizzi nella bietta (spinotto realizzato in materiale più resistente) e che non ci sia contatto (e quindi non si generi attrito o spinta) fra il fondo della mortasa ed il tenone.



La rigidezza della zona compressa viene definita dalla seguente relazione:

$K_c = \frac{F_c}{\delta_c}$ La deformazione δ_c attraverso la soluzione di Lambert e Whitman's :

$\delta_c = \frac{F_c \, x \, 0{,}85}{E_\alpha \, x \sqrt{A}}$ dove F_c è lo sforzo di compressione, A l'area della superficie dove si localizza la compressione ed E_α il modulo di elasticità in funzione della venatura.

La **rigidezza** viene così espressa con la seguente relazione:

$$k_c = \frac{F_c}{\delta_c} = \frac{E_\alpha \times \sqrt{L \times a}}{0{,}85}$$

Successivamente è possibile ottenere la rigidezza complessiva di tutte le superfici in contatto:

$$k_{i\,éq} = \frac{1}{\sum_j \frac{1}{k_{i\,j}}}$$

Considerando il momento espresso nella seguente forma:

$$M = \sum_i F_i \times Z_i = \sum_i \left(k_i \times \delta_i\right) \times Z_i$$

lo spostamento con la seguente relazione:

$$\delta_i = Z_i \times \sin\varphi = Z_i \times \varphi$$

è possibile esprimere la rigidezza globale della del nodo di carpenteria con la seguente espressione:

$$M = k \times \varphi$$

$$\Rightarrow k = \frac{M}{\varphi} = \sum_i k_i \times Z_i^2 \qquad [N.m/\,mrad]$$

- *Metodo Numerico:* il secondo metodo si avvale di un modello agli elementi finiti composto da due parti; 89 molle non lineari disposte nella zona di contatto che lavoravano esclusivamente a compressione ed un nodo fisso resistente a taglio nel tenone in prossimità dello spinotto.La mortasa è stata considerata completamente bloccata per evitare fenomeni di rotazione durante il calcolo. La forza generatrice del momento flettente è stata applicata sulla sommità dell'elemento verticale. Ulteriori simulazioni sono state introdotte per valutare l'effetto di della variazione dei parametri come i diversi gradi di isotropia, la diversa durezza delle molle, la modifica posizione dello spinotto e la modifica dell'assetto delle superfici di contatto.

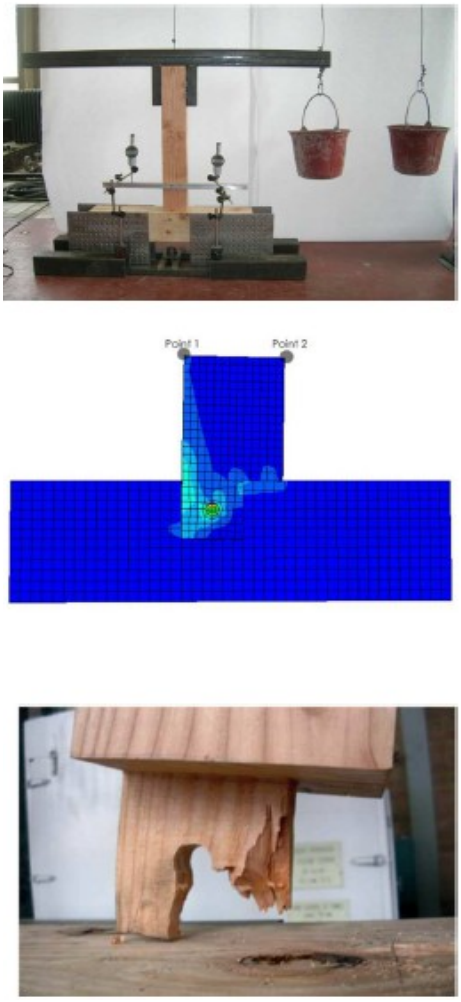


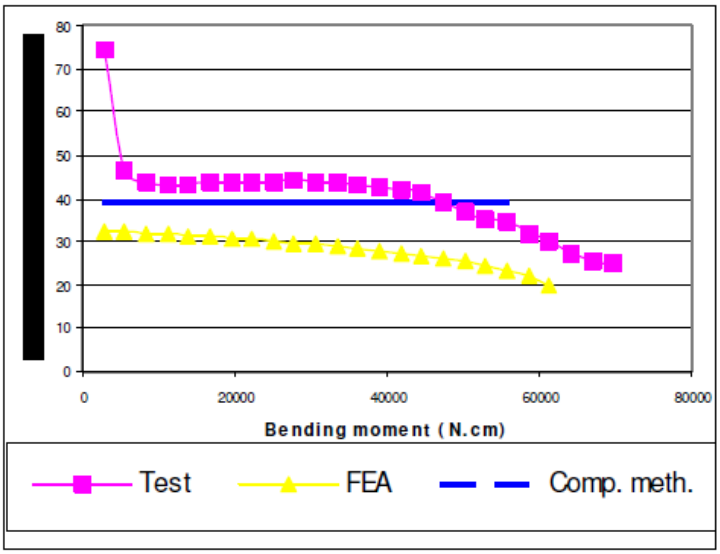
Figura 5,9 Confronto fra prova di carico, modello F.E.M. e rottura del provino della riproduzione del giunto tenone e mortasa dell'Univerisità di Mons

Si è così osservato che:

- *La definizione delle giuste proprietà ortotropiche del materiale sono fondamentali per un'analisi corretta;*
- *La rigidezza delle molle non influisce in maniera significativa sulla complessiva rigidezza del giunto*
- *Ragionare sui parametri delle superfici di contatto poteva essere l'occasione per introdurre delle considerazione sul parametro dell'attrito, ma sfortunatamente le suddette valutazioni averebbero richiesto maggiori capacità della CPU.*

- *Metodo Sperimentale:* è stata effettuata attraverso una prova di carico su una riproduzione del reale di incastro tenone-mortasa in duglas pinewood con bietta anch'essa in legno.
  La prova è stata effettuata fino ad ottenere il collasso del giunto che è avvenuto per eccesso di taglio nel tenone in prossimità della bietta.

I risultai delle tre "prove" sono poi stati comparati nel seguente grafico:



Le conclusioni sono state le seguenti:

- il metodo analitico fornisce buoni risultati, secondo la prova. Tuttavia, sarebbe molto interessante approfondire la teoria, che potrebbe fornire risultati rapidi e pratici
- è possibile simulare il contatto tra due corpi con semplici modelli numerici

mediante molle non lineari. I risultati così ottenuti sono accettabili

- il modello sperimentale è utile per considerare l'attrito e per quantificarne l'effetto sul risultato.

Alla luce di quanto sopra affermato, torna pertanto opportuno ed utile, provare ad affrontare la problematica strutturale attraverso un approccio simile a quanto contenuto nei criteri riportati nella *prEN 1993-1-8: Eurocodice 3: Design of steel structures- Part 1-8 Design of Joints*, il quale prevede la classificazione dei giunti in funzione della rigidezza rotazionale e della capacità portante flessionale della trave collegata, con la particolarità che, nei giunti tradizionali in legno, il comportamento è combinato con gli effetti di una forte componente di attrito meccanico.

Nuovamente J.M. Branco, T. Decamps, in un articolo edito nel 2015 per la rivista *Construction and Bulding Materials,* dal titolo *"Analysis and strenghthening of carpentery joints"*[27] sottolineano come quando si lavora su vecchie unioni di carpenteria, è sempre buona norma, quando possibile, guardare alle unioni come ad un **insieme di molle**. Questo modello permette di comprendere meglio comportamenti, deformazioni e ci premetterà di capire le zone in cui si concentreranno le maggiori tensioni.
In ultima battuta, gli autori dell'articolo sottolineano le difficoltà nel valutare correttamente il contributo dell'attrito nelle zone di contatto, il contributo negativo delle imperfezioni del legno e di tenere sempre presente come cambino le caratteristiche meccaniche in funzione della direzione della fibratura.

Tutte le suddette considerazioni dovranno essere integrate nelle considerazioni di base per la modellazione della struttura della torre Nord del Castello del Valentino all'interno del modello del software di calcolo.

27 J.M. Branco, T. Decamps, *Analysis and strenghthening of carpentery joints,* articolo in Construction and Bulding Materials, Elsevier, Amsterdam, 2015

5.5. Proposta di metodica per la definizione del contributo della rigidezza dei nodi di carpenteria tradizionali all'interno del modello F.E.M. Nolian.

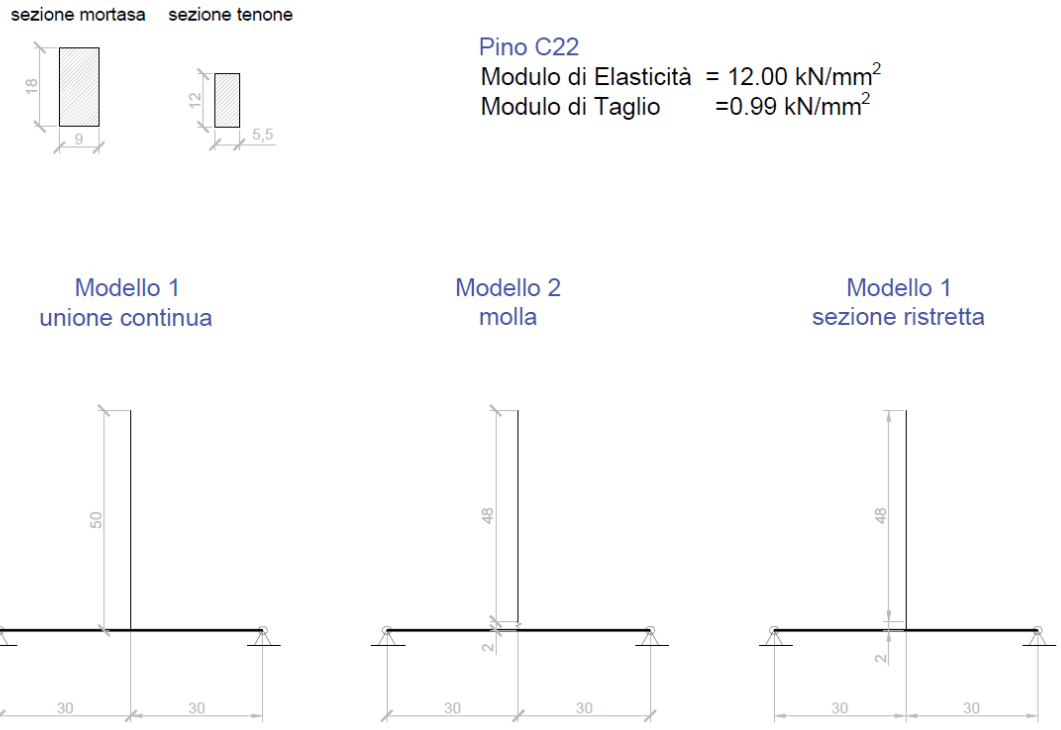
Figura 5,10 Stampa della cattedrale di Tournay di Harrewijn (1769)

Nell'articolo del 2006, già citato nel precedente paragrafo, redatto in occasione della *IX World Conference on timber Engineering* tenutosi a Portland, prodotto da T. Descamps, J. Lambion, D. Laplume della Faculté Polytechnique de Mons, dal titolo *"Timber Structures: Rotational stiffness of carpentry joints"* nel quale veniva analizzato il comportamento di un nodo tradizionale (incastro tenone e mortasa) localizzato nella carpenteria del coro della cattedrale di Notre-Dame di Tournai in Belgio, si faceva riferimento alla *prova Sperimentale* effettuata attraverso una prova di carico su una riproduzione reale del giunto incastro tenone-mortasa in legno di pino fissato con bietta .

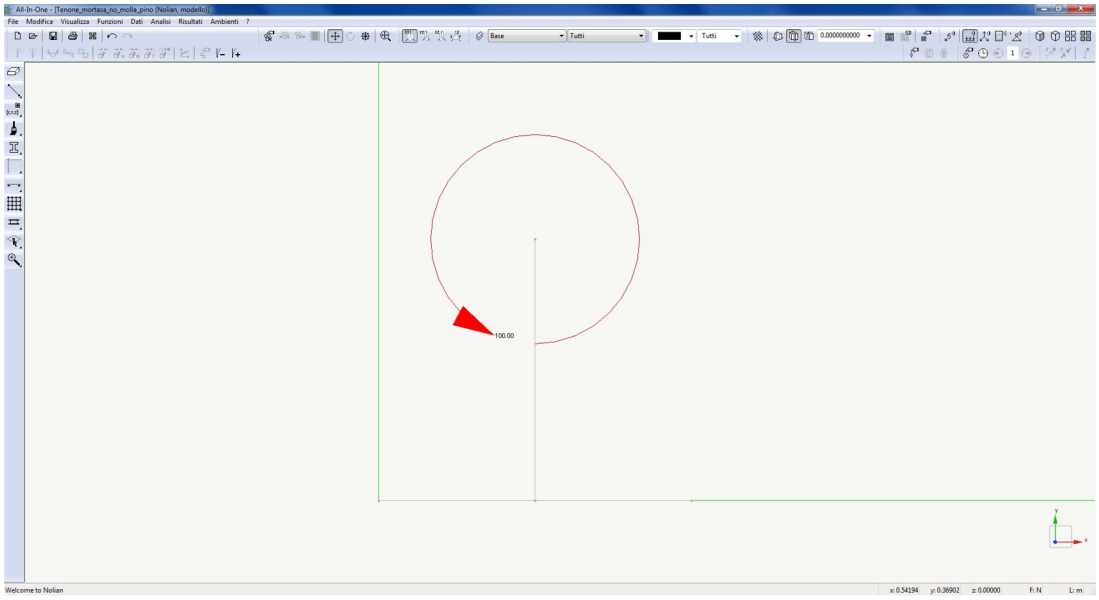
Figura 5,11 prova di carico su giunto tenone e mortasa dell'Univerisità di Mons

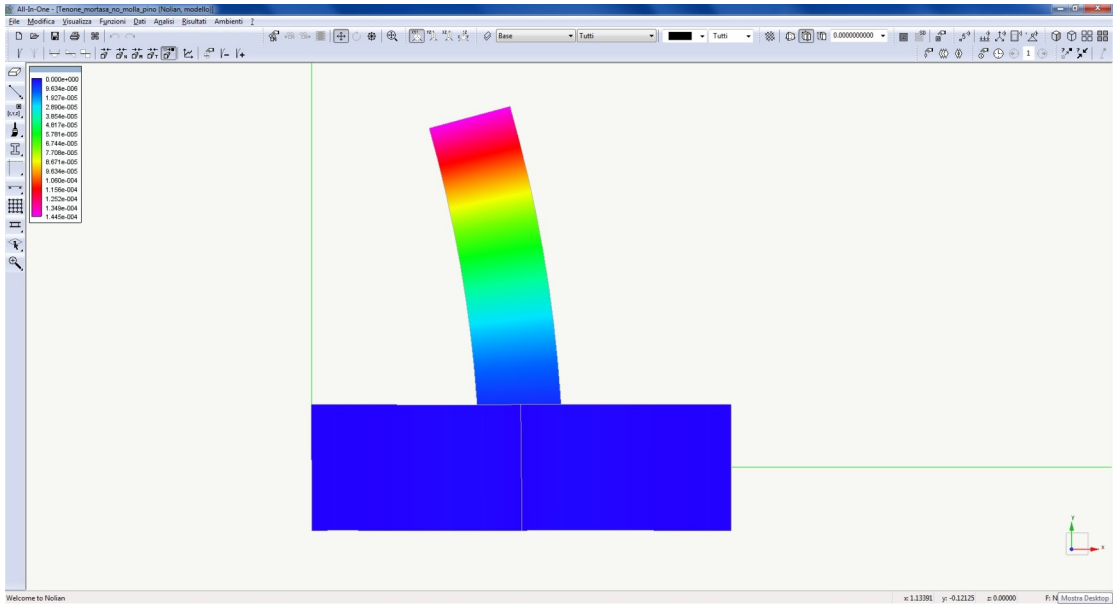
Dall'analisi sperimentale si otteneva un valore di rigidezza pari ad **43,6 Nm/mrad.**

Si è così provveduto a sviluppare 3 modelli F.E.M. in ambiente Nolian per per simulare il comportamento del giunto:



Il primo modello del tipo **unione continua**, è servito per definire la rigidezza totale dell'unione come se fosse con stata realizzata da due travi rettangolari rigidamente incastrate fra loro e caricate con una coppia sulla sommità del tenone pari a 100 Nm.





La rigidezza ottenuta è stata pari a 185,52 Nm/mrad

Successivamente si è passati al modello 2 dove nel punto di unione fra tenone e mortasa è stata posizionata una molla. Dopo una serie di prove si è potuto stabilire che la lunghezza ottimale per evitare fenomeni di "sbandamento" della molla legati al codice di calcolo del programma fosse pari 2 cm.

Con la suddetta lunghezza sono stai inseriti i valori di *rigidezza a "molla carica"*.

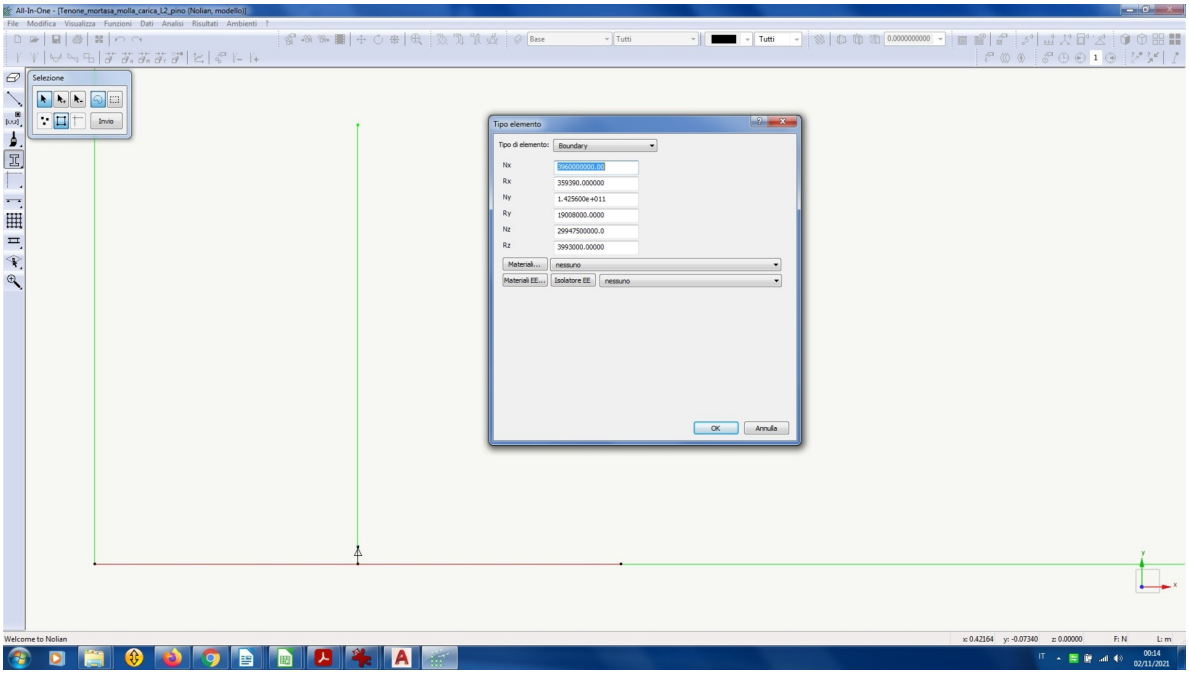
Per determinare i suddetti valori si è considerato che l'algoritmo di calcolo dei moderni software di calcolo F.E.M. fosse basato sui principi di calcolo automatico dei sistemi di travi a molti gradi di iperstaticità basato sul calcolo del *vettore delle razioni vincolari* ottenibile come prodotto della *Matrice di rigidezza* moltiplicato per *il vettore degli spostamenti* meno il *vettore delle forze equivalenti al carico esterno.*

I valori della rigidezza della molla modellata come elemento Boundary nel programma Nolian sono stai ottenuti utilizzando i coefficienti diagonali della matrice di rigidezza generica 12x12 per i telai spaziali nodi-incasto come da tabella sottostante.

Il valore di rigidezza ottenuto della *"molla carica"* lunga 2 cm è stato pari a 186,56 Nm/mrad

Successivamente si è provveduta a ridurre la rigidezza della molla inserendo valori Nx, Rx,Ny, Ry, Nz, Rz calcolati riducendo in modo percentuale le dimensioni della sezione del tratto di trave corrispondente all'elemento boundary e calcolandone la relativa rigidezza.

Con coefficienti Nx, Rx,Ny, Ry, Nz, Rz ottenuti con un sezione pari al 25% della sezione originaria, si è ottenuto un valore di rigidezza pari a 55,55 Nm/mrad valore molto vicino alla rigidezza del modello sperimentale.



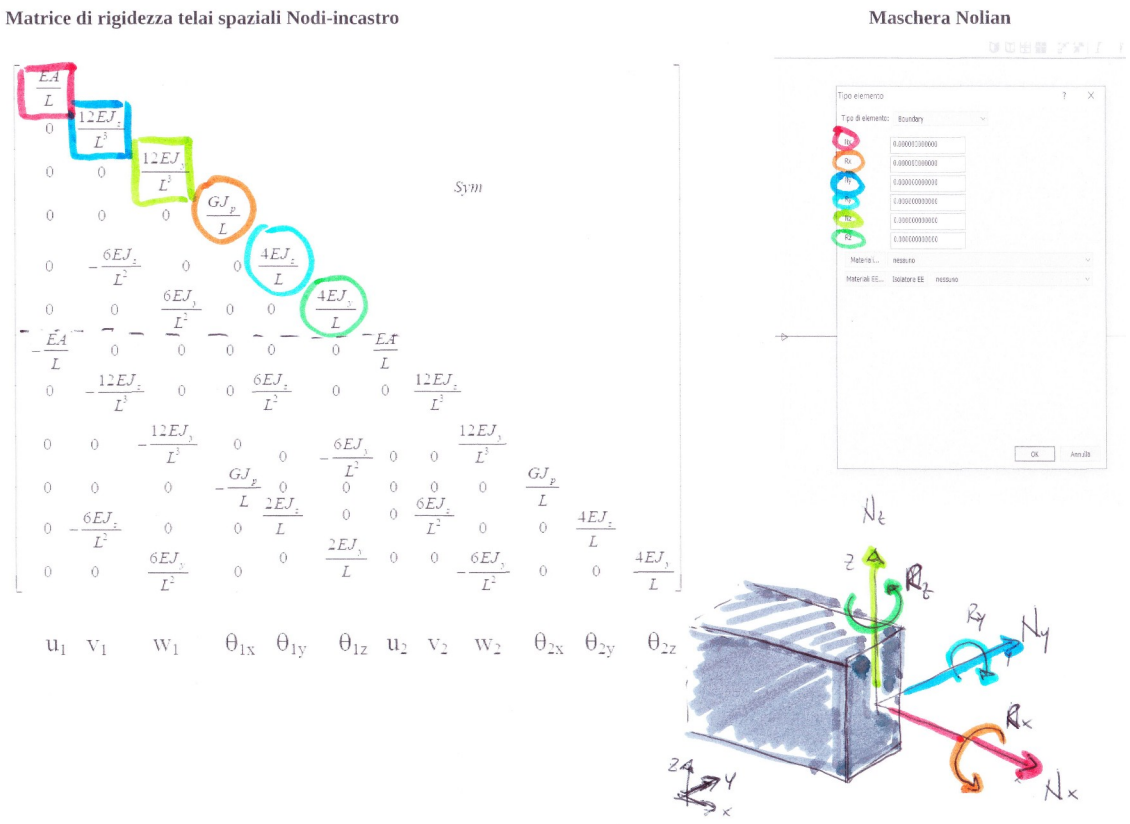
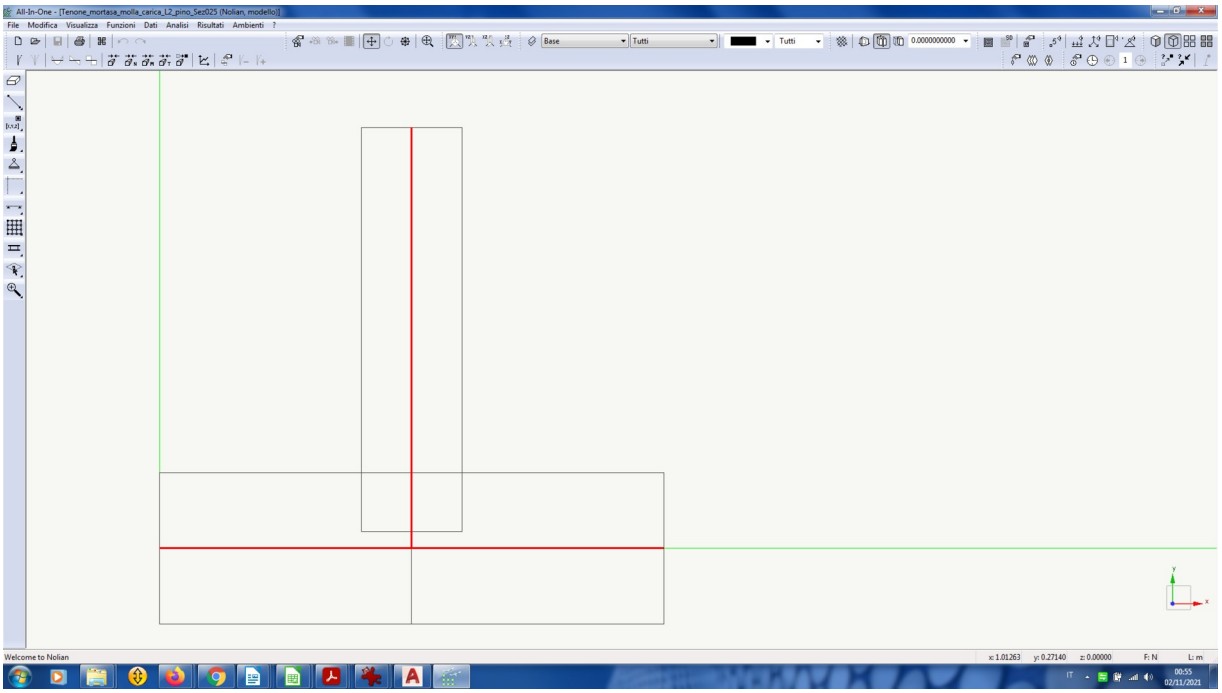


Fig. 5.12 Finestra di imput Nolian di un elmento Bounadry e schema esplicativo dei coefficienti di calcolo della matrice di rigidezza utilizzati per la compilazione del modello.



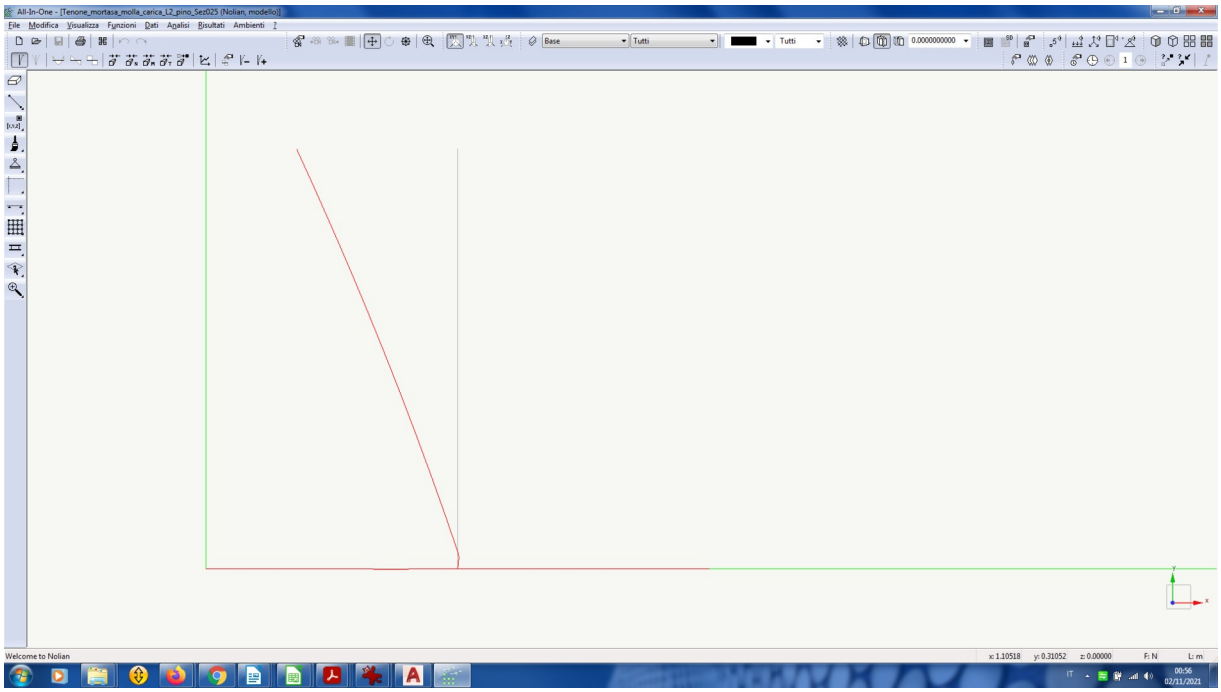


Fig. 5.13 Modello Nolian con coefficienti della molla ridotti al 25% (modello e deformata elastica)

Dati del sistema boundary (L0,02) pino C22 100%

Sez. 0,2*0,5 m.*0,1m. (BxHxL) B 0,055 H 0,12

E		12.000.000.000,00	N/m2
A		0,0066	m2
L		0,02	m
Iz	(b*h^3)/12	7,92E-06	m4
Iy	(h*b^3)/12	1,66375E-06	m4
Ip	Iz+Iy	9,58375E-06	m4
G		750.000.000,00	N/m2

Nx	3.960.000.000,00 N/m
Rx	359.390,63 Nm
Ny	142.560.000.000,00 N/m
Ry	19.008.000,00 Nm
Nz	29.947.500.000,00 N/m
Rz	3.993.000,00 Nm

Dati del sistema boundary (L0,02) pino 50%

Sez. 0,1*0,25 m.*0,1m. (BxHxL) B 0,028 H 0,06

E		12.000.000.000,00	N/m2
A		0,00165	m2
L		0,02	m
Iz	(b*h^3)/12	4,95E-07	m4
Iy	(h*b^3)/12	1,03984375E-07	m4
Ip	Iz+Iy	5,98984375E-07	m4
G		750.000.000,00	N/m2

Nx	990.000.000,00 N/m
Rx	22.461,91 Nm
Ny	8.910.000.000,00 N/m
Ry	1.188.000,00 Nm
Nz	1.871.718.750,00 N/m
Rz	249.562,50 Nm

Dati del sistema boundary (L0,02) pino 75%

Sez. 0,1*0,25 m.*0,1m. (BxHxL) B 0,041 H 0,09

E		12.000.000.000,00	N/m2
A		0,0037125	m2
L		0,02	m
Iz	(b*h^3)/12	2,5059375E-06	m4
Iy	(h*b^3)/12	5,26420898437 5E-07	m4
Ip	Iz+Iy	3,032358398437 5E-06	m4
G		750.000.000,00	N/m2

Nx	2.227.500.000,00 N/m
Rx	113.713,44 Nm
Ny	45.106.875.000,00 N/m
Ry	6.014.250,00 Nm
Nz	9.475.576.171,88 N/m
Rz	1.263.410,16 Nm

Dati del sistema boundary (L0,02) pino 25%

Sez. 0,1*0,25 m.*0,1m. (BxHxL) B 0,014 H 0,03

E		12.000.000.000,00	N/m2
A		0,0004125	m2
L		0,02	m
Iz	(b*h^3)/12	3,09375E-08	m4
Iy	(h*b^3)/12	6,4990234375E-09	m4
Ip	Iz+Iy	3,74365234375E-08	m4
G		750.000.000,00	N/m2

Nx	247.500.000,00 N/m
Rx	1.403,87 Nm
Ny	556.875.000,00 N/m
Ry	74.250,00 Nm
Nz	116.982.421,88 N/m
Rz	15.597,66 Nm

Test 1 L=0 no molla 0,175438596

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAZ rad			rigidezza (Nm/mrad)
1	100		0,000539	0,539		185,529

Test 2 L=0,05 molla carica

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000512624	0,512624		195,075

Test 3 L=0,10 molla carica

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000473	0,473		211,416

Test 4 L=0,03 molla carica

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000528	0,528		189,394

Test 5 L=0,02 molla carica ok

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000536	0,536		186,567

Test 7 L=0,02 molla sez ridotta 75%

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000547	0,547		182,815

Test 6 L=0,02 molla sez ridotta 50%

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,000615	0,615		162,602

Test 8 L=0,02 molla sez ridotta 25%

modello	Momento (Nm)	SPOST (m)	ROTAz	ROTA rad		rigidezza
1	100		0,0018	1,8		55,5556

Fig. 6.12 tabelle di calcolo dei coefficenti dell'elemento Boundary e calcolo rigidezze

Il modello 3 a sezioni ridotte, prevedeva esclusivamente la riduzione della sezione per un tratto di trave pari alla lunghezza della molla.

Valori di rigidezza dell'ordine del dato sperimentale (51,28 Nm/mrad) , si sono ottenuti per riduzioni della sezione pari al 35% della sezione iniziale.

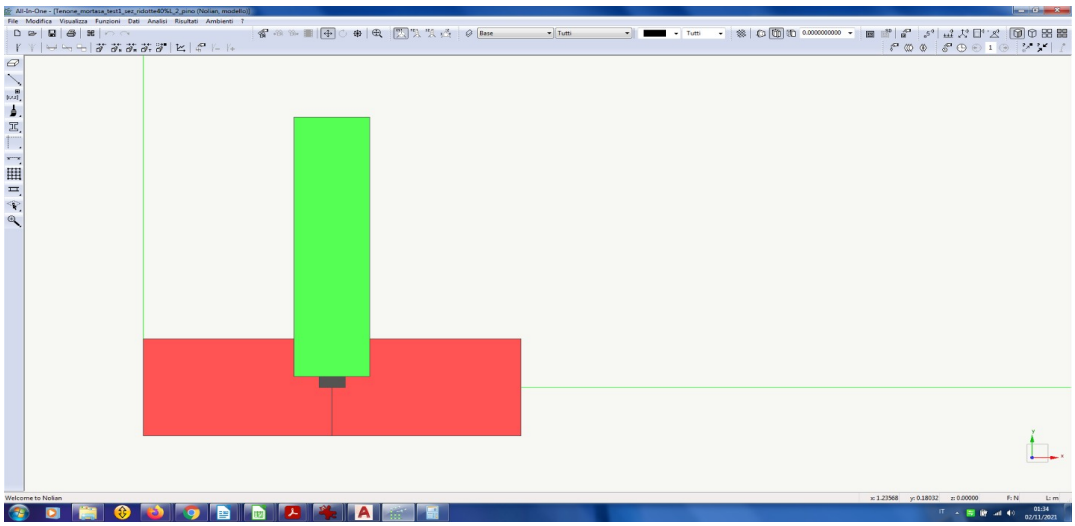


Fig. 5,14 Modello Nolian con sezioni ridotte al 35%

I valori ottenuti con il secondo ed il terzo modello, ci segnalano che la rigidezza complessiva del giunto tenone/mortasa fissato con biette si colloca fra 1\3 ed 1\4 della rigidezza del giunto continuo, dato coerente con l'effettiva riduzione di sezione che si applica alla sommità del tenone nella parte "maschile" del giunto maschio/femmina.

Alla luce dei dati di cui sopra, e tenendo anche conto del fatto che il giunto tenone-mortasa è un giunto tendenzialmente più rigido dei giunti legno-legno fissati con biette, si propone la seguente strategia, per considerare il contributo di rigidezza dei nodi nella ridistribuzione delle sollecitazioni di Momento, Taglio e Sforzo Normale nell'impostazione dei modelli di calcolo all'interno del Mollo F.E.M. elaborati con il software Nolian.

Ad ogni nodo, corrispondente ad un giunto tenone e mortasa, si propone di applicare un fattore di riduzione **V** della sezione (proporzionale in egual misura) per b e per h del tenone pari al 25% della sezione completa dell'asta, per un tratto di tenone della lunghezza pari alla distanza fra l'asse di mezzeria della mortasa ed il lembo superiore della mortasa stessa (mezza sezione).

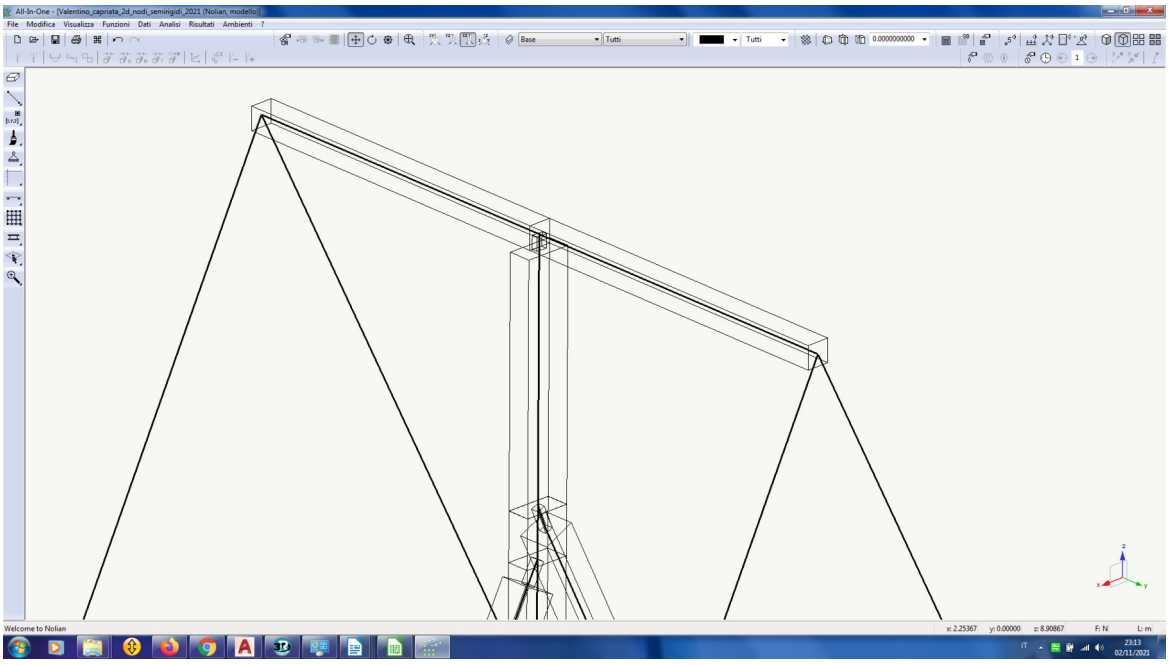


Fig. 5.15 Modello Nolian tenone e mortasa con sezioni ridotte al 25%

Per giunti del tipo legno/legno fissati con biette, si propone di trattarli con due tenoni e mortasa contrapposti.

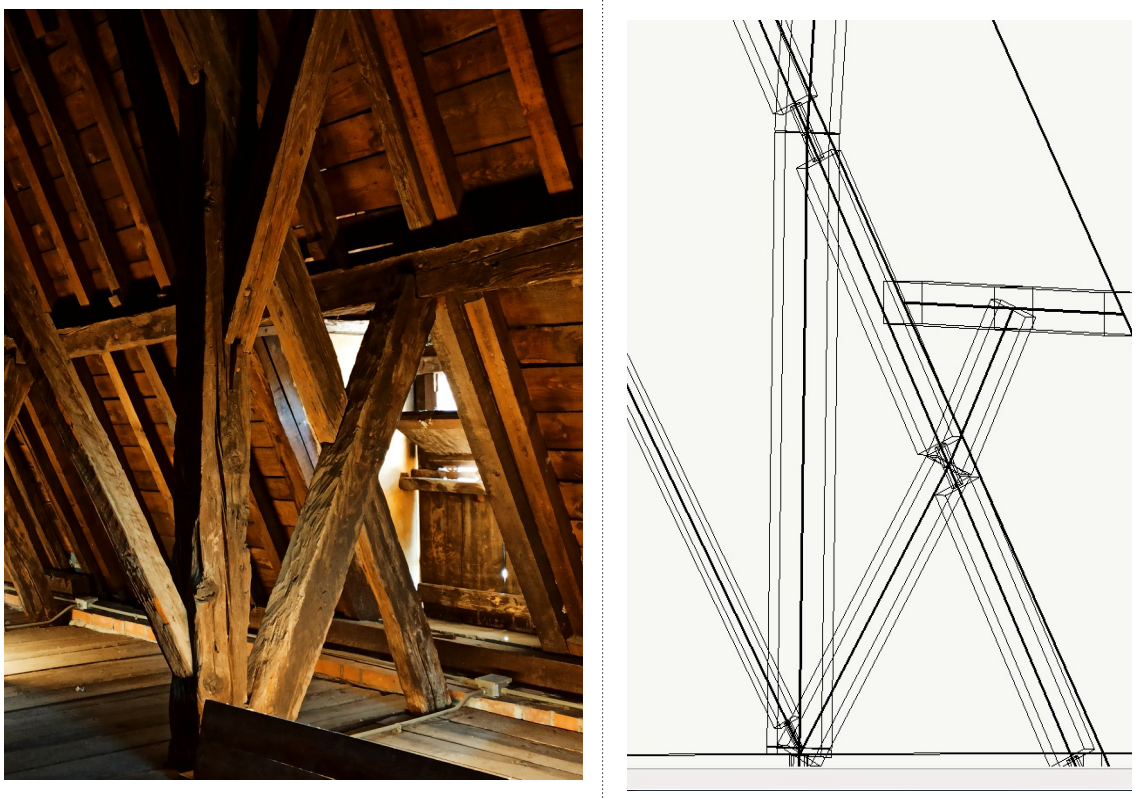


Fig. 5.16 Modello F.E.M. Nolian applicato a parte dell'incavallatura

Nel successivo capitolo verranno proposte due coppie di modelli F.E.M. rappresentativi del comportamento strutturale di una incavallatura, differenziate da ipotesi diverse di applicazione dei carichi e da differente rigidezza dei nodi.

In un caso i nodi saranno considerati perfetti e nell'altro saranno considerati rigidezza ridotta applicando il metodo di cui sopra.

La prima coppia di modelli sarà ipotizzata con i carichi derivanti dalla copertura (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura, tavolato e travetti) applicati direttamente sulle banchine perpendicolari all'asse forte dell'incavallatura, in due modalità di rigidezza differente dei nodi (nodo perfetto e nodo semi-rigido).

La seconda coppia di modelli sarà ipotizzata con i carichi derivanti dalla copertura applicati in modo parziale (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura), applicati al tavolato (elemento guscio) considerato collaborante, anche in questo secondo caso nelle in due modalità di rigidezza differente dei nodi (nodo perfetto e nodo semi-rigido).

Fig. 5.17 Dettaglio del modello F.E.M. Nolian applicato a giunto sovrapposto mezzo legno

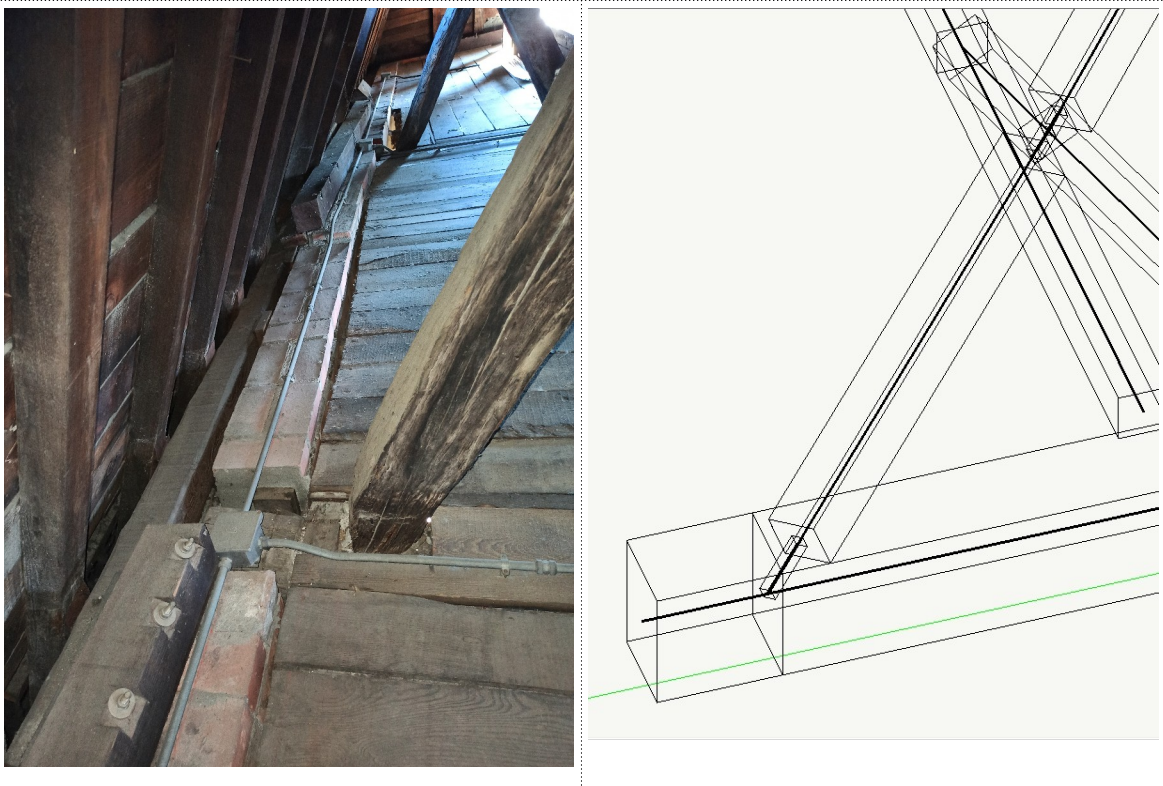


Fig. 5.18 Dettaglio del modello F.E.M. Nolian del nodo puntone catena

Capitolo 6:

Analisi strutturale attraverso il Metodo agli Elementi Finiti (FEM) software NOLIAN – Sviluppo dei modelli dello stato di fatto

6.1. Analisi delle azioni sulla costruzione

Per la definizione dei carichi agenti sulla struttura la norma NTC 2018 al paragrafo 2.5.1 classifica le azioni secondo tre principi differenti:

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

- *Dirette* (Carichi concentrati, distribuiti, fissi o mobili)
- *Indirette* (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, cedimenti di vincoli, ecc.)
- *Degrado* (suddiviso in endogeno ed esogeno)

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- *Statiche* (azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune parti)
- *Pseudo statiche* (azioni dinamiche rappresentabili mediante una azione statica equivalente)
- *Dinamiche* (azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti)

Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

- *Permanenti (G)* azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare costanti nel tempo
    - *(G_1)* peso proprio di tutti gli elementi strutturali, del terreno e dell'acqua
    - *(G_2)* peso proprio di tutti gli elementi di tutti gli elementi non strutturali
    - Spostamenti e deformazioni imposte previste dal progetto,
    - *(P)* pretensione e precompressione
    - Ritiro e viscosità
    - Spostamenti differenziali

- *Variabili (Q)* azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
    - Di lunga durata
    - Di breve durata

- *Eccezionali (A)* azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
    - Incendi
    - Esplosioni
    - Urti ed impatti

- *Sismiche (E)* azioni derivanti dai terremoti

Le condizioni per modelli, saranno le seguenti:

***(G_1)* Peso proprio;**

***(G_2)* Carichi permanenti non strutturali;**

***(q_k)* Carichi variabili**

Carico del Vento.

Carico della Neve (trascurato)

Successivamente è stato possibile calcolare i valori dei carichi da applicare :

Stratigrafia del tetto

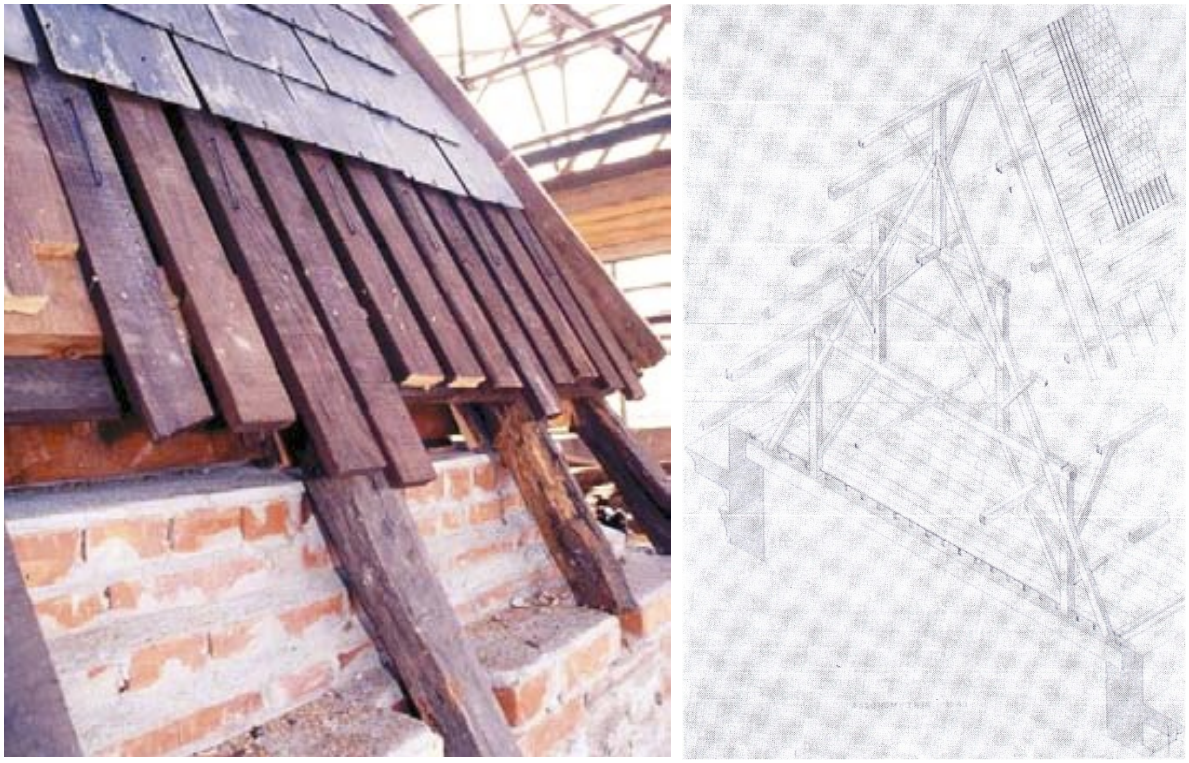


Figura 6.1 foto ed assonometria della stratigrafia della copertura (disegno prof.ssa Clara Bertolini)

La stratigrafia del tetto è la seguente:

- Strato di copertura in scandole di Pierre Noir della Wallonie del Belgio agganciate con ganci ad S (spessore di 8 mm.)
- 2 strati di listelli posti ortogonalmente fra loro dello spessore di 0,025 m su di essi sono fissati i ganci che reggono le scandole di ardesia
- tavolato continuo dello spessore 0,03 m.
- travicelli dim (0,10x0,08) posati con un interasse di circa 45 cm.

Peso dello strato di ardesia: 500 N/m^2

Per la definizione del carico dello strato di ardesia con si è utilizzato il seguente valore di circa 0,5 kN/m^2. facilmente reperibile dai cataloghi dei produttori che continuano a produrre la suddetta tipologia di copertura; nello specifico si è scelto un modello destinato alla produzione di tegole ardesia per edifici del patrimonio storico.

Peso dello strato di listelli in legno: 85 N/ m^2

Per ogni metro quadrato di tetto sono presenti 3 listelli (sez.0,025x0,05 m.) perpendicolari all'inclinazione della falda ed altri 12 listelli (sez 0,025x0,05 m.) lungo la pendenza della falda a cui sono chiodati gli uncini reggi tegola. Un abete rosso italiano corrisponde ad una classe di resistenza C18 secondo la norma UNI 1103502-2010 ha una massa volumica di 450 kg/m^3 pari a 4500 N/ $m^{3.}$.

Peso dei listelli per ogni m^2 di tetto perpendicolare al piano del tavolato

4500 N/ m^3 *[15* (0,025m *0,05m*1,00 m.)] = 84,37 N

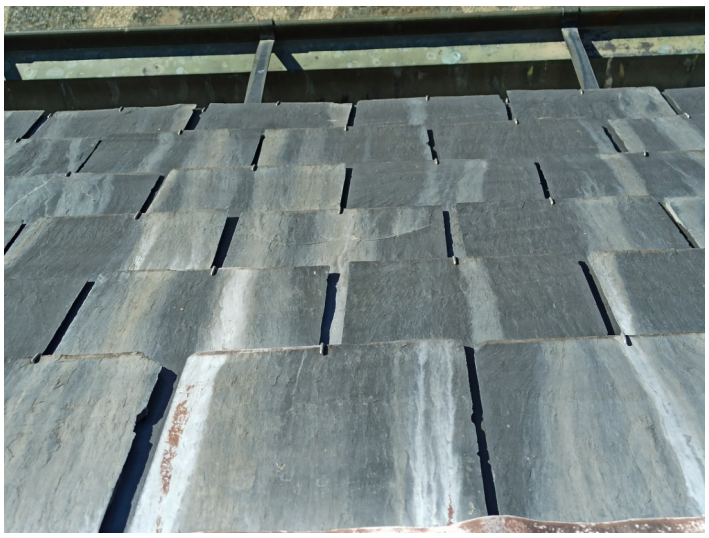
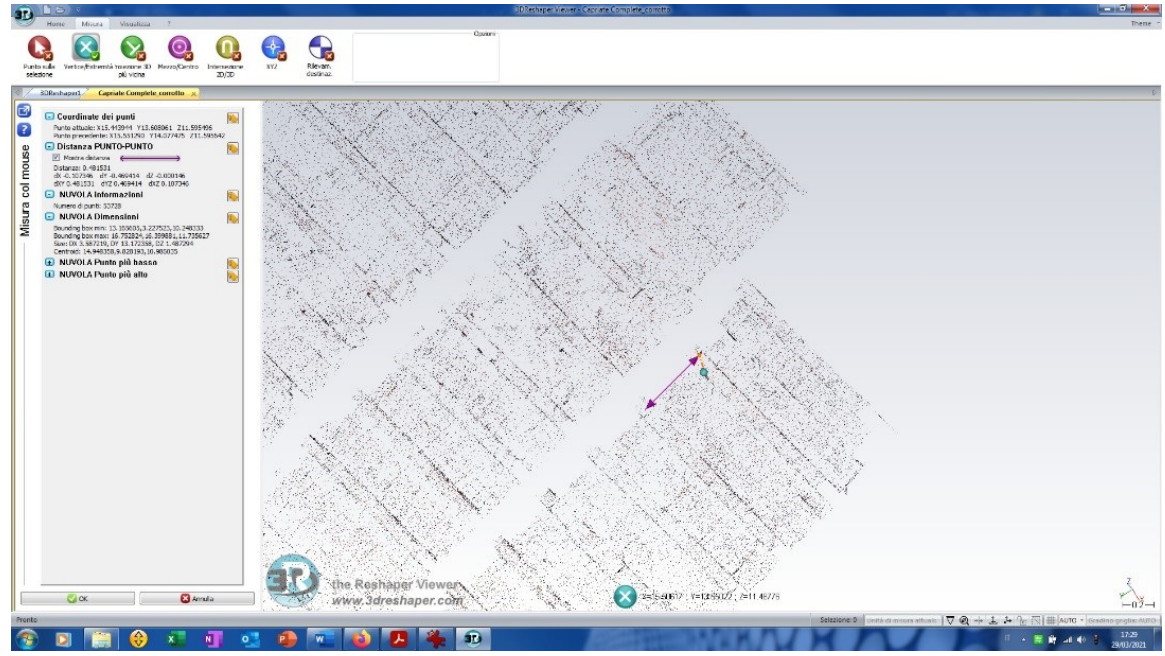


Figura 6.2 scandole in pierre noire della Wallonie del Belgio de non geliva della copertura torre del Castello del Valentino

Peso del pacchetto tavolato in legno e travetti: (4500 N/ m^3 *0,08 m) = **360 N/m^2**

Entrambi realizzati in abete rosso sono stati solidamente ancorati fra loro ed a loro volta ancorati alle travi di banchina mediante perni in acciaio con rosetta e dado inghisati con pasta epossidicca; questi elementi furono introdotti durante gli interventi di restauro e consolidamento conservativo degli anni '90 dello scorso secolo.

Alla luce del suddetto vincolo rigido si è ipotizzato di considerare il sistema travicello-tavolato come un *unico elemento collaborante* per cui si è calcolata la *sezione ideale*, considerando che, l'interasse medio fra i travetti posati in maniera sfalsata lungo la pendenza del tetto sia pari a 0,45 m. (distanza desunta dal rilievo eseguito mediante laser scan).



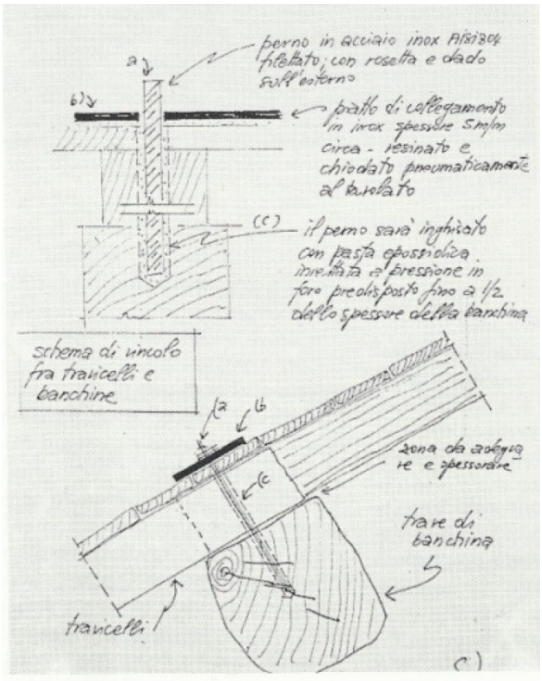
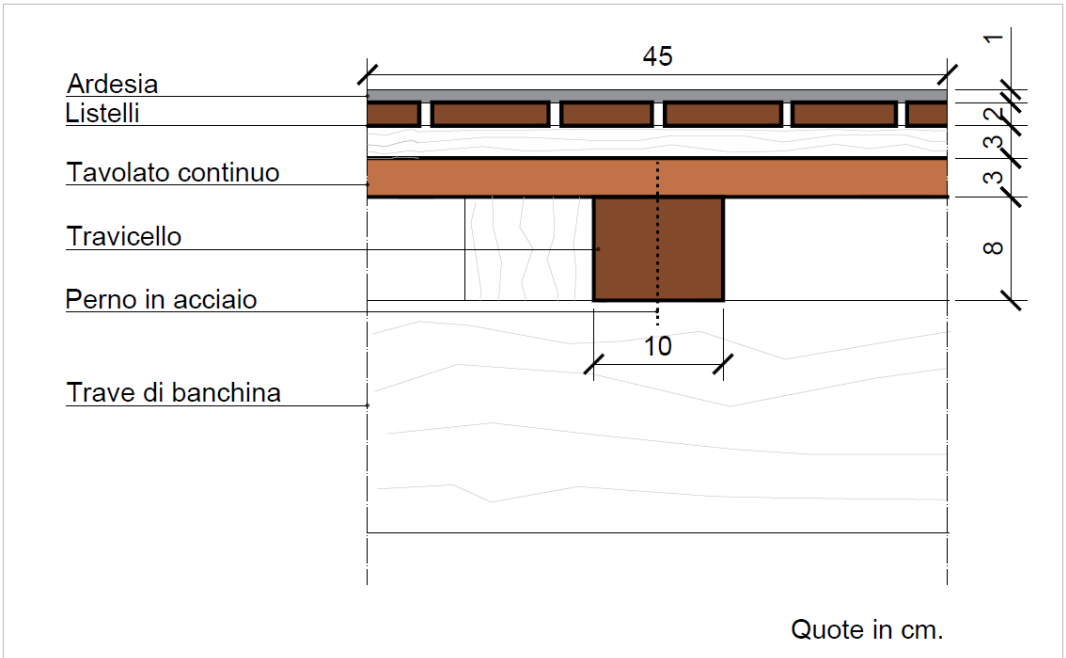


Figura 6.3 foto, nuvola di punti laser scan e disegni (disegno prof.ssa Clara Bertolini) del sitema travicello-tavolato

Calcolo della sezione ideale sistema Travicello-Tavolato



A= (10 x 8) + (45 x 3) = 215 cm^2

Sx= [(10 x 8) x 4)+(45 x 3) x9,5)]= 1.602,5 cm^3

$$Yg = \frac{Sx}{A} = \frac{1602}{215} = 7{,}45\,cm$$

$$Xg = 22{,}5\,cm$$

$$Jxo = \sum \frac{bxh3}{12} + A\,x\,d\,2 = \frac{10\,x\,8^3}{12} + 80\,x\,(7{,}45-4)^2 + \frac{45\,x\,3^3}{12} + 80\,x\,(9{,}5-7{,}45)^2 = 1816{,}25\,cm^4$$

$$\frac{bx\hat{h}3}{12} = 1816{,}25\,cm^4$$

$$\hat{h} = \sqrt[3]{\frac{1816{,}25\,x\,12}{45}} = 7{,}85 \text{ cm.} \approx \textbf{0,08 m.}$$

Peso del tavolato di calpestio del sottotetto

Figura 6.4 foto delle catene sormontate dal tavolato di calpestio

Il piano di calpestio del sottotetto è realizzato da un sistema di travetti in legno di sezione rettangolare sormontati da un tavolato continuo ed appoggiati sulle catene delle incavallature. Essendo una configurazione molto simile al sistema travetti/tavolato di copertura e non disponendo di una scansione laser del suddetto ambiente, per il modello strutturale si ipotizza lo stesso carico già calcolato nel paragrafo lievemente incrementato in quanto dalle tavole progettuali dei restauri degli anni '90 deduce che lo spessore complessivo del pacchetto si superiore pari a 14 cm. . Si ipotizza pertanto un peso a carico distribuito di **350 N/m^2**

Carico variabile sul tavolato di calpestio del sottotetto ai sensi delle NTC 2018 cap. 3.1.4

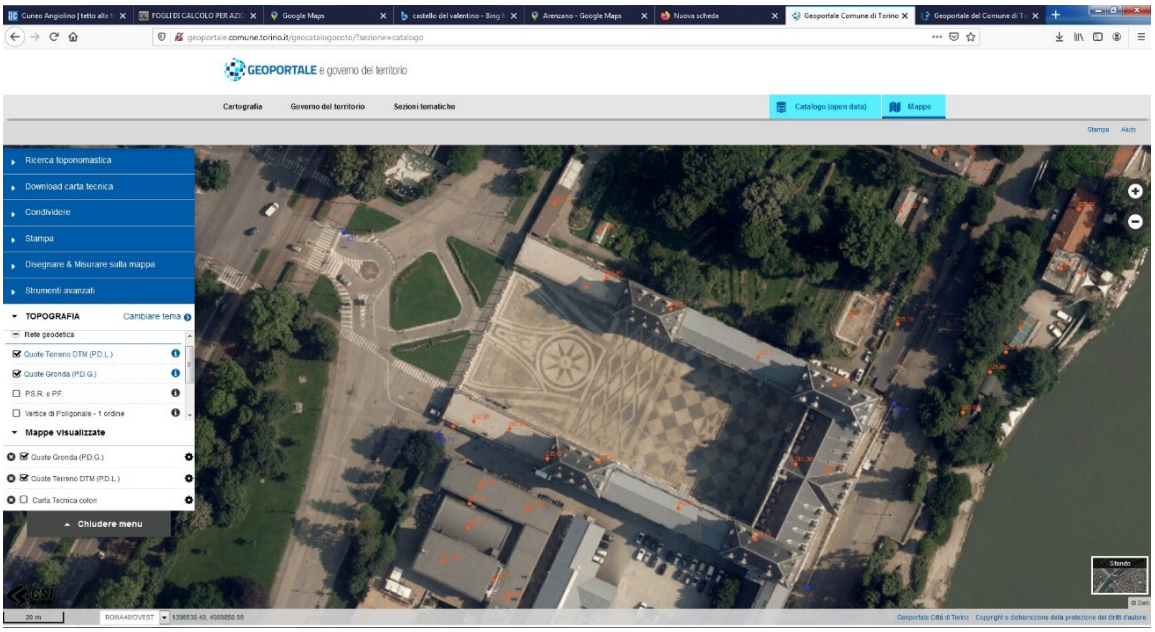
Essendo il tavolato del sottotetto accessibile esclusivamente per la manutenzione, il carico d'esercizio rientra pertanto nella **Cat. H1** *Coperture e sottotetto accessibile per la sola manutenzione* pari a **500 N/m^2**

Carico del vento ai sensi delle NTC 2018 cap. 3.3

Si considera, in prima battuta, l'azione del vento ricondotta convenzionalmente ad azione statica equivalente.

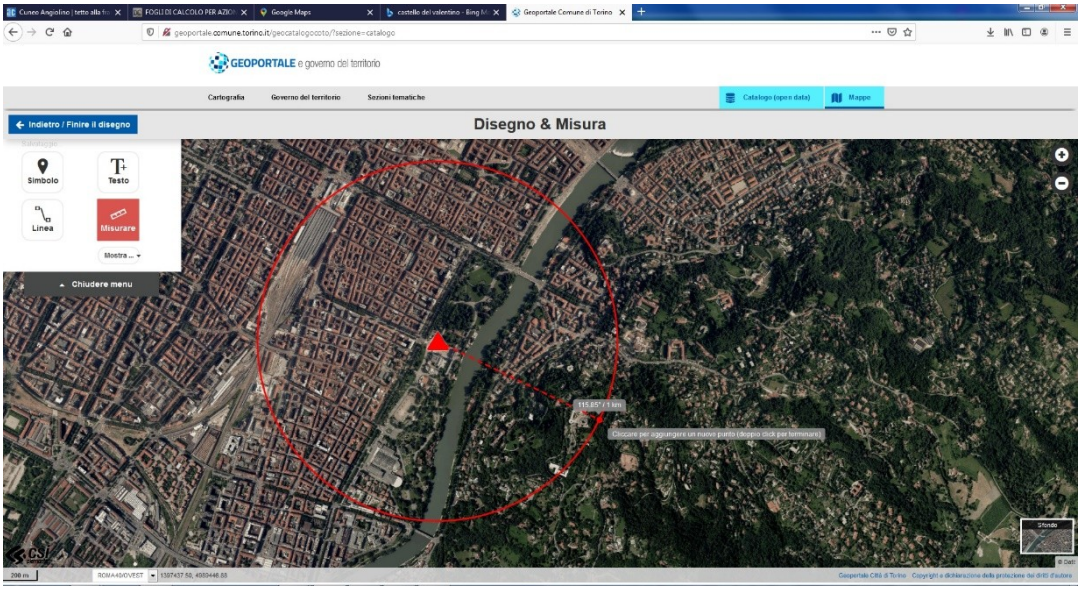
Dal geoportale del Comune di Torino si sono ricavati i dati altrimetici; in blu sono indicate le quote altimetriche del terreno ed in arancione le quote di gronda

- Quota altimetrica del castello del Valentino : **230,71 m.** slm
- Quota di gronda della torre: **248,18 m.** slm



Da cui si desume che l'altezza del fabbricato fino alla linea di gronda è pari a 17,47 m. arrotondato a 20 m. nel calcolo.

Sempre attraverso i dati elaborati del geoportale del Comune di Torino, si è scelto di inserire il valore **A** alla *classe di rugosità del terreno*, in quanto si osserva che, disegnando una circonferenza di raggio 1 km intorno al fabbricato, più del 15% della superficie è coperta da edifici dell'altezza media superiore ai 15 m. (5 piani f.t.) e lo stesso fenomeno sembrerebbe verificarsi anche oltre la suddetta distanza.



Immagini elaborate mediante il Geoportale Comune di Torino sito; http://geoportale.comune.torino.it/geocatalogocoto/?sezione=mappa

1.DEFINIZIONE DEI DATI

1.1 zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

1.2 Classe di rugosità del terreno:

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

1.3 a_s (altitudine sul livello del mare):	231	[m]
1.4 Distanza dalla costa	170	[km]
1.5 T_R (Tempo di ritorno):	100	[anni]
1.6 z altezza dell'edificio (fino alla linea di gronda):	20	[m]
1.7 Categoria di esposizione	V	

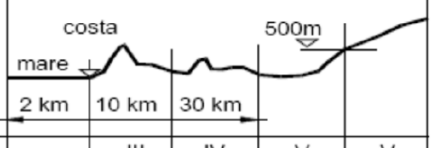
ZONE 1,2,3,4,5

A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

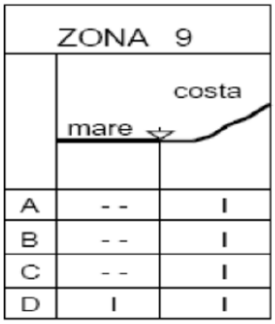
* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

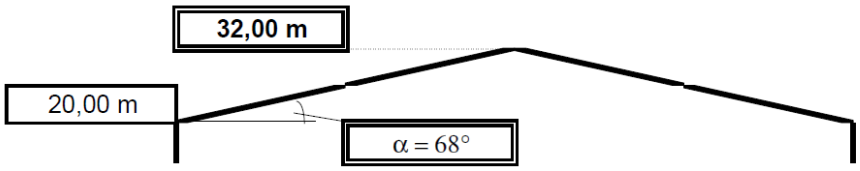
ZONA 6



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III



1.8 Altezza del colmo del tetto, rispetto al suolo e l'inclinazione della falda



2 CALCOLO VELOCITA' E PRESSIONE DI RIFERIMENTO DEL VENTO

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \le a_0$$
$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \le 1500 \text{ m}$$

v_b (velocità di riferimento) **25,98** **[m/s]**

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento qb **421,88** **[N/m²]**

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente dinamico

c_d	1,00

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

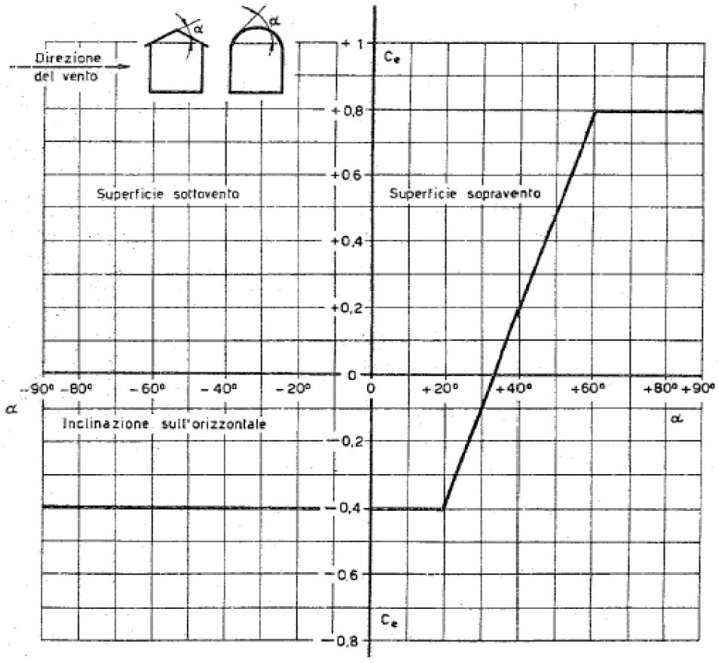
Il coefficiente topografico vale:

c_t	1,00

3.4 Coefficiente di forma

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.



Costruzioni che hanno (o possono avere) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale (caso tipico di civile abitazione)

3.3 Coefficiente di esposizione

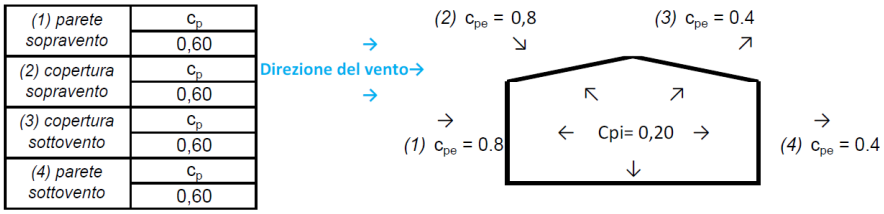
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di z=200m valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7+c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

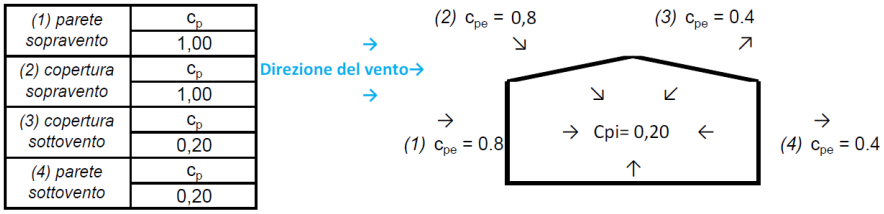
k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0,23	0,70	12,00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,min}$	**1,48**	z < 12,00
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,gronda}$	**1,84**	z = 20,00
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,colmo}$	**2,09**	z = 32,00

	c_p
(1) parete sopravento	0,60
(2) copertura sopravento	0,60
(3) copertura sottovento	0,60
(4) parete sottovento	0,60



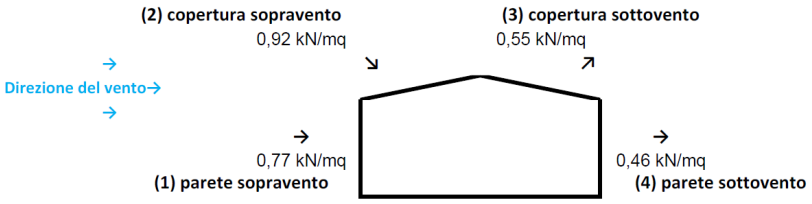
	c_p
(1) parete sopravento	1,00
(2) copertura sopravento	1,00
(3) copertura sottovento	0,20
(4) parete sottovento	0,20

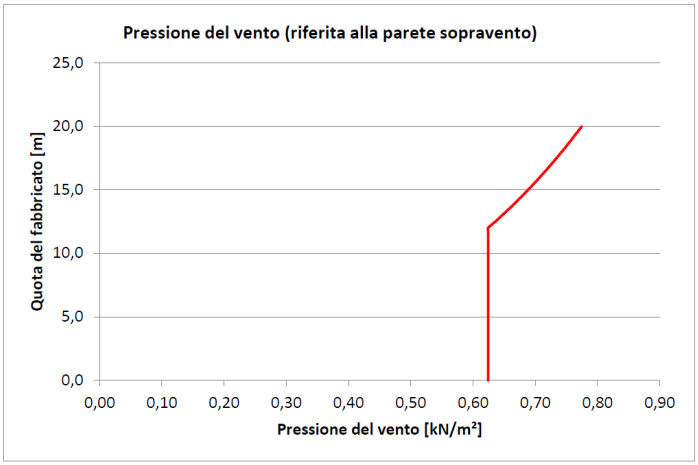


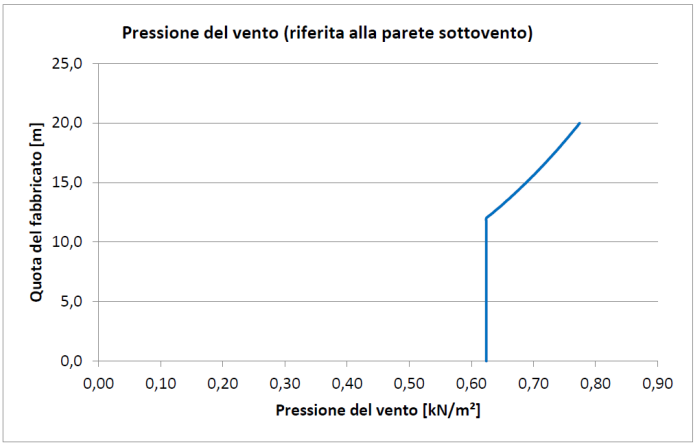
4 PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura :

	p [kN/m²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m²]
(1) par. sopravent.	0,422	1,00	1,00	1,836	1,00	**0,775**
(2) cop. sopravent.	0,422	1,00	1,00	2,188	1,00	**0,923**
(3) cop. Sottovent.	0,422	1,00	1,00	2,188	0,60	**0,554**
(4) par. sottovent.	0,422	1,00	1,00	1,836	0,60	**0,465**







Carico della neve ai sensi delle NTC 2018 cap. 3.4

Trattandosi di tetto con inclinazione della falda pari a 68°, pertanto superiore a 60°, secondo la norma, il *coefficiente di forma* da utilizzare sarebbe pari a 0; questo determina un valore finale di *carico della neve sulla copertura* (q_s) pari a 0 $\frac{N}{m^2}$.

Per la suddetta motivazione, ai fini del modello di calcolo strutturale, si può considererà il carico della neve sulla copertura **trascurabile**.

Alla luce dei suddetti dati si sono elaborati i modelli di calcolo con il software di calcolo F.E.M. *Nolian all in one*; le prime analisi sono state effettuate su una singola incavallatura (già denominata **4x**) e sulla relativa competenza di carico di 3,00 m. corrispondente alla distanza dell'interasse fra le incavallature.

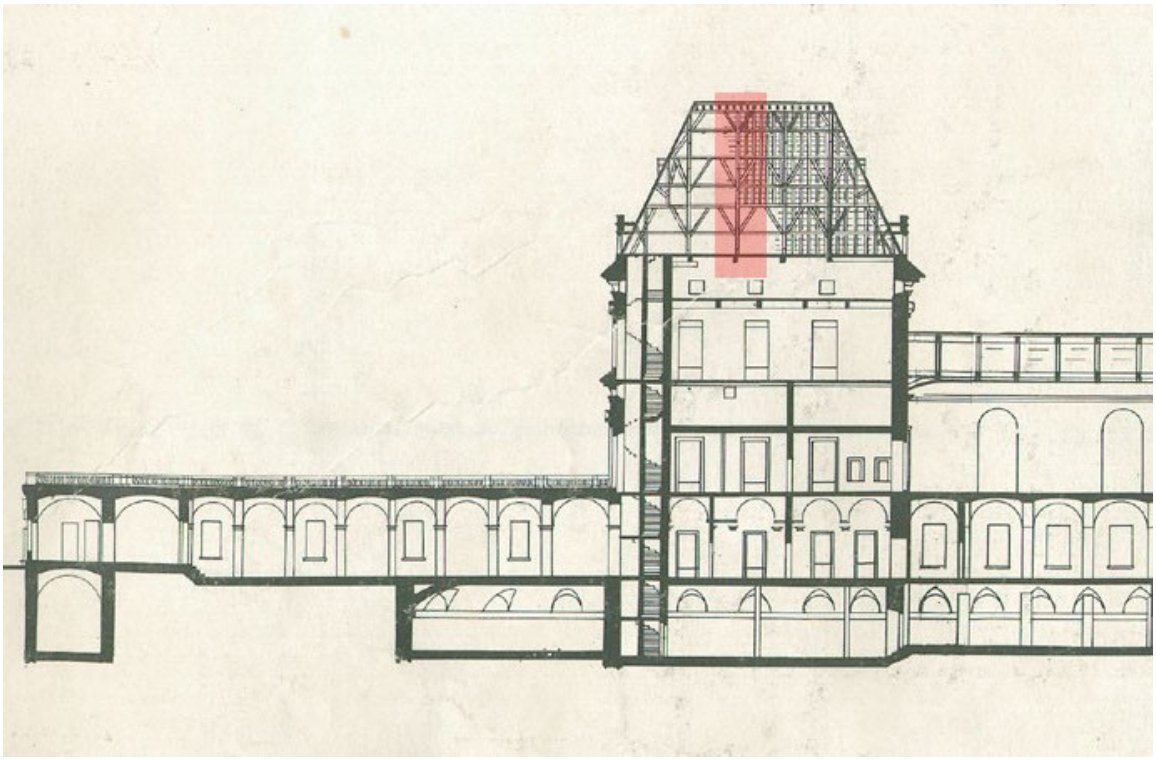
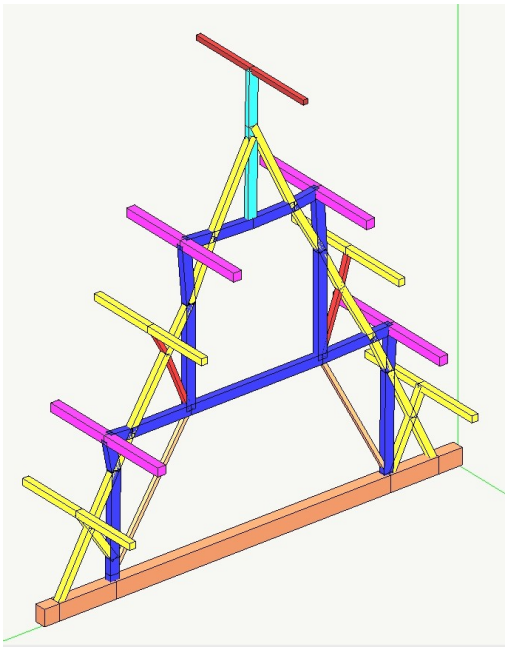
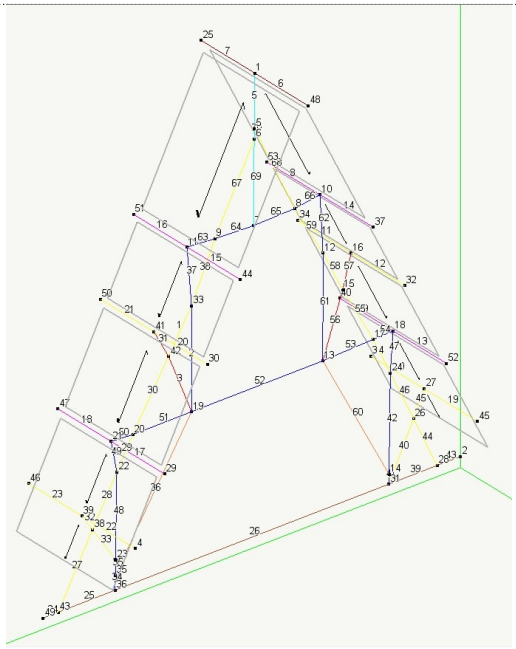


Figura 7.5 localizzazione dell'incavallatura oggetto di modellazione F.E.M.

7.2. Modello A1 F.E.M. a nodi perfetti – Incavallatura con carichi applicati sulle banchine

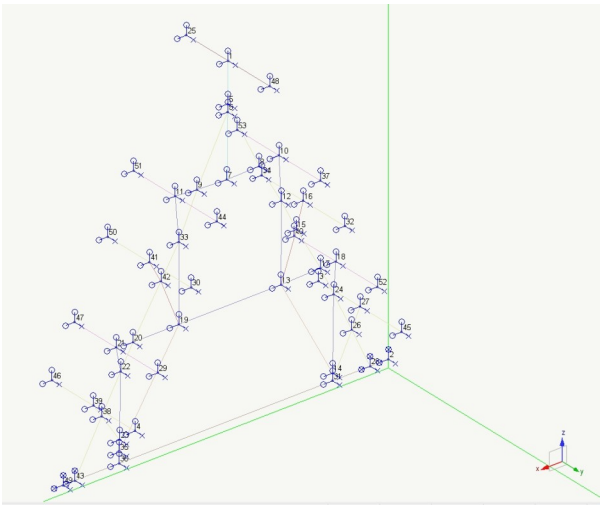


Modello solido



Modello a fili di ferro

Il primo modello matematico interpretativo composto da 53 nodi e 70 elementi è stato realizzato dall'analisi di una sola incavallatura bidimensionale a nodi perfetti ed ancorata in prossimità della muratura con vincoli cerniera.



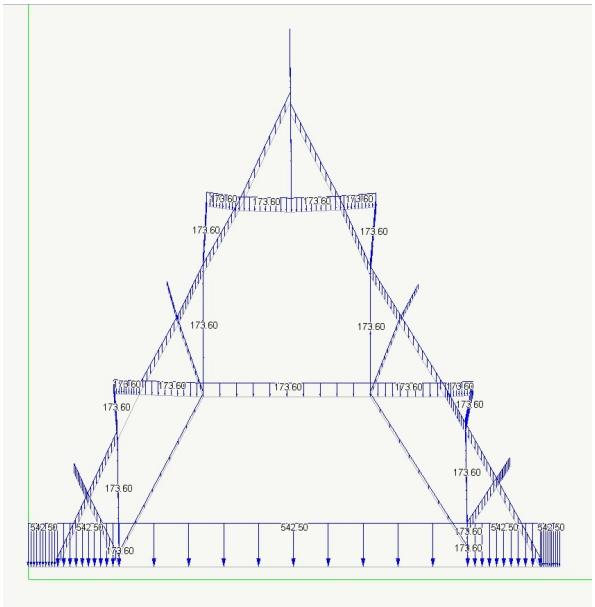
Le sezioni e le linee di mezzeria delle membrature, sono state individuate dalle analisi

effettuate dal rilievo laser; dall'immagine virtuale di cui sopra si evince come la struttura virtuale restituita non sia simmetrica e lineare ma bensì deformata dagli effetti viscosi impressi nel tempo.

Per tutti i nodi "liberi" è stato imposta la condizione di vincolo bidimensionale, quindi di complanarietà degli spostamenti sul piano ZX attraverso il blocco della traslazione lungo l'asse Y e della rotazione intorno agli assi X e Z (uscita dal piano)
I nodi 49,43,28,2, dove la catena si inserisce nella muratura, sono stati considerati vincolati mediante il vincolo cerniera, in modo da tenere conto dei piccoli spostamenti che possono verificarsi all'interno del paramento in mattoni.
Il tavolato non è stato considerato collaborante rinunciando all'effetto guscio, ma è stato considerato come carico distribuito applicato alle banchine della struttura
In seguito si è proceduto a definire le *maschere di carico* funzione offerta dal software Nolian per trasferire e trasformare i carichi a m^2 della copertura in carichi al m lineare sulle banchine.

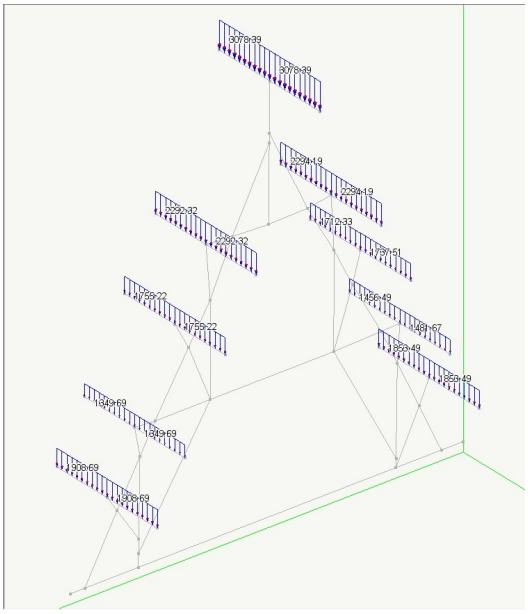
Successivamente sono state applicati i carichi

- il ***(G_1)*** **Peso proprio** (condizione di carico 1) degli elementi trave cosi (come raffigurati nell'immagine sottostante) in direzione -z calcolato automaticamente dal software mediante la funzione gravità.



- ***(G_2)* Peso proprio non strutturale** (peso del tavolato, scandole di ardesia sulla copertura e peso del tavolato e sovraccarico di esercizio sul piano di calpestio) cosi suddiviso:

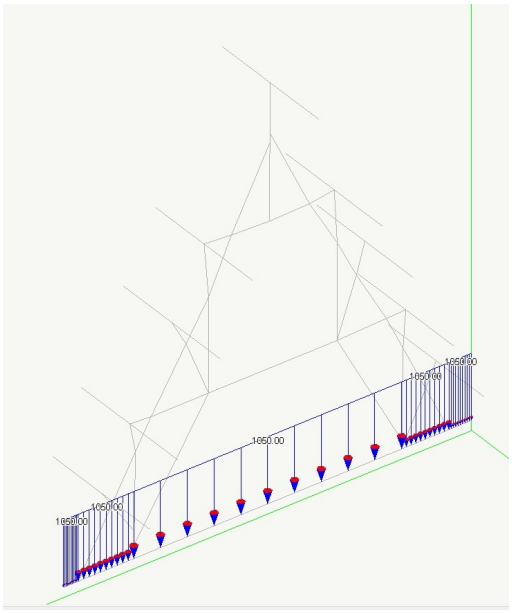
    - **945,0 N/m^2 carico copertura** (dato dalla sovrapposizione dei carichi delle scandole in pierre noire, dei listelli e del tavolato) in direzione -z (sistema di riferimento globale)



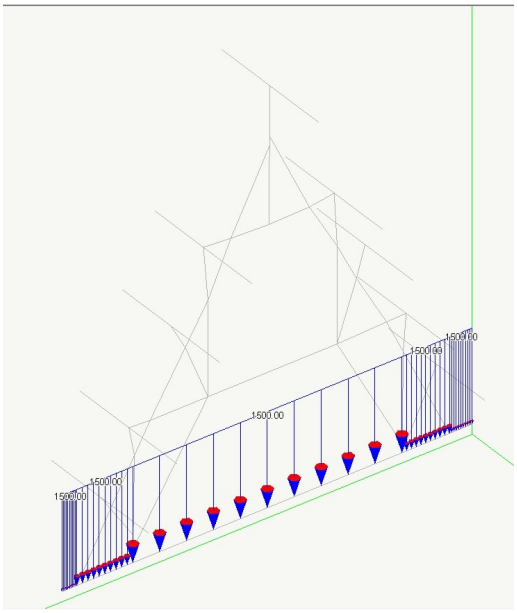
    - **350,0 N/m^2 carico piano di calpestio** (peso proprio del tavolato di calpestio e travetti) in direzione -z (sistema di riferimento globale)

***(Q1)* Carichi variabili**

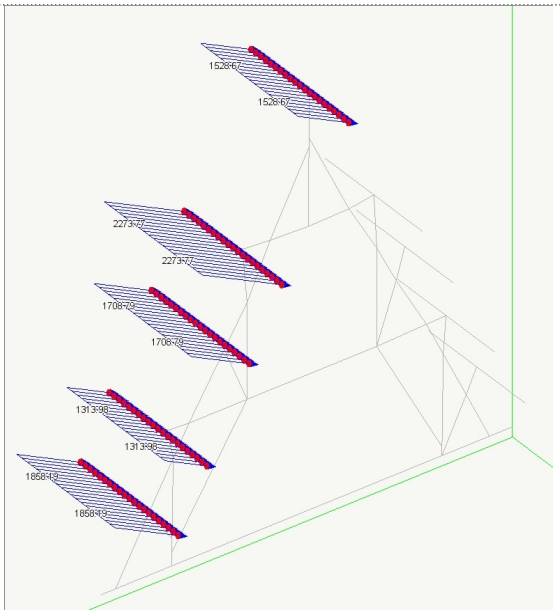
    - **500,0 N/m^2 carico variabile piano di calpestio** (carico variabile applicato secondo normativa) in direzione -z (sistema di riferimento globale)



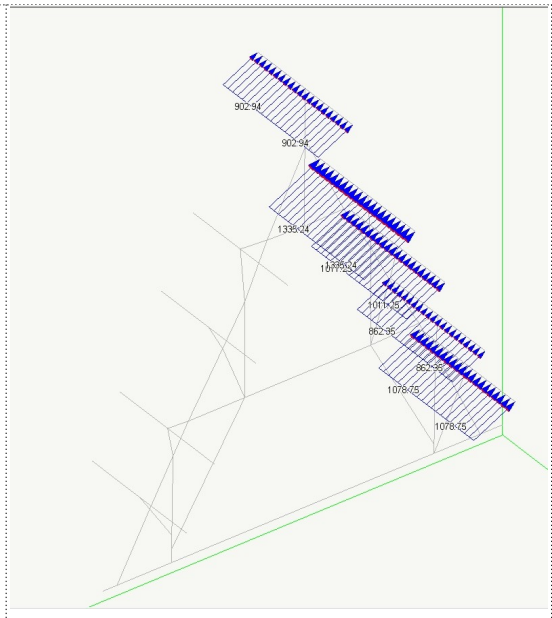
Carico tavolato di calpestio



Sovraccarico di esercizio

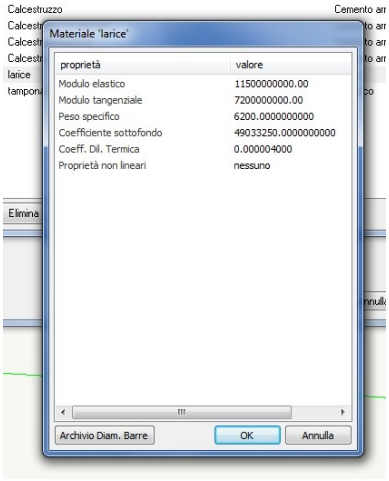


Carico vento (copertura sopravento)



Carico vento (copertura sottovento)

- **-920,0 N/m² azione del vento in copertura componente di sopravento** in direzione perpendicolare al tavolato di copertura (sist. Rif locale)
- **+550,0 N/m² azione del vento in copertura componente di sotto vento** in direzione perpendicolare al tavolato di copertura (sist. Rif. locale)



Inseriti i dati del materiale costituente le aste dell'incavallatura (larice categoria in opera II ai sensi della **UNI 11119:2004)**, è stato lanciato il calcolo utilizzando esclusivamente la combinazione di carico SLU di equilibrio del corpo rigido (EQU) (come previsto dalla norma) adottando i cofficienti parziali per le azioni nella condizione sfavorevole (γ_{G1}=1,1; γ_{G2}=1,5 γ_{Qi}=1,5) osservando successivamente i seguenti risultati .

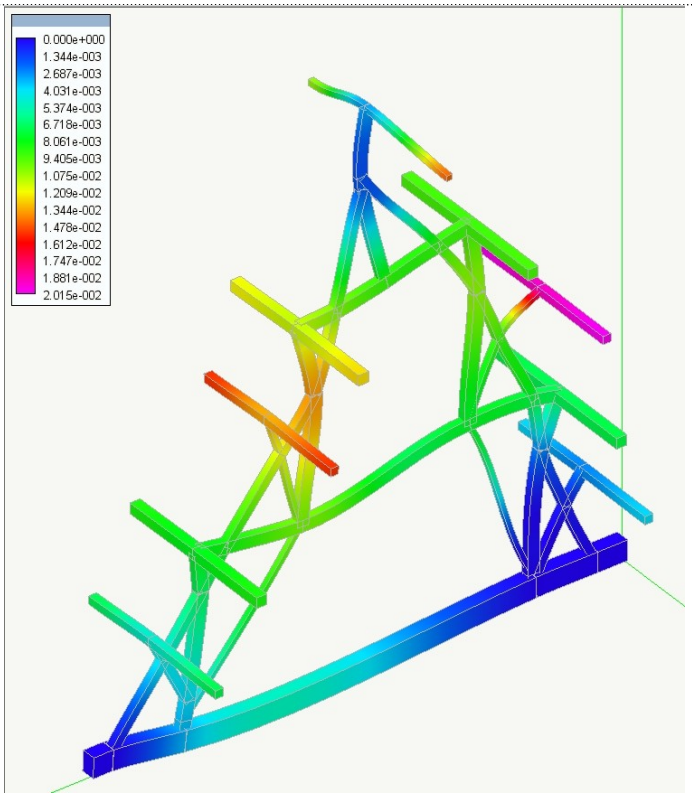
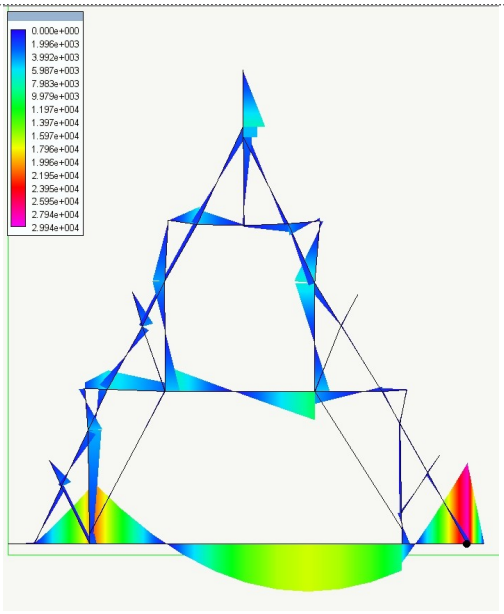
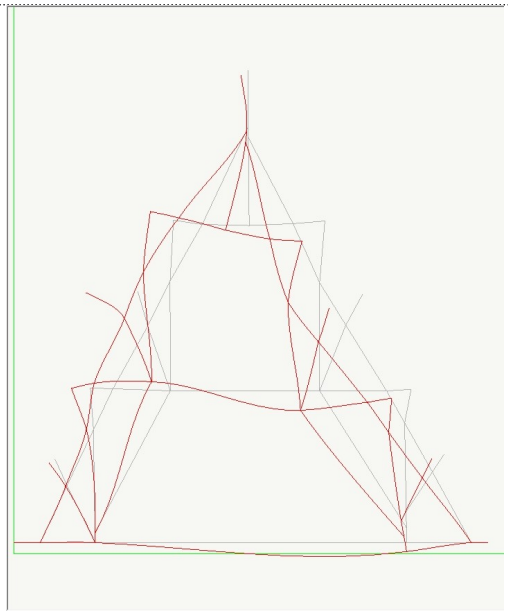


Diagramma spostamenti



Momento flettente



Deformata elastica

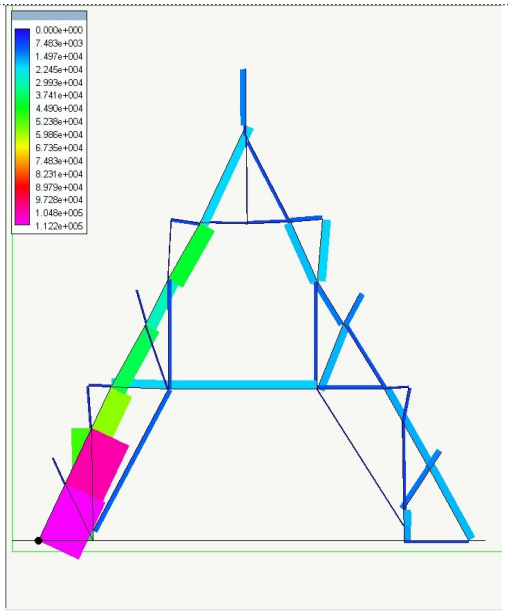


Diagramma di sforzo normale

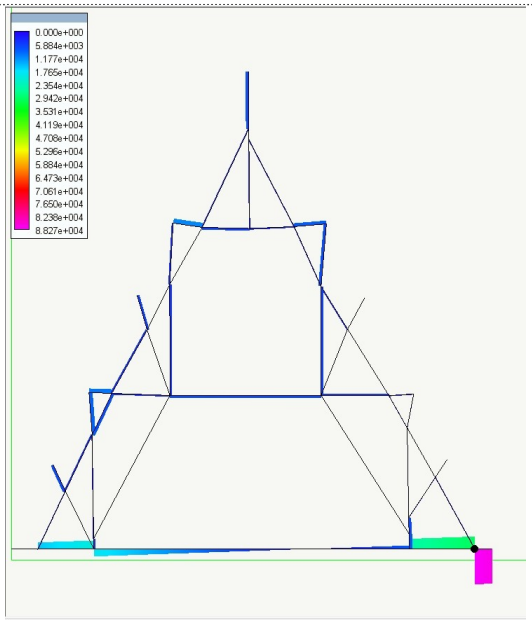


Diagramma di taglio

Osservando i diagrammi si osserva che le zone più sollecitate sono quelle in prossimità della base dell'incavallatura, nel punto di incastro con la muratura.

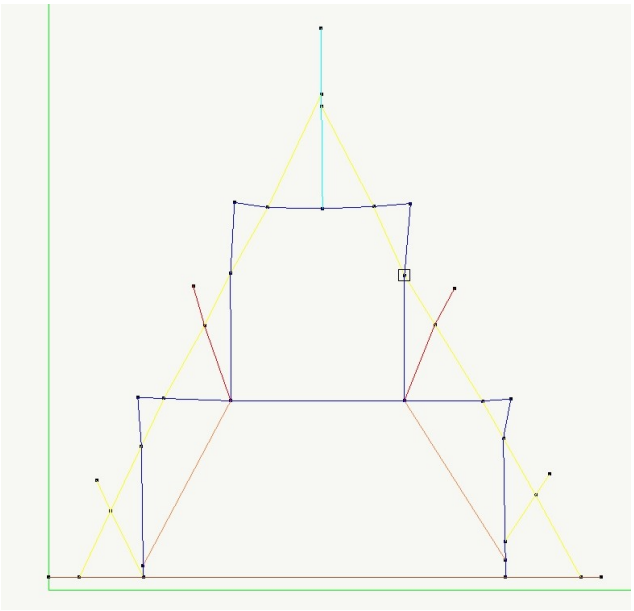
La sollecitazione da Momento Flettente genera una tensione massima pari 5,87 N/mm^2

(max 11,00 N/mm^2 Valore Max UNINORMAL) nella catena in legno .

La sollecitazione di sforzo normale massimo genera una tensione massima di compressione pari a 4,49 N/mm^2 (max 6,22 N/mm^2 Valore Max UNINORMAL) in prossimità del puntone sottovento più vicino alla base dell'incavallatura.

La sollecitazione di taglio massimo genera una tensione massima di pari a 1,51 N/mm^2 (max 1 N/mm^2) in prossimità catena in legno nella zona di incastro di incastro della muratura.

Lo spostamento massimo è pari a 0,0201 m. e si registra in prossimità della banchina sopravento.



Al fine di poter fare dei controlli trasversali su entrambe le coppie di modelli e comprendere eventuali *fattori di contenimento degli spostamento messi in atto dalla collaborazione del tavolato*, di è identificato il suddetto *nodo di controllo* (n.33) localizzato sull'incavallatura nella zona sottovento (lontano dal tavolato per l'appunto) e per il quale, nel presente modello, si misura lo spostamento di 0,0077 m.

7.3. Modello A2 F.E.M. a nodi semi-rigidi (aste a sezione ridotta) – Incavallatura con carichi applicati sulle banchine.

Il secondo modello F.E.M. caratterizzato da 95 nodi e 112 elementi, nasce come applicazione delle considerazioni avanzate al paragrafo 6 del Capitolo n.6 nel quale si proponeva un metodo operativo, per inserire nel modello, un fattore che introducesse una rigidezza adeguata a garantire il comportamento semi-rigido dei nodi di carpenteria. Tale metodo consisteva nell' applicare *un* ***fattore di riduzione V della sezione (proporzionale in eguale misura per b e per h) del tenone pari al 25% della sezione completa dell'asta, per un tratto di tenone della lunghezza pari alla distanza fra l'asse di mezzeria della mortasa ed il lembo superiore della mortasa stessa (mezza sezione).***

Per giunti del tipo legno/legno fissati con biette, si proponeva di trattarli come due tenoni e mortasa contrapposti.

Alla luce di quanto sopra citato, si è deciso di aggiornare il Modello 1A sostituendo i nodi tenone-mortasa e giunto mezzo legno sovrapposto, precedentemente modellati come intersezioni di travi rettangolari, in intersezioni di tratti di travi rettangolari debitamente ridimensionati secondo il fattore di riduzione.

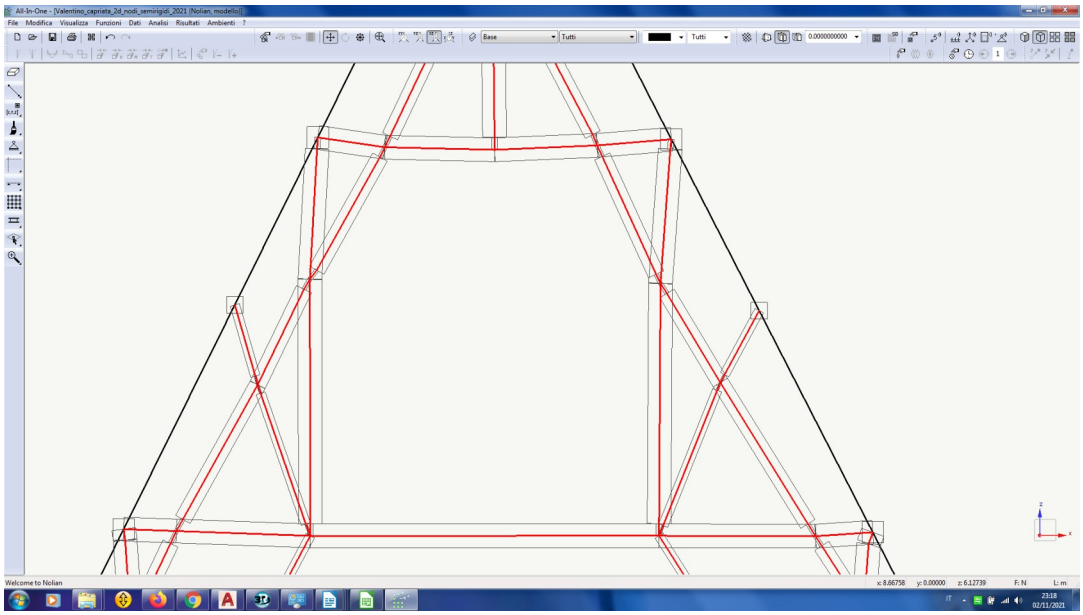
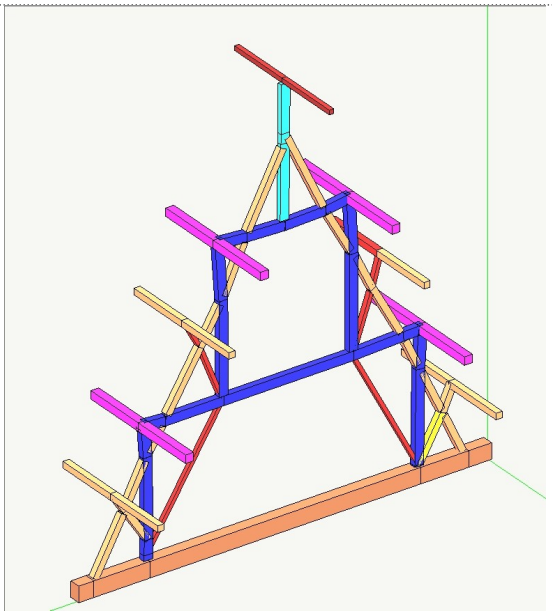
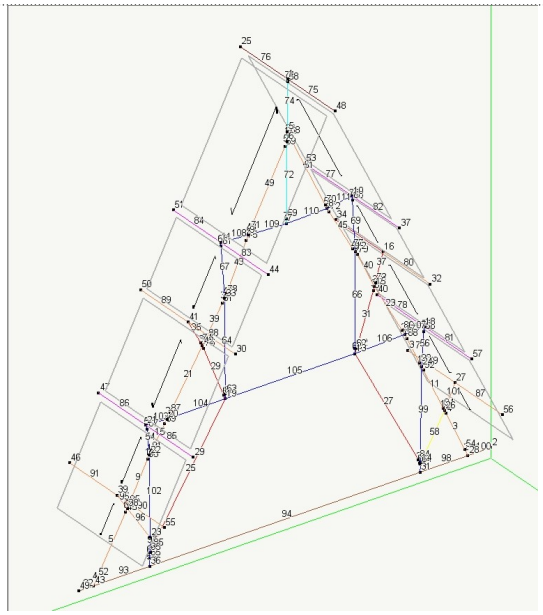


Figura 7.6 Dettaglio del modello F.E.M. Nolian con nodi di carpenteria modellati mediante il fattore di riduzione della sezione

Per il modello A2 la configurazione di carico è invarita rispetto a quella del Modello A1 pertanto non si riportano i relativi diagrammi.



Modello solido



Modello a fili di ferro

Lo scopo del presente modello F.E.M. è capire come le sollecitazioni si ridistribuiscono in funzione dei nodi modellati come semirigidi, non è altrettanto utile per considerare le sezioni dove verranno superati i valori limite, in quanto i tratti di sezione ridotta dove si andrebbero a concentrare le tensioni maggiori, in realtà non sono sezioni reali ma sono solo un espediente funzionale alla comprensione della redistribuzione delle sollecitazioni.

I nodi 2,28, 43,49 esattamente come nel Modello A1 estremità del tirante all'interno della muratura sono stati inseriti vincoli di tipo cerniera.

Una volta lanciato il calcolo utilizzando esclusivamente la combinazione di carico SLU di equilibrio del corpo rigido (EQU) (come previsto dalla norma) adottando i cofficienti parziali per le azioni nella condizione sfavorevole (γ_{G1}=1,1; γ_{G2}=1,5 γ_{Qi}=1,5) si sono osservati i seguenti risultati .

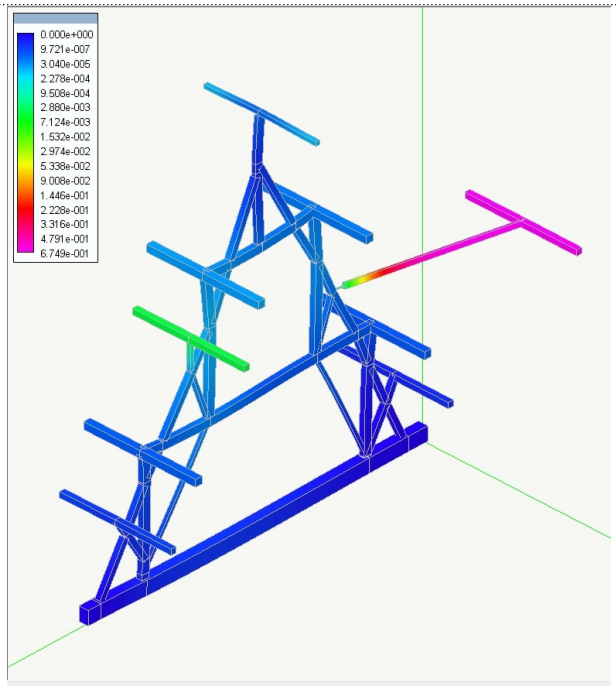
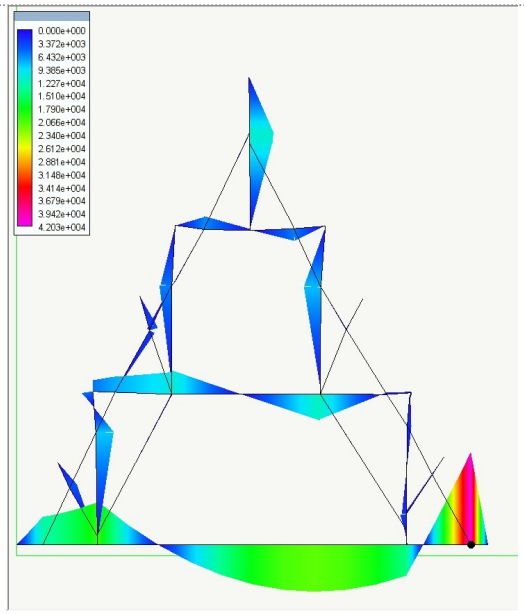
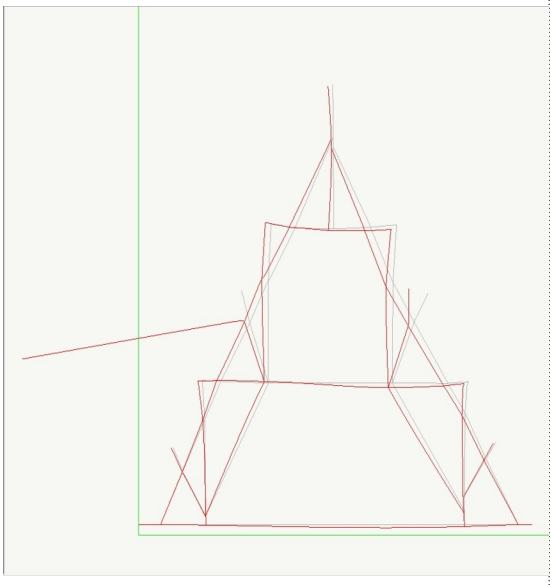


Diagramma spostamenti



Momento flettente



Deformata elastica

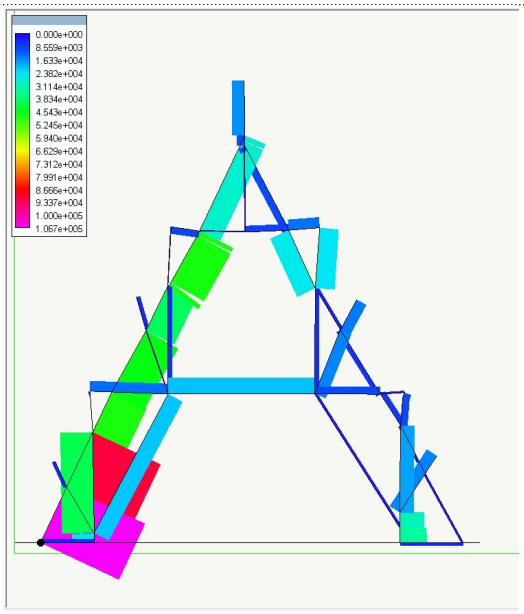


Diagramma di sforzo normale

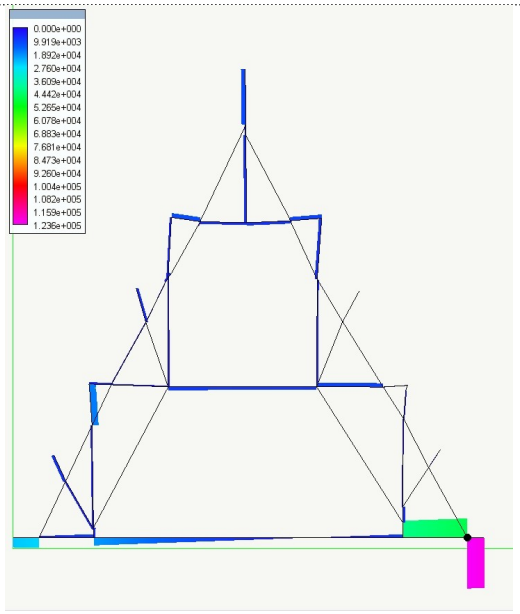


Diagramma di taglio

Osservando i diagrammi si osserva che le zone più sollecitate sono quelle in prossimità della base dell'incavallatura, nel punto di incastro con la muratura.

La sollecitazione da Momento Flettente genera una tensione massima pari 8,23 N/mm^2 (max 11,00 N/mm^2 Valore Max UNINORMAL) nella catena in legno.

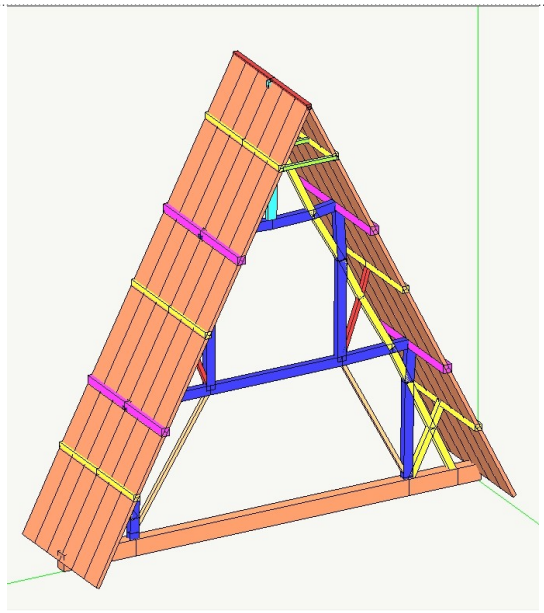
La sollecitazione di sforzo normale massimo genera una tensione massima di compressione pari a 5,44 N/mm^2 (max 9,5 N/mm^2 Valore Max UNINORMAL) in prossimità del puntone sottovento (elemento 3) più vicino alla base dell'incavallatura.

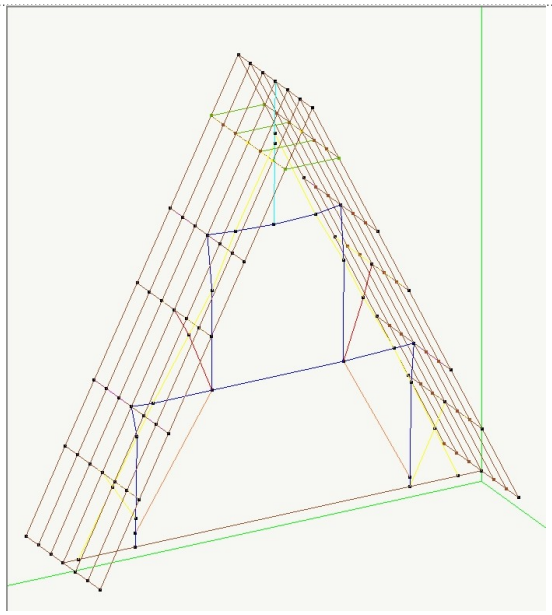
La sollecitazione di taglio massimo genera una tensione massima di pari a 0,98 N/mm^2 (max 1 N/mm2 Valore Max UNINORMAL) nella catena in prossimità della zona di incastro di incastro della muratura

Lo spostamento massimo avviene sulla banchina della parete sopravento ed è pari a 0,6749 m. valori che identificano l'innesco di una rotazione rigida dell'elemento.

Il *nodo di controllo* (n.33) localizzato sull'incavallatura nella zona sottovento (lontano dal tavolato) misura uno spostamento di 0,0134 m.

7.4. Modello B1 F.E.M. a nodi perfetti – Incavallatura con ipotesi di tavolato collaborante





Modello solido	Modello a fili di ferro

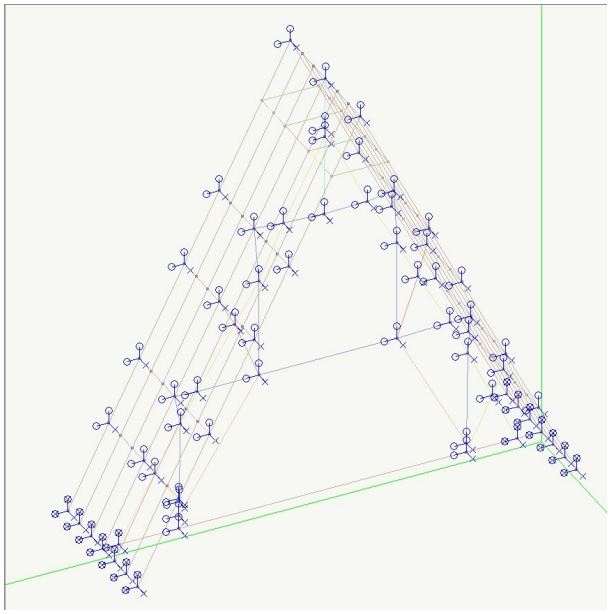
Il presente modello matematico interpretativo è caratterizzato da 115 nodi e 150 elementi, esso è stato realizzato dall'analisi di una sola incavallatura con tavolato collaborante modellato con la funzione guscio di Nolian.

I nodi sono perfetti e come i modelli precedenti la catena è incastrata in prossimità della muratura mediante 4 vincoli cerniera.

In aggiunta ai modelli precedenti A1 ed A2 sono state inserite le aste di irrigidimento strutturale parallele al piano XY poste a quota 8,00 m. dell'incavallatura

Figura 7.7 aste di irrigidimento strutturale parallele al piano XY poste a quota 8,00 m. dell'incavallatura

Le sezioni e le linee di mezzeria delle membrature, sono state individuate dalle analisi effettuate dal rilievo laser; dall'immagine virtuale di cui sopra si evince come la struttura virtuale restituita non sia simmetria e contestualmente si nota come sia altresì deformata dagli effetti viscosi del tempo.

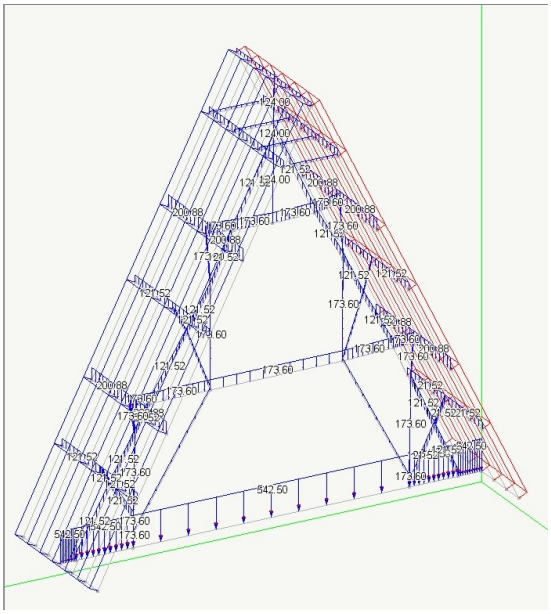


E’ stata imposta la “giacenza nel piano” bloccando per tutti i nodi la traslazione lungo l’asse Y e le rotazioni introno agli assi Z ed X.

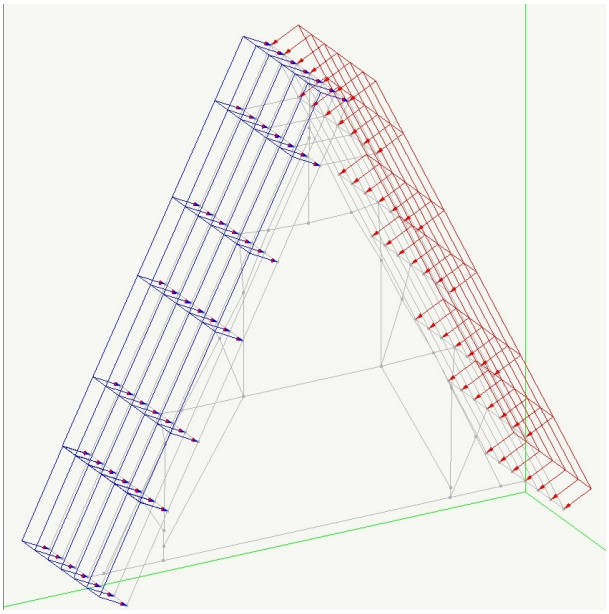
Il tavolato è stato considerato collaborante e modellato con la funzione guscio del software Nolian all in one. Nel punto di contatto fra la muratura ed il tavolato i nodi sono stati modellati con vincoli del tipo cerniera.

Successivamente sono state applicati i carichi

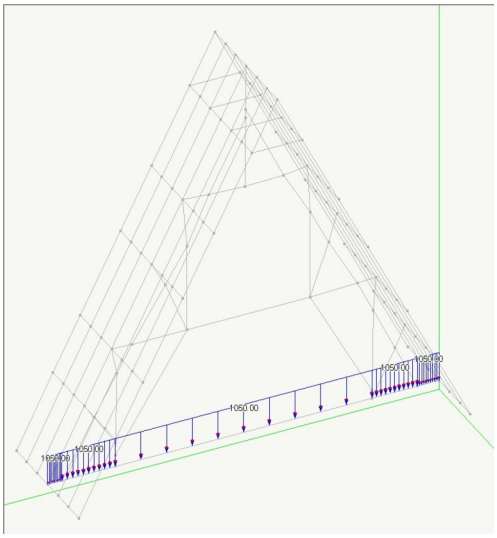
- il ***(G_1)*** **Peso proprio** (condizione di carico 1) degli elementi trave e guscio cosi (come raffigurati nell’immagine sottostante) in direzione -z calcolato automaticamente dal software.



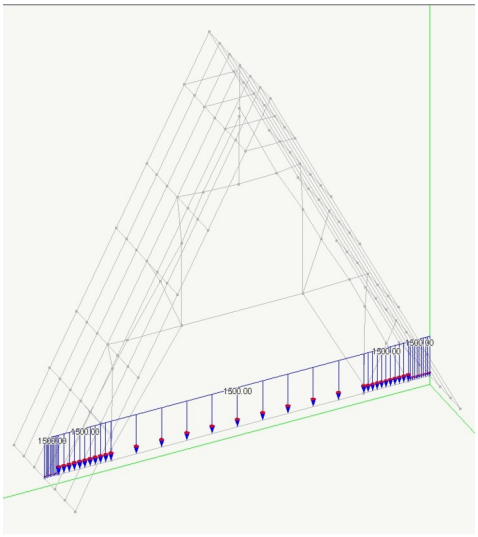
- ***(G_2)* Peso proprio non strutturale** (scandole di pierre noire, listelli sulla copertura e peso del piano di calpestio e sovraccarico di esercizio su quest'ultimo) cosi suddiviso:
    - **585,0 N/m^2 manto di copertura ardesia e listelli** (dato dalla sovrapposizione dei carichi delle scandole in ardesia, dei listelli) in direzione – z (sistema di riferimento globale)



- **350,0 N/m² carico piano di calpestio** (peso proprio del tavolato di calpestio e travetti) in direzione -z (sistema di riferimento globale)
- **500,0 N/m² carico variabile piano di calpestio** (carico variabile applicato secondo normativa) in direzione -z (sistema di riferimento globale)

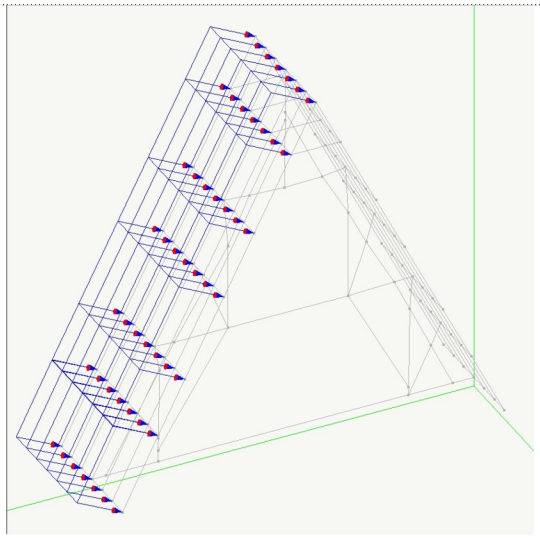


Carico tavolato di calpestio

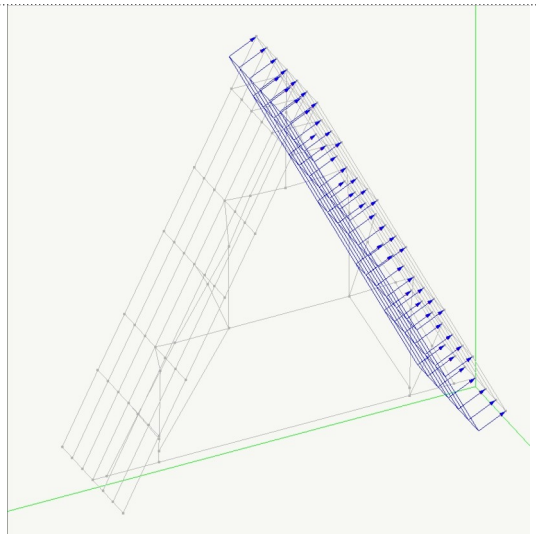


Sovraccarico di esercizio

- **-920,0 N/m² carico vento copertura sopravento** in direzione perpendicolare al tavolato di copertura (sist. Rif. locale)
- **+550,0 N/m² carico vento copertura sotto vento** in direzione perpendicolare al tavolato di copertura (sist. Rif. locale)



Carico vento copertura sopravento



Carico vento copertura sottovento

Successivamente è stato lanciato il calcolo utilizzando esclusivamente la combinazione di carico SLU di equilibrio del corpo rigido EQU (come previsto dalla norma) adottando i cofficienti parziali per le azioni nella condizione sfavorevole (γ_{G1}=1,1; γ_{G2}=1,5 γ_{Qi}=1,5) osservando successivamente i seguenti risultati ..

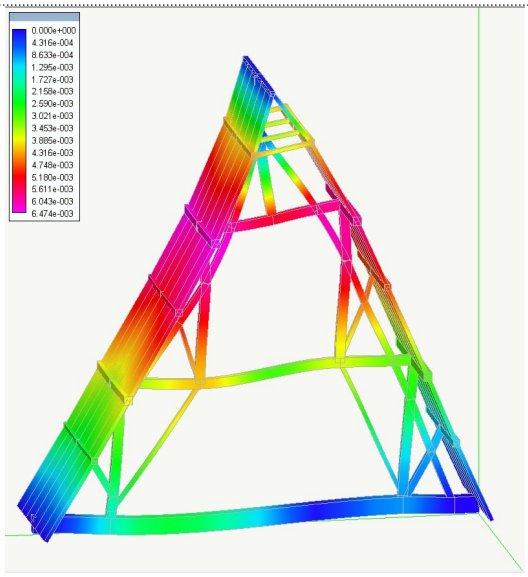
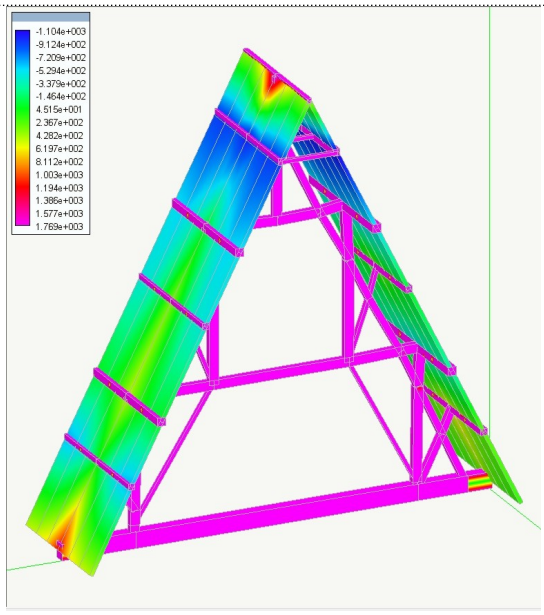
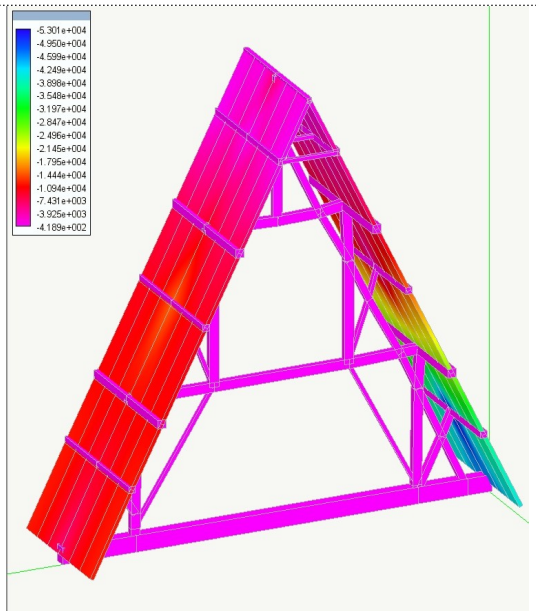
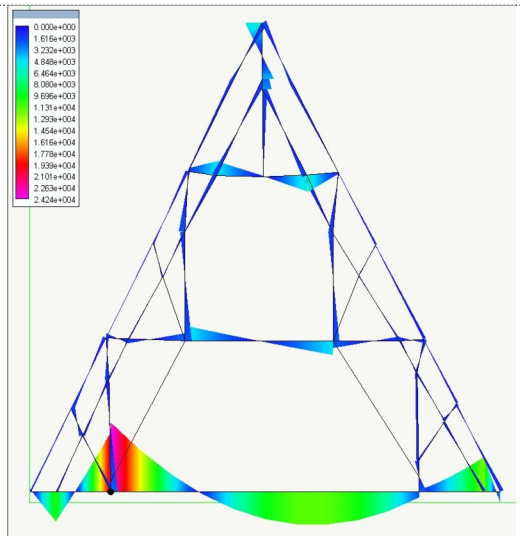
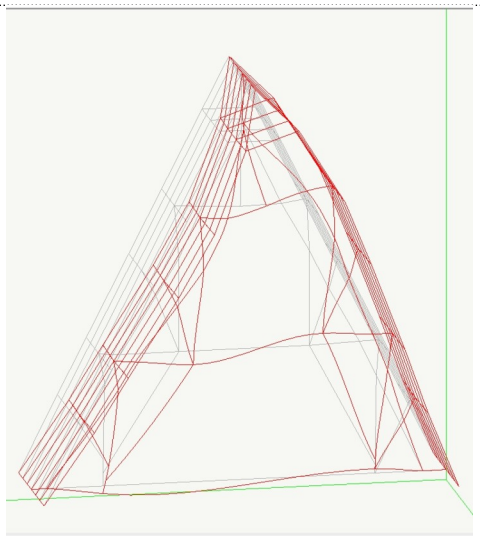


Diagramma spostamenti





Isosforzi Momento flettente	Isosforzi Membranale
	
Momento flettente	Deformata elastica

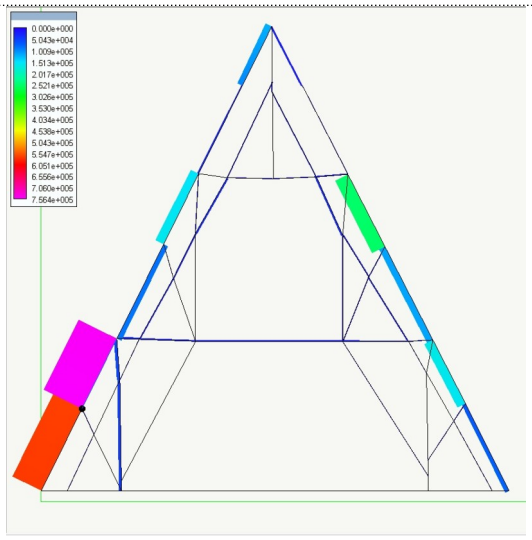
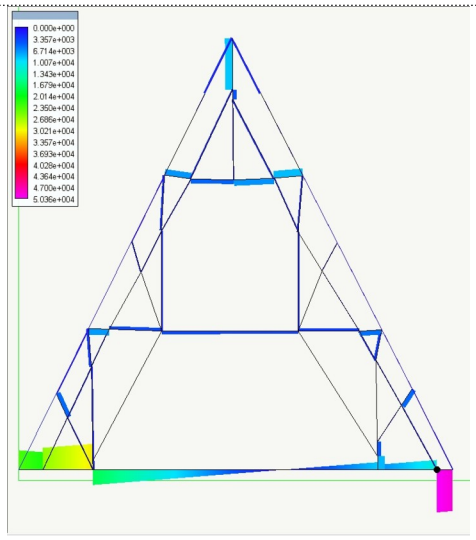
	

Diagramma di sforzo normale	Diagramma di taglio

Osservando i diagrammi si osserva che le zone più sollecitate sono quelle in prossimità della base dell'incavallatura, nel punto di incastro con la muratura.

La sollecitazione da Momento Flettente genera una tensione massima pari a 4,75 N/mm^2 nella (max 11,00 N/mm^2) nella catena in legno

La sollecitazione di sforzo normale massima è assorbita dal tavolato sopravento.

La sollecitazione di taglio massimo genera una tensione di pari a 0,86 N/mm^2 (max 1 N/mm^2) in prossimità del tirante in legno

Lo spostamento massimo si ha in corrispondenza della banchina sopravento ed è pari a 0,006474 m.

Il *nodo di controllo* (n.33) localizzato sull'incavallatura nella zona sottovento (lontano dal tavolato) misura uno spostamento di 0,0033 m.

7.5. Modello B2 F.E.M. a nodi semi-rigidi (aste a sezione ridotta) – Incavallatura con ipotesi di tavolato collaborante a modulo elastico ridotto.

All'ultimo modello F.E.M. caratterizzato da 157 nodi e 192 elementi, come nel modello A2 si è applicato il ***fattore di riduzione V della sezione (proporzionale in eguale misura per b e per h) del tenone pari al 25% della sezione completa dell'asta****, per un tratto di tenone della lunghezza pari alla distanza fra l'asse di mezzeria della mortasa ed il lembo superiore della mortasa stessa (mezza sezione)*.

Per giunti del tipo legno/legno fissati con biette, si è proposto di trattarli come due tenoni e mortasa contrapposti.

Alla luce di quanto sopra citato, si è deciso di aggiornare il Modello B1 con tavolato portante modellato con la funzione guscio, sostituendo i nodi tenone-mortasa e giunto mezzo legno sovrapposto dell'incavallatura, precedentemente modellati come intersezioni di travi rettangolari, in intersezioni di tratti di travi rettangolari debitamente ridimensionati secondo il fattore di riduzione.

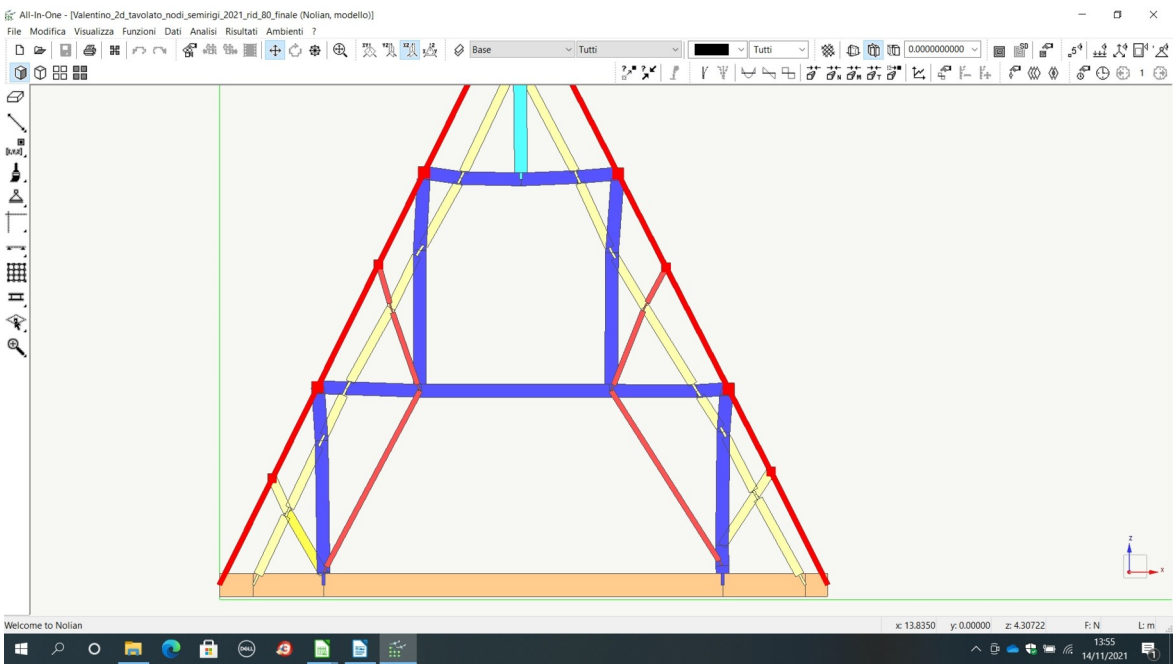
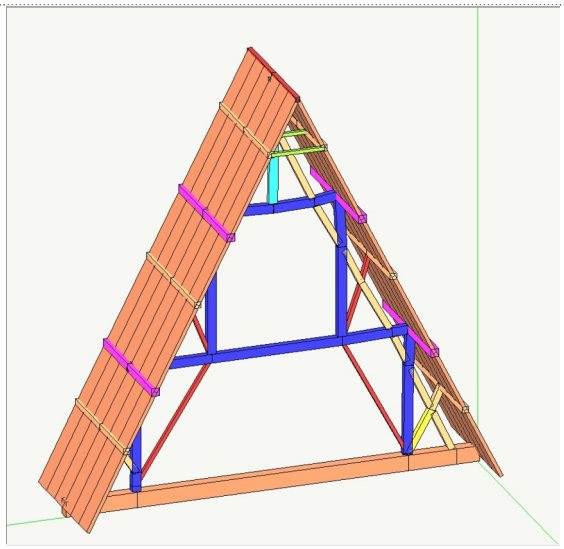
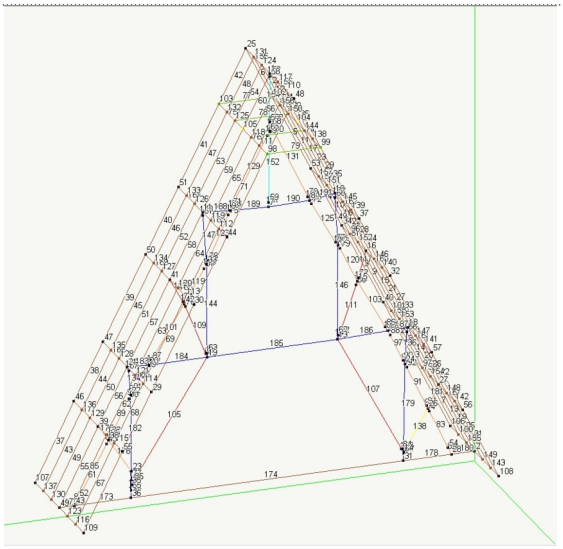


Figura 7.8 Dettaglio del modello F.E.M. Nolian con tavolato guscio e nodi di carpenteria modellati mediante il fattore di riduzione della sezione

In merito alle configurazioni di carico, nulla è variato rispetto a quella del Modello B1 pertanto non verranno riportati i relativi diagrammi.



Modello solido



Modello a fili di ferro

Il quarto modello F.E.M. è un modello che serve a capire come le sollecitazioni si ridistribuiscono in funzione dei nodi modellati come semirigidi e del tavolato considerato collaborante; non è altrettanto utile per considerare le sollecitazioni nei tratti di sezione ridotta in quanto non sono sezioni reali ma sono solo un espediente funzionale alla comprensione del comportamento complessivo dell'incavallatura.

Come tutti i modelli precedenti la catena è modellata in prossimità della muratura mediante 4 vincoli cerniera.

Come nel modello B1 sono state inserite le aste di irrigidimento strutturale parallele al piano XY poste a quota 8,00 m. dell'incavallatura

E' stata imposta la "giacenza nel piano" bloccando per tutti i nodi la traslazione lungo l'asse Y e le rotazioni introno agli assi Z ed X.

Il tavolato è stato considerato collaborante e modellato con la funzione guscio del software Nolian all in one; il Modulo di Elasticità è tuttavia stato ridotto del 20% per rendere il modello più simile alla situazione reale in quanto il tavolato non è una piastra unica ma è composto da più elementi lignei (tavole singole e travicelli) uniti fra loro.

Una volta lanciato il calcolo utilizzando esclusivamente la combinazione di carico SLU di equilibrio del corpo rigido (EQU) (come previsto dalla norma) adottando i cofficienti parziali per le azioni nella condizione sfavorevole (γ_{G1}=1,1; γ_{G2}=1,5 γ_{Qi}=1,5) si sono osservati i seguenti risultati .

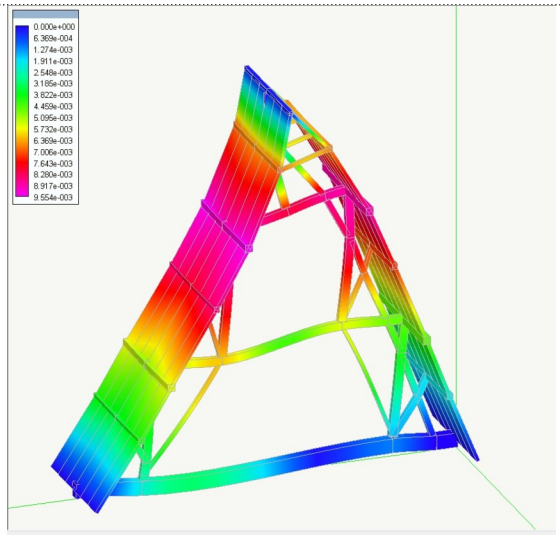
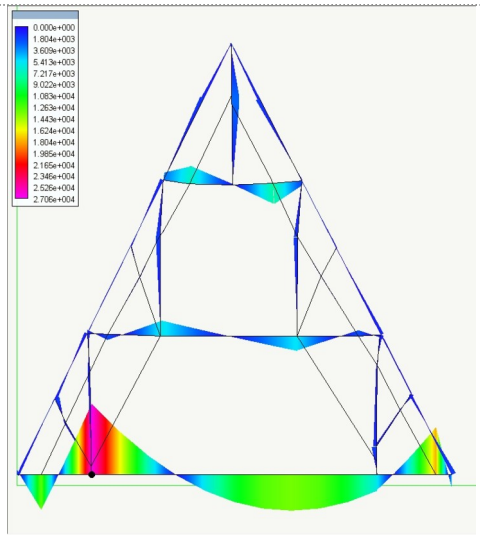
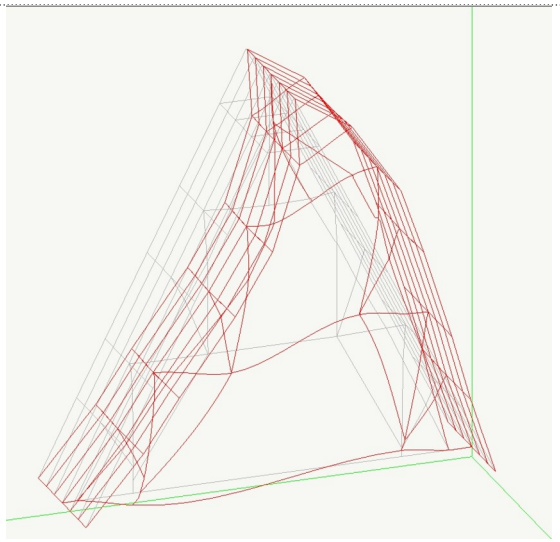


Diagramma spostamenti



Momento flettente



Deformata elastica

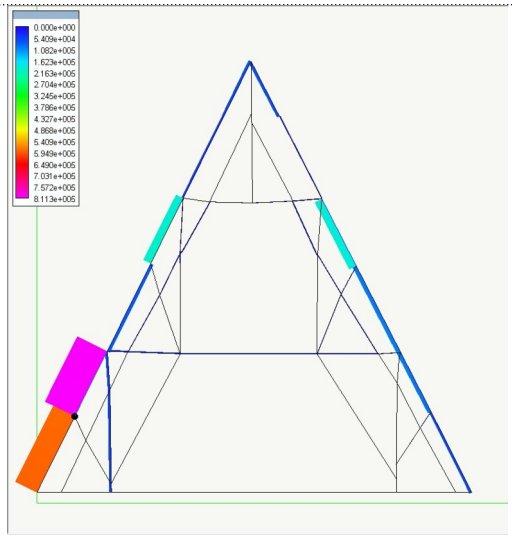
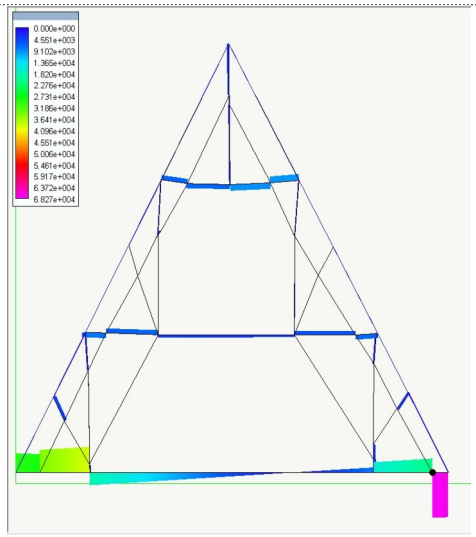
	

Diagramma di sforzo normale	Diagramma di taglio

Osservando i diagrammi si osserva che le zone più sollecitate sono quelle in prossimità della base dell'incavallatura, nel punto di incastro con la muratura.

La sollecitazione da Momento Flettente genera una tensione massima pari 5,30 N/mm^2 (max 11,00 N/mm^2) nella catena in legno .

La sollecitazione di taglio massimo genera una tensione massima di pari a 1,17 N/mm^2 (max 1 N/mm2) in prossimità dell'asta sottovento (elemento 69) in prossimità della zona di incastro di incastro della muratura

Lo spostamento massimo avviene sulla banchina della parete sopravento ed è pari a 0,00955 m.

Il *nodo di controllo* localizzato sull'incavallatura nella zona sottovento (lontano dal tavolato) misura uno spostamento di 0,005 m.

Conclusioni

Lo sviluppo di questa tesi si proponeva l'obiettivo di proporre un'ulteriore punto di vista sull'indagine dell'unicità del comportamento strutturale delle incavallature in Larice (seicentesche) della torre NORD del Castello del Valentino, mediante l'utilizzo di moderne tecnologie quali il rilievo Laser ed il Metodo degli Elementi Finiti.

Dalle prime attività preliminari di studio, di conoscenza e di approfondimento storico-evolutivo dell'*elemento strutturale capriata* e della sua successiva nobilitazione *in incavallatura;* non ho potuto non notare come questa singolare opera architettonica, unica nel panorama costruttivo italiano, potesse avere, punti in comune con la tipologia di costruttiva tradizionale francese del tetto "dauphinoise" (successivamente chiamato semplicemente "a la francaise") diffusosi tra il XVI, XVII, e XVIII nelle provincie alpine del Delfinato.

La suddetta tipologia di tetti a*“ quatre pans couvert à tuiles plats* “ (quattro falde coperti con piastrelle in ardesia) si diffuse nelle provincie Alpine dalla metà del ‘500 a causa di due principali fattori: il cambiamento climatico della “petite age glaciaire” (da cui le falde fortemente inclinate per far fronte a copiosi temporali e sostenute nevicate) ed una legislazione che vietava l'utilizzo di tetti in paglia per prevenire il forte rischio di incendio.
Il tetto “au dauphinois” lo si può quindi riscontrare, nelle zone alpine delle Terres Froides, nel Chartreuse, nel Trieves, nelle regioni del Gresivaudan, nel Vercors, nel Oisans, nel Champasur e anche nella Valèè du Rhone; l'edificio simbolo di tale architettura fu la nuova copertura della fabbrica della Grande-Chartreuse conclusasi nel 1676 di cui ancora oggi si possono ammirare le coperture molto simili, sia nell’aspetto esteriore che nella configurazione delle incavallature, alle coperture del Castello del Valentino.
Forse fu proprio da queste opere che Cristina di Francia potrebbe aver tratto ispirazione.

Tornando alla presente trattazione, si ricorda che, il risultato finale atteso era l’elaborazione di modelli F.E.M. delle incavallature; che tenessero conto di tutte le particolarità tecniche caratterizzanti l’opera (realizzata, come ampiamente trattato, con la tecnica del taglio ad ascia). Contestualmente il modello averebbe dovuto accogliere i contributi normativi e le informazioni raccolte da coloro da che hanno a preceduto il mio lavoro nell’analisi del suddetto caso studio.

Grazie alla tesi di Silvia Varalda a.a.2013/2014 i cui relatori furono la prof.ssa Arch. Antonia Spanò ed il Prof. Ing. Stefano Invernizzi dal titolo “Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino” ho potuto disporre delle nuvole di punti del rilievo Laser, le quali mi hanno permesso di realizzare una base per il modello F.E.M. molto fedele allo stato di fatto, e soprattutto vicina alle reali geometrie “storicizzate” della struttura.

Attraverso la lettura degli studi condotti nel corso degli ultimi vent’anni da gruppi di ricerca di alcune Univeristà/Politecnici Italiani come quelli di Trento, Milano e Torino ed in altre università extranazionali come quelle Portoghesi e Belghe, specialistici sul restauro del patrimonio storico delle antiche strutture di copertura in legno come quelle da me analizzata; ho potuto meglio comprendere i meccanismi di funzionamento delle

incavallature realizzate con aste snelle collegate attraverso nodi di carpenteria tradizionale fissati con biette, e comprendere come, l'importanza del valore da attribuire alla rigidezza dei nodi influenzi significativamente la corretta comprensione del comportamento complessivo dell'intero sistema strutturale.

Grazie al software Nolian, ho potuto ricreare, in ambiente virtuale, un test di carico su un modellino reale di tenone e mortasa effettuato dalla Faculty of engineering - Department of Structural Mechanics dell'università belga di Mons.
La modellazione del provino virtuale di cui sopra, caratterizzato con elementi Boundery (molle) all'interno del simulatore F.E.M., mi ha permesso, attraverso lo studio delle variabili di rigidezza delle molle e dei risultati, di teorizzare una modalità operativa per poter gestire il comportamento semi-rigido dei nodi all'interno dei più complessi modelli F.E.M. a principalmente a nodi perfetti realizzati per lo studio delle incavallature.
Ho così determinato un **fattore di riduzione V delle sezioni** da applicare a piccoli tratti di trave adiacenti ai nodi (riduzione della sezione proporzionale in egual misura per b e per h e pari al 25% della sezione completa dell'asta, per un tratto di tenone della lunghezza pari alla distanza fra l'asse di mezzeria della mortasa ed il lembo superiore della mortasa stessa). Applicando il fattore di riduzione V di cui sopra ho ridisegnato alcuni dei modelli F.E.M. delle incavallature.

Sempre all'interno del modello F.E.M., ho potuto inserire i valori delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali (aste il larice) desunti da una prova di applicazione del **metodo a vista** UNI-NORMAL Beni culturali 11119:2004 (non distruttivo) direttamente effettuato in situ.

Infine sono state elaborate **due coppie di modelli strutturali**:

- **A1** Modello a nodi perfetti con i carichi derivanti dalla copertura (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura, tavolato e travetti) applicati direttamente sulle banchine perpendicolari all'asse forte dell'incavallatura;
- **A2** Modello a nodi semi-rigidi con i carichi derivanti dalla copertura (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura, tavolato e travetti) applicati direttamente sulle banchine perpendicolari all'asse forte dell'incavallatura;

- **B1** Modello a nodi perfetti con i carichi derivanti dalla copertura (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura) applicati al tavolato modellato come guscio ;
- **B2** Modello a nodi semi-rigidi con i carichi derivanti dalla copertura (strato di tegole in pierre noire e relativa orditura) applicati al tavolato modellato come guscio con Modulo di Elasticità ridotto all'80%;

Dai digrammi di Momento Flettente e Sforzo normale si comprende come il modello più gravoso per le aste lignee dell'incavallatura sia il modello A2 a nodi semi-rigidi con i carichi della copertura applicati direttamente sulle banchine; non a caso i modelli A1 ed A2 senza il tavolato risultano i più speditivi nella realizzazione, ma sono anche quelli a cui corrispondono le maggiori sollecitazioni a carico delle aste (incremento medio del 20%) ed i maggiori spostamenti complessivi (incremento doppio sugli spostamenti).
Dai diagrammi di Taglio di tutti e 4 i modelli si è potuto osservare come il punto di maggior sollecitazione si l'innesto del tirante nella muratura sopravento.
In particolare nel modello F.E.M. A2 a nodi semi-rigidi si osserva che, nel punto di massimo spostamento (banchina sottovento) si verifica l'innesco di una rotazione rigida dell'elemento banchina, fenomeno che nello stato di fatto non avrebbe significatività, in quanto le banchine sono collegate fra loro mediante il tavolato, ma che, nell'ipotesi che si verificasse una discontinuità degli elementi di contenimento (tavolato) si potrebbe innescare il distacco di una parte della copertura sollecitata dall'azione del vento.

In termini di spostamenti complessivi il contributo più oneroso è dato dalle componenti del carico del vento sopra e sotto vento.

La sostituzione dei nodi perfetti con nodi semi-rigidi in entrambi i modelli (ottenuti con il fattore di riduzione delle sezioni V) aumenta complessivamente il valore degli spostamenti della struttura del 40-45%

Nei modelli ipotizzati con tavolato collaborante B1 e B2 si riscontra una riduzione degli spostamenti pari al 50% rispetto agli spostamenti del modelli A1 ed A2 in cui il tavolato è considerato un carico applicato alle banchine, osservando, così, un contributo positivo del

tavolato collaborante sulla rigidezza complessiva della struttura.

Confrontando i risultati dei quattro modelli si può concludere che, il modello che rispecchia meglio il reale comportamento della struttura, sia il modello B2 (Modello a nodi semi-rigidi con i carichi derivanti dalla copertura applicati al tavolato modellato come guscio con Modulo di Elasticità ridotto all'80%) in quanto si tiene conto, sia dell'effetto dei nodi semi rigidi tradizionali, che influenzano la ridistribuzione delle sollecitazione e l'incremento degli gli spostamenti e contestualmente tiene conto dell'effetto contenitivo del tavolato considerato parte collaborante con le incavallature.

Bibliografia

- AA. VV.,*Manuale Cremonese del Geometra*, Firenze,1992
- C. Alfieri, *Metodi d'indagine del patrimonio costruito antico : applicazione della tecnologia LIDAR e dell'analisi FEM al complesso terme-chiesa a Hierapolis di Frigia*, tesi di laurea, A.T. Spanò, S. Invernizzi, Politecnico di Torino, 2013
- U. Barison, F. Laner, *Capriate e tetti in legno: progetto e recupero*, Franco Angeli S.r.l.,Milano, 2000
- C.A. Brebbia, J.J. Connor, *Fondamenti del metodo degli elementi finiti*, CLUP, Milano, 1978
- A.Belmont, *L'historie des toits dauphinoise,* in"Le Monde alpin et rhodanien: Revue règionale d'ethnologie", 1994
- C. Bertolini Cestari, *Problemi di recupero: metodi di indagine, tecnologie di intervento,* in "L'Edilizia" n°12, De Lettera, Milano, 1992
- C. Bertolini Cestari, *Un problema di recupero: le strutture di copertura del castello del Valentino*, in "Il restauro del legno", Atti del 2° Congresso Nazionale, 1° vol., a cura di Gennaro Tampone, Firenze, 1990
- A. Carpinteri, *Scienza delle Costruzioni vol.2,* Pitagora Editrice, Bologna, 1992
- G. Guarniero, C. Roggero, A. M. Zorgno, C. Bertolini Cestari, *Le incavallature di una torre del Castello del Valentino: Indagini preliminari al progetto; Notizie storiche; Stato di degrado della carpenteria e del manto di copertura, Ipotesi di Intervento; Analisi strutturale, I modelli di comportamento strutturale delle incavallature lignee,* 1988
- J.M. Branco, R. Tomasi, M.A. Parisi, M. Piazza, *Analisi sperimentale su collegamenti tradizionali e rinforzati nelle capriate lignee",* Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (ANIDIS) in occasione del "Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia",2007
- J.M. Branco, T. Decamps, *Analysis and strenghthening of carpentery joints* in "Construction and Bulding Materials", Amsterdam,2015
- F. Laner, *Discorso sulle capriate* in "Geocentro" n.14 Marzo/Aprile 2011,Torino,2011
- G. Martines, *Macchine da cantiere per il sollevamento dei pesi, nell'antichità, nel Medioevo, nei secoli XV e XVI*,* in "Annali di Archiettura" n.10-11/1998-

99,Vicenza,1998

- C. Menichelli (a cura di); A. Adami; C. Balletti, C. Bertolini Cestari, G. Bettiol, G. Biglione, C. B. De Carvalho, E. Garbin, F. Gerbaudi, F. Guerra, G. Pagliarino, F. Pasteris, M. Piana, O. Pignatelli, L. Pilot, M. R. Valluzzi, P. Vernier, *Le strutture lignee dell'Arsenale di Venezia. Studi e restauri*, in XXV Convegno Internazionale Scienza e Beni Culturali - Conservare e restaurare il legno, Bressanone, 23 – 26 Giugno 2009, Edizioni Arcadia Ricerche,Marghera-Venezia, 2009
- M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena, *Strutture in legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee,* Hoepli, Milano, 2005
- C. Roggero, A. Dameri, a cura di, *Il castello del Valentino*, Umberto Allemandi & C. SPA, Torino, 2007
- Ufficio tecnico di Assolegno, a cura di, *Appunti per le costruzioni in legno: normativa, progettazione e buone pratiche di cantiere,* FEDERLEGNO ARREDO, Milano,2017
- UNI 11118:2004, *Beni culturali - Manufatti lignei - Criteri per l'identificazione delle specie legnose ,* 2004
- UNI 11119:2004, *Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera,* 2004
- UNI 11035-1 2010, *Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica,* 2010
- UNI 11035-2 2010, *Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanic*a, 2010
- S. Varalda, *Tecnologia LIDAR per una prima valutazione statica di strutture lignee di coperture – La torre Nord-Ovest del Castello del Valentino*, tesi di laurea, A.T. Spanò, S. Invernizzi, Politecnico di Torino, 2014
- G.Vico, *Il real Castello del Valentino : monografia storica,* Stamperia Reale Torino,1858
- M. Bernardi, a cura di, *Il castello del Valentino,* SET - Società Editrice Torino, Torino, 1949

Sitografia

- www.teknoring.com
- https://projects.archiexpo.it
- www.comune.venezia.it
- http://www.nleworks.com/
- http://frigo.polito.it
- http://areeweb.polito.it/strutture/cemed/museovirtuale/
- https://nsagroup.it/project/casa-italia-torino-2006/
- https://www.georeferencer.com
- https://www.davidrumsey.com/
- https://www.musee-grande-chartreuse.fr/en
- https://www.france-voyage.com
- http://geoportale.comune.torino.it/geocatalogocoto/?sezione=mappa
- https://web.umons.ac.be/en/