

# POLITECNICO DI TORINO

Facoltà di Architettura

Laurea Magistrale in Architettura per il Restauro e  
Valorizzazione del Patrimonio

TESI DI LAUREA

**Inquadramento storico e verifica strutturale della  
copertura della Cattedrale della Resurrezione, nel  
Monastero di Nuova Gerusalemme ad Istra.**



*Relatore*

Prof. Giuseppe Lacidogna

*Correlatori*

Prof. Alessandro Grazzini

Prof. Cesare Tocci

*Candidato*

Matteo Caivano

Settembre 2020

# Indice

Introduzione .....	1
Parte I. Descrizione e storia della Cattedrale .....	2
1- Il Complesso Architettonico.....	3
a. Il contesto: il barocco moscovita.....	3
b. Il complesso monastico, l'impianto e la Rotonda.....	10
2- Crolli, ricostruzioni e restauri .....	17
a. Storia del complesso .....	17
b. Le tre coperture, XVIII, XX e XXI Secolo .....	19
c. Il restauro del 2012 .....	30
Parte II. Il comportamento strutturale della copertura: analisi e confronti.....	56
1-Scelte di modellazione e tecniche di analisi .....	57
a. Modello agli elementi finiti .....	57
b. Modelli semplificati.....	60
c. Normativa di riferimento e azioni.....	62
2-Analisi strutturale delle tre coperture.....	78
a. La copertura del XVIII Secolo .....	78
b. La copertura del XX Secolo.....	106
c. La copertura del XXI Secolo.....	129
3-Confronti.....	159
Conclusioni .....	167
Bibliografia e sitografia .....	168

# Introduzione

La costruzione di chiese grandiose ha coinvolto tutti i Paesi del mondo nel corso della storia. La Russia si è da sempre interessata alla realizzazione edifici di importanza mondiale, costruendoli tuttavia secondo i metodi e i materiali tradizionali dell'architettura locale. Tra questi, si annovera il Monastero di Nuova Gerusalemme di Istra, nella regione di Mosca, uno dei centri più rappresentativi della religione ortodossa e monumento unico per la cultura artistica. Durante lo svolgimento del tirocinio curricolare al quinto anno, ho avuto la fortuna di interfacciarmi con il rilievo di questo monumento effettuato nel 2011 dallo studio italiano Geomar.

La struttura per come si presenta oggi è frutto di una evoluzione alquanto articolata, composta da numerosi crolli e ricostruzioni. Il fulcro dell'intero complesso monastico è costituito dalla Rotonda o *Katholikon*, una copertura a "tenda" con più di venti metri di sviluppo verticale riccamente decorata che sormonta il Santo Sepolcro, la reliquia fondamentale conservata nella Cattedrale della Resurrezione. Il *Katholikon* ha origine, così come la Cattedrale, nel XVII secolo con una costruzione avente dimensioni modeste di cui rimangono solo sommarie descrizioni. A seguito del crollo di questa prima realizzazione, avvenuto nella prima metà del secolo successivo, si sono succedute tre diverse costruzioni: la prima in legno massiccio, riportata in un rilievo del 1894 e descritta in numerosi libri; la seconda in acciaio risalente al secondo dopoguerra e infine la terza, quella attuale, realizzata questa volta in legno lamellare secondo il progetto di architetti italiani. Il tema è quanto mai complesso e articolato e non è presente in nessun documento un'analisi storica e comparativa delle tre diverse soluzioni strutturali, tutte molto ambiziose e collocate in periodi storici molto differenti. Per questo motivo il primo obiettivo di questo studio è quello di svolgere un'analisi storica inquadrando il bene architettonico all'interno di una serie di monumenti tipici dell'architettura russa; il secondo è quello di descrivere e analizzare le soluzioni storicamente adottate per la realizzazione del *Katholikon* per comprenderne pienamente sia i metodi costruttivi che la funzionalità statica. Oltre ad alcune considerazioni svolte con metodi analitici semplificati, i modelli strutturali sono stati realizzati tramite un apposito programma agli Elementi Finiti. Da tali modelli, verificati seguendo le norme europee, sono state estrapolate le considerazioni necessarie a mettere in relazione sotto un aspetto critico le tre soluzioni strutturali di uno dei monumenti religiosi più importanti della Russia.

Va precisato che lo studio di un manufatto così lontano, in tempi in cui muoversi non è così semplice, non sarebbe stato possibile senza l'aiuto dello studio Geomar, della Sovrintendenza locale russa "Центральные научно-реставрационные проектные мастерские", in particolare di Vassilly Postopiaky; e del materiale fornitomi dalla società 000 Atrium e in particolare l'ing. Devid Ianniciello. A loro, i miei più sentiti ringraziamenti.

## **Parte I. Descrizione e storia della Cattedrale**

## 1- Il Complesso Architettonico

### a. Il contesto: il barocco moscovita

Il Barocco Moscovita o Barocco Naryškin è un particolare stile architettonico che si sviluppò a Mosca tra la fine del XVII e l'inizio del XVIII Secolo e che si diffuse in breve tempo in tutto l'Impero russo. Questa tendenza architettonica nacque durante il regno di Pietro il Grande e prese il nome dai boiardi della famiglia Naryškin, principali committenti del nuovo stile omonimo che si manifestò soprattutto nell'architettura ecclesiastica.

Sino a quel periodo si era sviluppato in Russia il Barocco Petrino, impiegato nella realizzazione della maggior parte degli edifici della capitale San Pietroburgo tra cui la Cattedrale dei Santi Pietro e Paolo e la Chiesa dell'Arcangelo Gabriele a Mosca. È interessante sottolineare come molti edifici del Barocco Petrino vennero successivamente decorati secondo i canoni del Barocco Moscovita [1].

Ne sono un esempio la Chiesa dell'Intercessione in Fili, la Chiesa di Dubrovitsy e la Chiesa del Salvatore a Ubory, costruite nel periodo compreso tra il 1693 e il 1697.

Il barocco petrino fonda le sue radici nell'architettura nordica e tedesca, in contrapposizione con i fasti dell'architettura bizantina in favore della simmetria e dell'equilibrio [2]. I caratteri fondamentali possono essere riassunti nei seguenti punti (*figg. 1a.1-1a.2 (Parte I)*):

- Semplicità volumetrica nelle costruzioni
- Utilizzo di decorazioni quali statue e ornamenti in facciata
- Tetti a padiglione.
- Torri con guglie
- Colore dell'intonaco bicromo (Bianco associato solitamente al rosso o al Blu)
- Trattamento delle facciate attraverso l'utilizzo di lesene e di un ordine toscano solitamente modificato caso per caso.
- Riquadri alle finestre
- Utilizzo di finestre ad arco

I maggiori esponenti del barocco Petrino furono Domenico Trezzini, autore della Cattedrale dei Santi Pietro e Paolo, e Giovanni Maria Fontana, autore del palazzo Menshikov [3].



*Figura 1a.1 (Parte I) - Edificio dei Dodici Collegi, San Pietroburgo, arch. Domenico Trezzini. L'immagine sintetizza le principali caratteristiche del barocco petrino. In: <https://polzam.ru/>*



*Figura 1a.2 (Parte I) - Kunstkamera, San Pietroburgo, arch. Georg Johann Mattarnovy. L'immagine identifica uno degli edifici di maggior rappresentanza del barocco petrino. In: <https://upload.wikimedia.org/>*

Un evento significativo per lo sviluppo del nuovo stile moscovita fu rappresentato dal Trattato di pace tra il Granducato di Mosca e la Polonia, l'*Eternal Peace* del 1686<sup>1</sup>, grazie al quale fu permessa la libertà di culto per la popolazione ortodossa polacca con l'impegno da parte del popolo russo di proteggere i fedeli ortodossi. In questo modo i russi diventarono alleati in una coalizione contro i turchi, la cosiddetta *Lega Santa*, a cui appartenevano anche il Sacro Romano Impero e Venezia. Questo fatto portò ad una larga diffusione nel territorio russo della cultura polacca e vi fu quindi una fusione dei caratteri tipici dell'architettura tradizionale russa con elementi barocchi importati dall'Europa centrale [4].

Fu la zarina Elisabetta di Russia, figlia di Pietro il Grande, che subentrò al potere con un colpo di stato nel 1741, ad adottare questo nuovo stile per la costruzione di alcuni edifici sia residenziali, come il Palazzo d'Inverno, sia religiosi.

Il barocco moscovita si distingue da quello petrino per l'introduzione di elementi tipici dell'architettura barocca e per una diversa tipologia di distribuzione planimetrica. In particolare, i nuovi edifici realizzati, si distinguono per la forte spinta verticale e per la doppia scala dell'edificio: alla dimensione considerevole e slanciata degli elementi strutturali, si unisce il dettaglio miniaturistico delle decorazioni. A livello planimetrico, la maggior parte degli edifici appartenenti al barocco moscovita si distinguono per la presenza di più volumi separati tra loro e rigorosamente delimitati che si identificano con le coperture a cipolla o a tenda, le quali slanciano ulteriormente l'edificio verso l'alto (*fig. 1a.3 (Parte I)*). Nel trattamento delle facciate, il barocco moscovita riprende l'utilizzo della bicromia da quello petrino e introduce l'utilizzo di piastrelle policrome e legno dorato per l'apparato decorativo [5].

<sup>1</sup>Sanciva un Trattato di Pace eterna, tra la Russia e il Commonwealth polacco-lituano fu firmato il 6 maggio 1686 a Mosca. Il trattato confermava il precedente Trattato di Andrusovo del 1667. Questi Stati furono spinti a cooperare dopo un importante intervento geopolitico in Ucraina da parte dell'Impero Ottomano. Ha segnato una svolta nelle relazioni russo-polacche e ha giocato un ruolo importante nella lotta dei popoli dell'Europa orientale contro l'aggressione turco-tartara

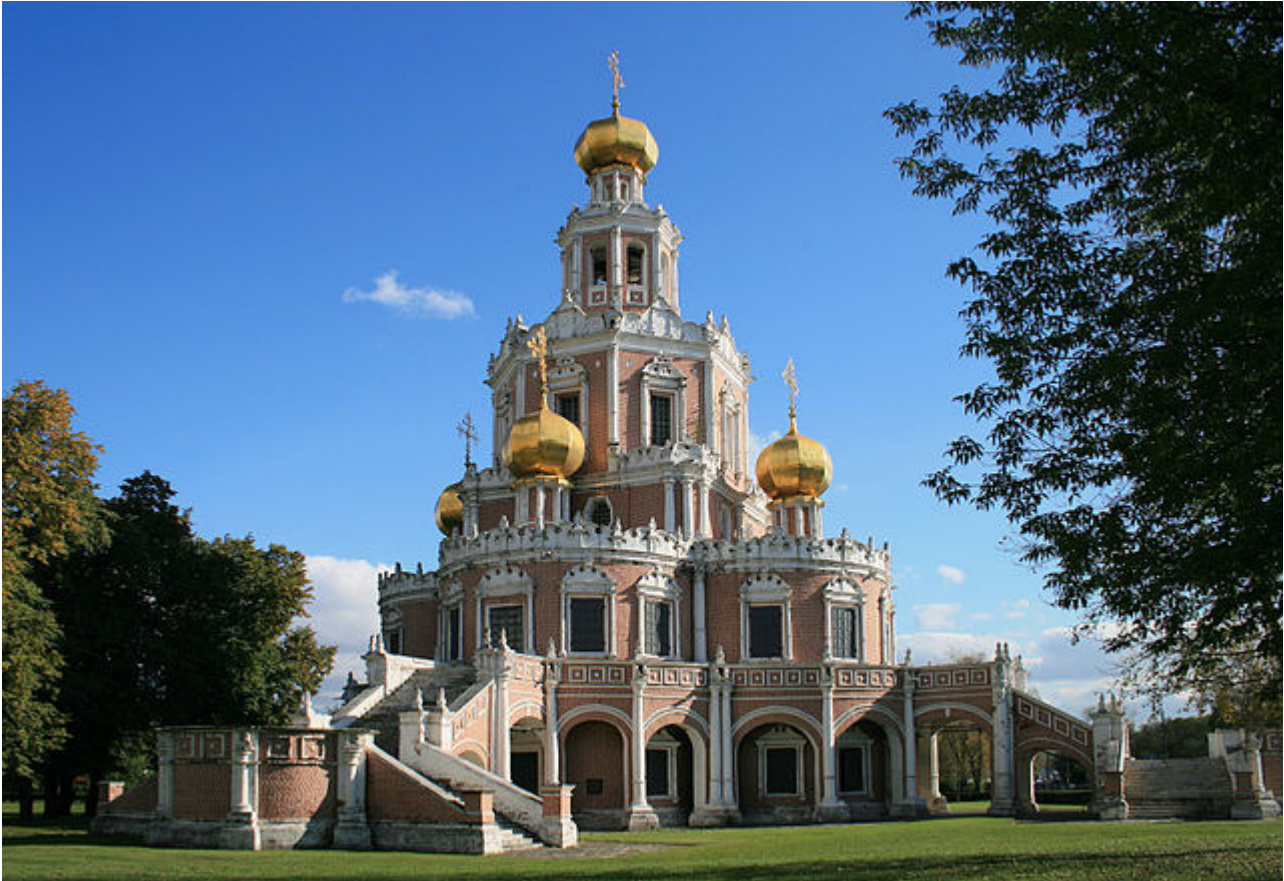


Figura 1a.3 (Parte I) - Chiesa dell'intercessione in Fili, Mosca, arch. Sconosciuto, probabilmente Jakov Buchvostov. L'immagine identifica l'impianto planimetrico del barocco moscovita e l'utilizzo di coperture ed elementi che slanciano verticalmente l'intero impianto. In: <https://www.regent-decor.ru/>

L'impianto del barocco moscovita definisce quindi una nuova tipologia di edificio (fig. 1a.4 (Parte I)). Gli elementi caratterizzanti il nuovo impianto possono essere sintetizzati in [6]:

- Cupole: nate a somiglianza di elmi o pere (fig. 1a.5 (Parte I)), sono sorrette in genere da un tamburo a base poligonale, con un diametro maggiore rispetto a quello del tamburo stesso e l'altezza molto maggiore della larghezza, per cui ne scaturisce una forma slanciata ed elegante, ulteriormente esaltata da dorature, motivi decorativi, pitture e rivestimenti in piastrelle colorate. Il tamburo può essere ulteriormente decorato con una serie di lesene e di archi in bassorilievo che ne circondano l'intero sviluppo, aspetto tipico dell'architettura tradizionale russa [7] (fig. 1a.4 (Parte I)). Si tratta di un elemento molto diffuso nell'architettura del tempio russo e ucraino, ma è anche usato in alcune chiese cattoliche in Baviera, che si trovano in Medio Oriente e in India e nei territori caucasici. In alternativa, come evoluzione da questa tipologia, nascono le cupole a cipolla, di forma sferica o ellissoidica.



- coperture a *tenda* (fig. 1a.6 (Parte I)), ovvero una struttura architettonica a forma di piramide su base poligonale, generalmente ottaedrica che serviva a coprire edifici quali templi, campanili, torri e portici. Il suo impiego iniziò nel 1648 quando il patriarca Nikon proibì la costruzione di templi con tetto a padiglione, ordinando di tornare al completamento con cupole. La costruzione, inizialmente in legno, era completata da finestre, o, nella maggior parte dei casi, abbaini, che si aprivano sui lati della piramide stessa in uno o più ordini successivi. Una tenda di grandi dimensioni prendeva il nome di *shater*.



Figura 1a.4 (Parte I) - Modello semplificato di una tipica chiesa barocca moscovita. Gli elementi caratterizzanti sono le cupole con i tamburi ornati ad arcate, l'ingresso principale con la nicchia per la statua del santo e lo zoccolo di fondazione su cui si appoggia l'intera struttura. In: <http://files.school-collection.edu.ru/>

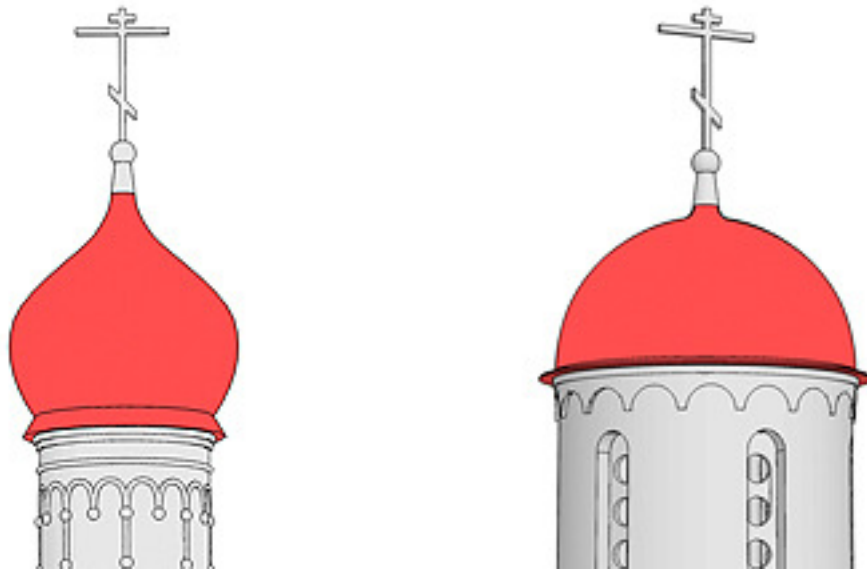


Figura 1a.5 (Parte I) - Cupola a cipolla (sinistra) e cupola a elmo (destra). In: <http://files.school-collection.edu.ru/>

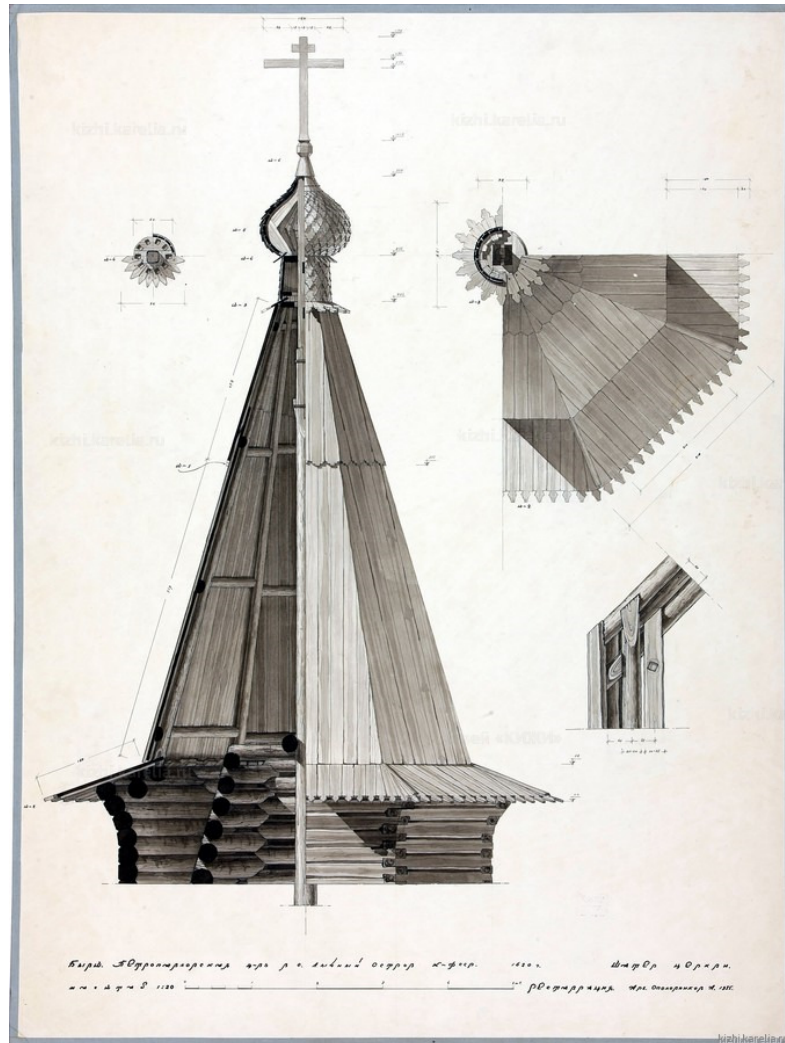


Figura 1a.6 (Parte I) - Disegno di Restauo della Tenda, Chiesa degli apostoli Pietro e Paolo, Isola di Lychny, arch. Opolovnikov Alexander Viktorovich. In: catalogo Чертежи обмера и реставрации Петропавловской церкви, consultabile presso <http://kizhi.karelia.ru/>

In questo contesto emerse la figura dell'architetto italiano Bartolomeo Rastrelli<sup>2</sup> il quale arricchì gli edifici con decorazioni dorate, alternanza di colori ed elementi architettonici giganteschi, quali ad esempio colonne, influenzando con questi caratteri, l'architettura russa per tutta la prima metà del XVIII Secolo tanto che la sua architettura prese il nome di *Barocco Rastrelliano* [8] (fig. 1a.7 (Parte I)).

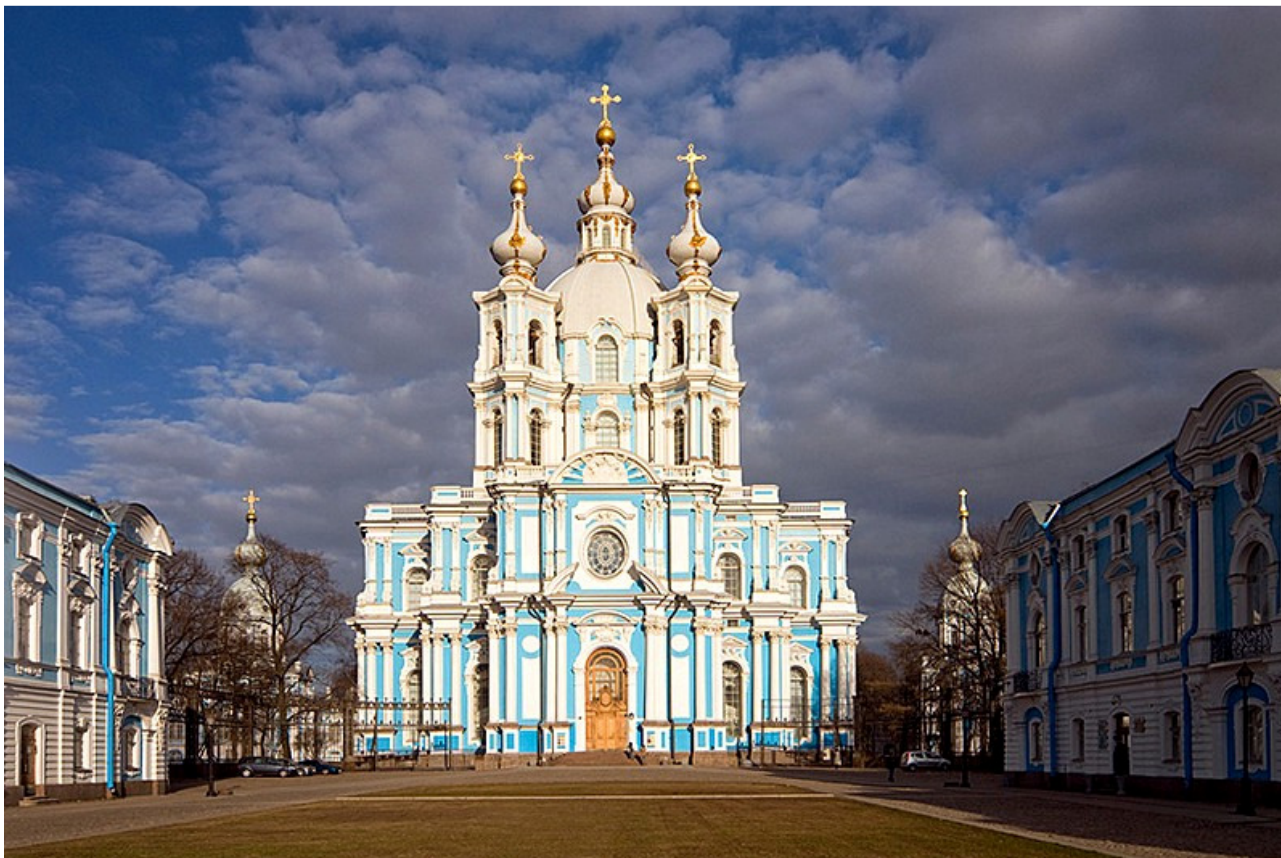


Figura 1.a.7\_ Cattedrale di Smolny, arch. Bartolomeo Rastrelli. In: <http://www.saint-petersburg.co>

<sup>2</sup>Rastrelli subì l'influenza di architetti europei quali i francesi Germain Boffrand e Robert de Cotte, i tedeschi Balthasar Neuman, François de Cuvilliers, Matthäus, Daniel Pöppelmann non parlare delle reminiscenze di Gian Lorenzo Bernini e del barocco italiano.

## **b. Il complesso monastico, l'impianto e la Rotonda**

Il Monastero di Nuova Gerusalemme è un esempio emblematico del barocco moscovita. La sua realizzazione ha avuto tuttavia un iter complicato, considerate le varie vicissitudini che si sono susseguite a partire dall'inizio della sua costruzione nel 1659, dovute ad incendi, bombardamenti bellici che hanno causato ingenti distruzioni.

Il complesso si presenta racchiuso da un perimetro di mura di pietra con torri che si sviluppano per circa un chilometro, realizzato tra il 1690 e il 1697 su progetto dell'architetto Yakov Grigorievich Bukhvostov (*fig. 1b.1 (Parte I)*). Come in altri monasteri russi di quel tempo, le mura della fortezza non solo avevano la funzione di protezione, ma anche una funzione decorativa all'interno delle quali si trovano gli edifici che compongono il Monastero [16].

La chiesa, dal punto di vista planimetrico è costituito dall'unione di due corpi, la cattedrale il cui volume centrale è occupato dall'altare maggiore (*fig. 1b.2 (Parte I)- n.5*) a cui si accede attraverso nove gradini di forma circolare e a fianco dei quali si trova uno spazio sormontato da una cupola a cipolla rivestita di colore oro ed il Santo Sepolcro (*fig. 1b.2(Parte I)- n.1*) illuminato dalla luce della grande copertura a tenda, il *Katholikon*. Inoltre, una serie di cappelle, in numero uguale di quelle di Gerusalemme, si sviluppa su tutto il perimetro (*fig. 1b.2 (Parte I)- n. 13, 18, 19, 21, 23, 24, 27, 35*) alcune delle quali terminano con volte a cipolla rivestite esternamente anch'esse di colore oro [17].

Una iconostasi, formata da dodici livelli di icone, posizionata prima dell'altare, aveva lo scopo di separare quest'ultimo dai fedeli, come voleva la tradizione russa. All'interno della Cattedrale, a lato dello spazio sottostante la cupola a cipolla era riservato un posto per lo zar (*fig. 1b.2 (Parte I)- n. 37*). L'ingresso principale alla Cattedrale della Resurrezione di Nuova Gerusalemme, come in quella in Terra Santa, si trovava sul lato sud e sulla porta furono posizionate lastre di pietra bianca scolpite con frasi che descrivevano la storia della chiesa.

Al di sotto della Cattedrale si trovavano la Chiesa dei Santi Costantino ed Elena (*fig. 1b.1 (Parte I)-n. 33*), costruita tra il 1666 e il 1690, situata sei metri sotto il livello del terreno e circondata da un fossato (*fig. 1b.2 (Parte I)-n. 36*) realizzato nel XVIII Secolo con un muro di

sostegno rivestito in blocchi di pietra bianca reperiti nella cava sita nelle vicinanze e con passerelle che attraversano il fossato. La chiesa è collegata all'altare della cattedrale da trentatré gradini. Lateralmente all'altare si trovava la chiesa sotterranea di San Giovanni Battista che ospitava le reliquie del Patriarca Nikon (*fig. 1b.2 (Parte I)- n. 9,10*). Egli infatti preparò a lungo questo luogo per la sua futura sepoltura avvenuta il 26 agosto 1681. Sulla bara furono poste le catene da 14 libbre che il patriarca aveva indossato per ventiquattro anni. Inoltre, sono presenti due iscrizioni su pietra bianca, una con una scritta in memoria del Patriarca e l'altra in cui lo stesso viene raffigurato con un alone intorno al capo. A metà degli anni '30 però il sepolcro fu aperto in modo blasfemo e il destino del patriarca è sconosciuto[18]. In figura *1b.3 (Parte I)* viene riportata la pianta del piano superiore della Cattedrale.

Il Monastero venne completato dalla chiesa del Calvario, costruita nel 1662, oggetto di un primo rifacimento nel 1775, sotto Caterina la Grande ed un secondo nel 1867 grazie al cittadino onorario di Mosca I.D. Chikin; dal campanile costruito nel XXVII Secolo, a sette piani che raggiungeva l'altezza di 58 metri con 15 campane, di cui la più grande pesante circa 3 tonnellate. Venne distrutto dagli eventi bellici nel 1941 e ricostruito solo nel 2010; la Residenza del Patriarca Nikon; il Monastero dell'Epifania, sulle rive del fiume Istra, quale luogo di ritiro in solitudine da parte del patriarca Nikon in tempo di quaresima; la chiesa della Natività, costruita insieme alle camere del refettorio a ovest della Cattedrale della Resurrezione per volere di Tsarevna Tatyana Mikhailovna, figlia dello zar Mikhail Fedorovich, e consacrata nel 1692. E' molto significativa l'analogia tra la pianta della Chiesa di Istra e quella di Gerusalemme in Terra Santa<sup>5</sup> [19]. Il fulcro dell'interno complesso è la

<sup>5</sup>La basilica di Gerusalemme fu originariamente la Basilica Costantiniana, voluta dall'Imperatore Costantino, a seguito del Concilio di Nicea del 325, con la finalità di distruggere i templi pagani e riportare alla luce il luogo sacro. La basilica di Costantino fu costruita attorno alla collina della crocifissione, ed era composta da tre edifici collegati fra di loro, ovvero una basilica, un atrio chiuso colonnato, costruito attorno alla roccia del Calvario, una chiesa rotonda, chiamata *della Resurrezione* in cui erano contenuti i resti della grotta che era stata identificata come il luogo di sepoltura di Gesù. A seguito di un incendio nel 614 questo complesso venne danneggiato, fu ricostruita, ma nuovamente distrutta in vari periodi successivi. Si dovette arrivare alle prime crociate per vedere una ricostruzione della Basilica in quanto aveva assunto il significato di *Pellegrinaggio armato* per cui nessun crociato poteva considerare completo il suo viaggio se non avesse pregato come pellegrino al Santo Sepolcro. Nel 1808 la basilica fu nuovamente distrutta da un incendio, solo il Santo Sepolcro rimase illeso, nel 1959 iniziò il restauro e nel 2016 fu rinvenuta la pietra del sepolcro originario.

Rotonda (*fig. 1b.4 (Parte I)*), al centro del quale si trova il Santo Sepolcro. (*fig. 1b.5 (Parte I)*). Subito dietro si trova il campanile (*fig. 1b.6 (Parte I)*). Davanti alla chiesa principale si trova una seconda chiesa consacrata ai Santi Costantino ed Elena (*fig. 1b.7 (Parte I)*). Altri edifici sono presenti all'interno del perimetro e formano il complesso monastico, in cui si trova anche la residenza del patriarca Nikon con una terza chiesa annessa (*fig. 1b.1 (Parte I) a sinistra*).



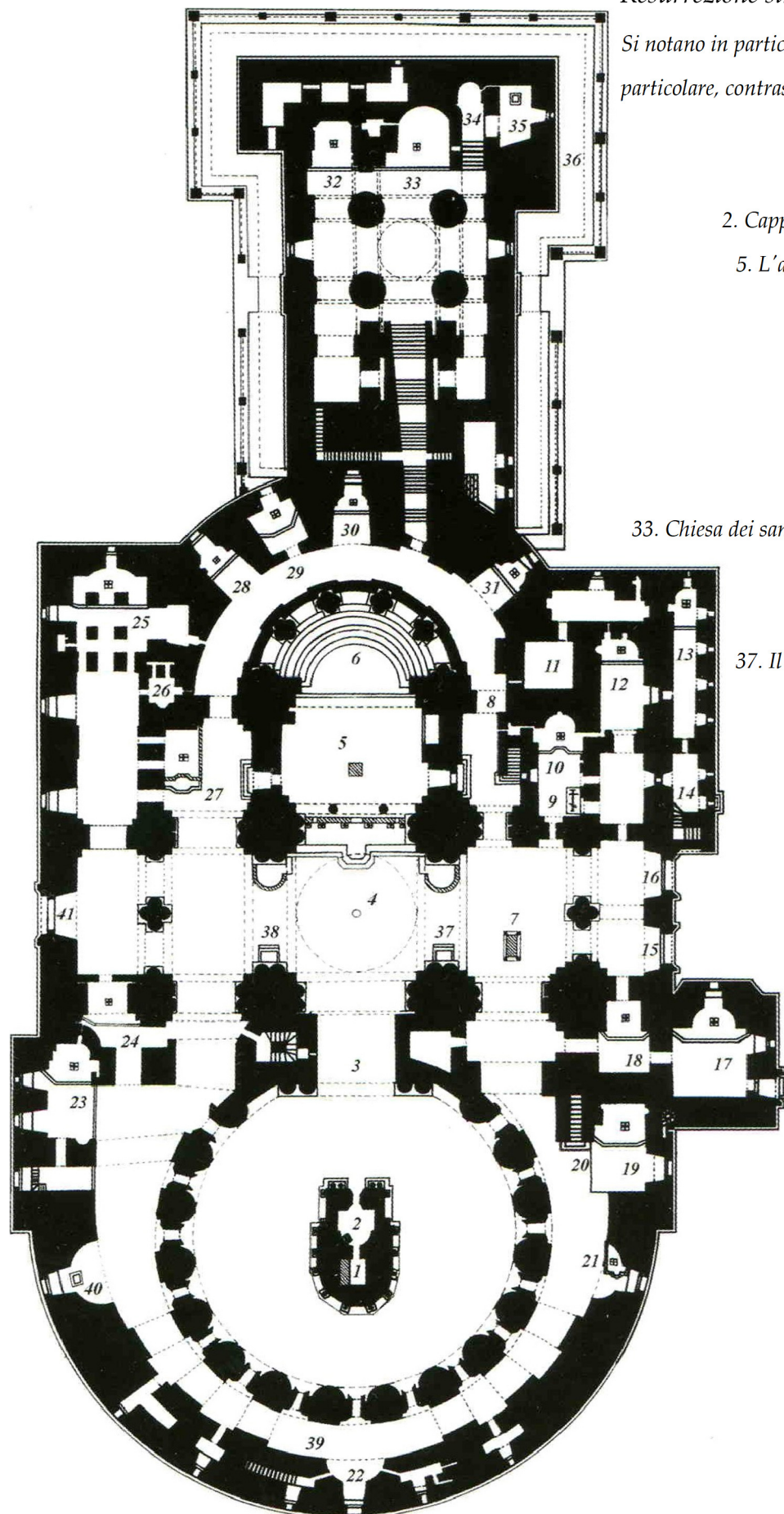
*Fig. 1b.1 (Parte I) - Complesso di Nuova Gerusalemme. Sono presenti il muro di cinta, la Cattedrale della Resurrezione al centro e le residenze, con quella del patriarca, a sinistra. In:*

*<https://www.shutterstock.com/>*

Figura 1b.2 (Parte I) - Pianta della Cattedrale della

Resurrezione sino al 1941, piano terra. In: [17]

Si notano in particolare, contrassegnati con i numeri: Si notano in particolare, contrassegnati con i numeri:



1. Il Santo Sepolcro

2. Cappella dell'Angelo nella Cappella del Santo Sepolcro

5. L'altare maggiore della Cattedrale della Resurrezione

9. La Tomba di Sua Santità Patriarca Nikon

10. La Chiesa di San Giovanni Battista

14. La Scala per il Calvario

20. Scala per il coro

13, 18, 19, 21, 23, 24, 27-35. Le Cappelle

33. Chiesa dei santi uguale agli apostoli zar Costantino e sua madre regina Elena

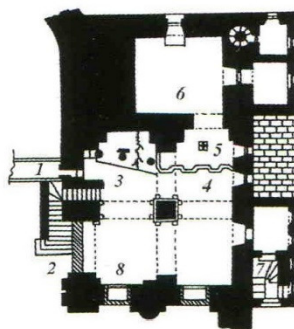
36. Il Fossato intorno alla chiesa

37. Il posto dello zar nella Cattedrale della Resurrezione

39. Le Scale per il coro

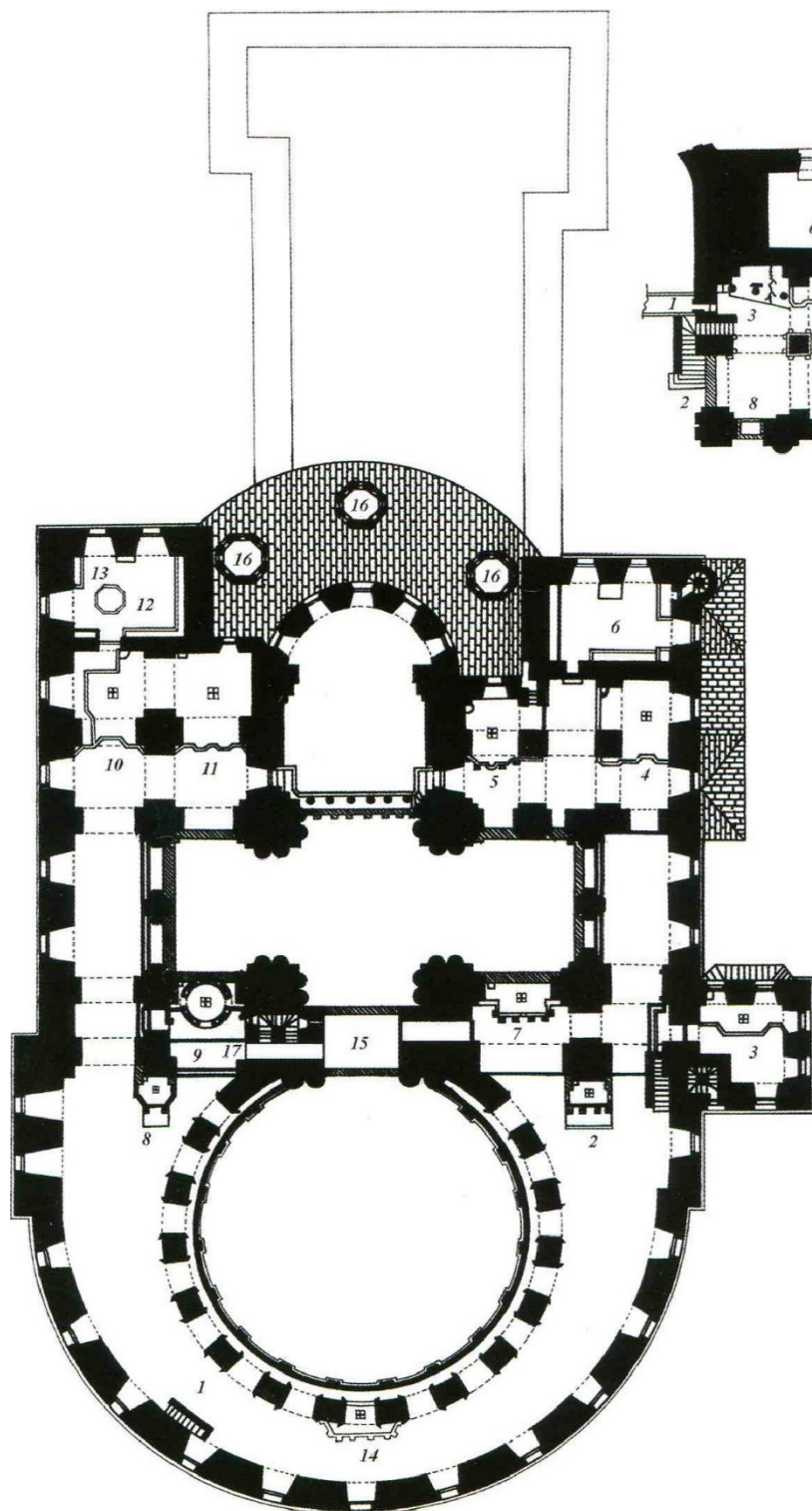
41. L'Ingresso nord della Cattedrale

*Figura 1b.3.1 (Parte I) - Chiesa del Calvario, piano terra. In: [17]*



*Si notano in particolare, contrassegnati con i numeri:*

- 5. Altare
- 6. Piccola sagrestia
- 7. Ingresso sud del Calvario
- 8. L'arco dal quale il Venerdì Santo la Sacra Sindone è stata calata sulla Pietra della Resurrezione



*Figura 1b.3.2 (Parte I) - Pianta della Cattedrale della Resurrezione sino al 1941, livello superiore. In: [17]*

*Si notano in particolare, contrassegnati con i numeri:*

- 1. La scala per il coro
- 5-11. Le cappelle
- 12. La biblioteca
- 17. La scala del secondo e terzo livello



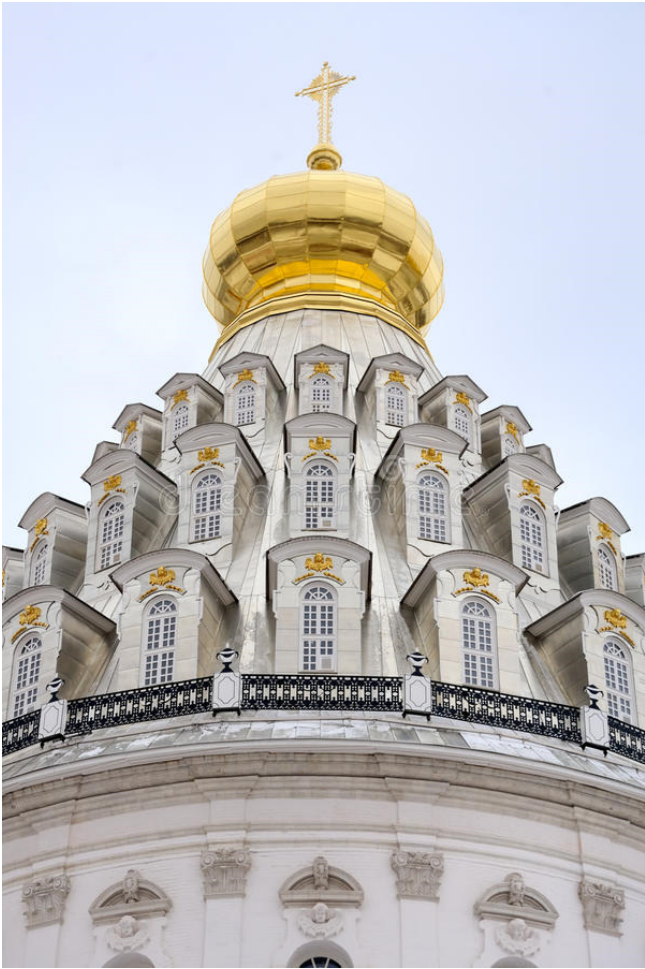


Figura 1b.4 (Parte I)- La Rotonda. In: <https://www.alamy.com/>

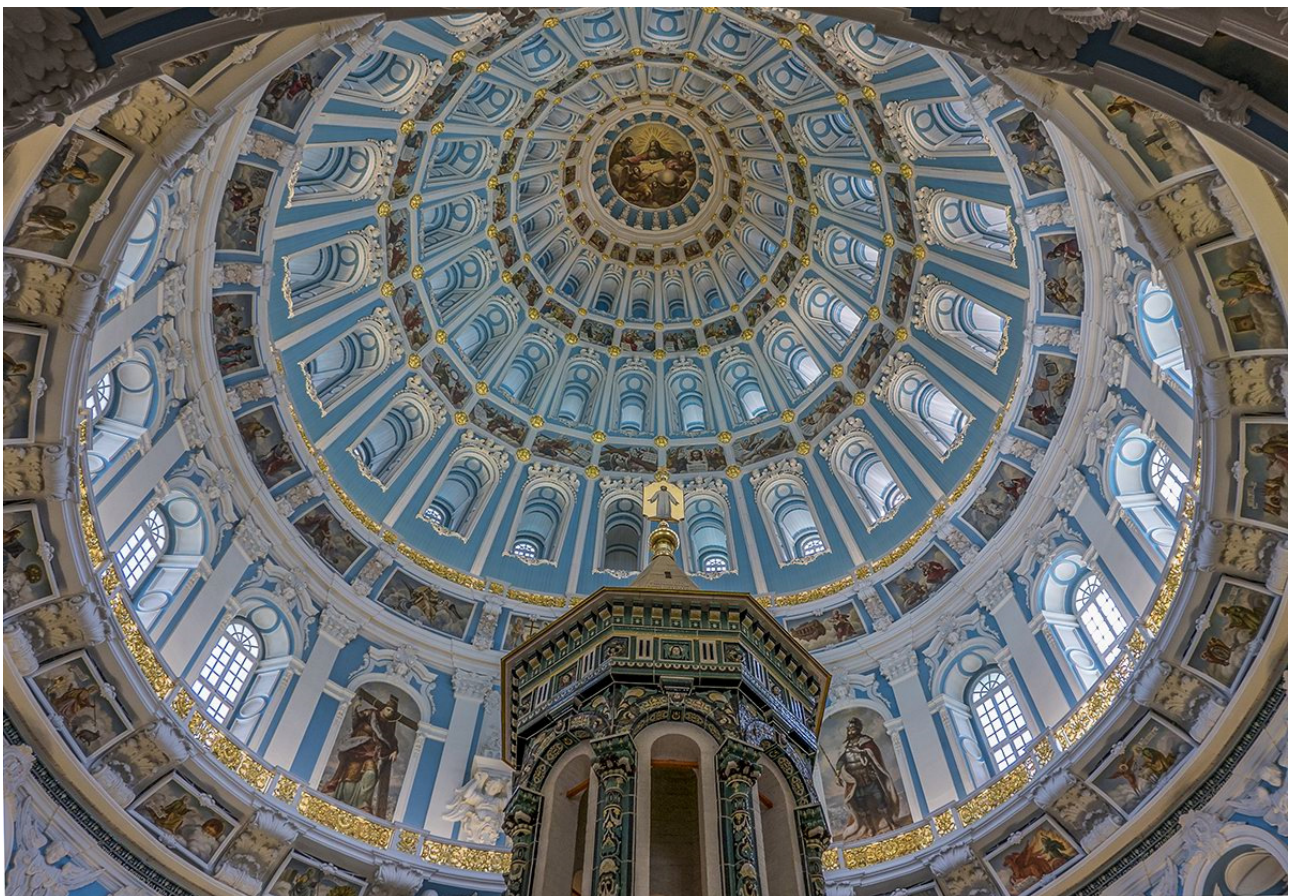


Figura 1b.5 (Parte I) - Santo Sepolcro e la Rotonda vista internamente. In: <https://www.shutterstock.com/>



Figura 1b.6 (Parte I)- Vista del Campanile. In: <https://www.shutterstock.com/>

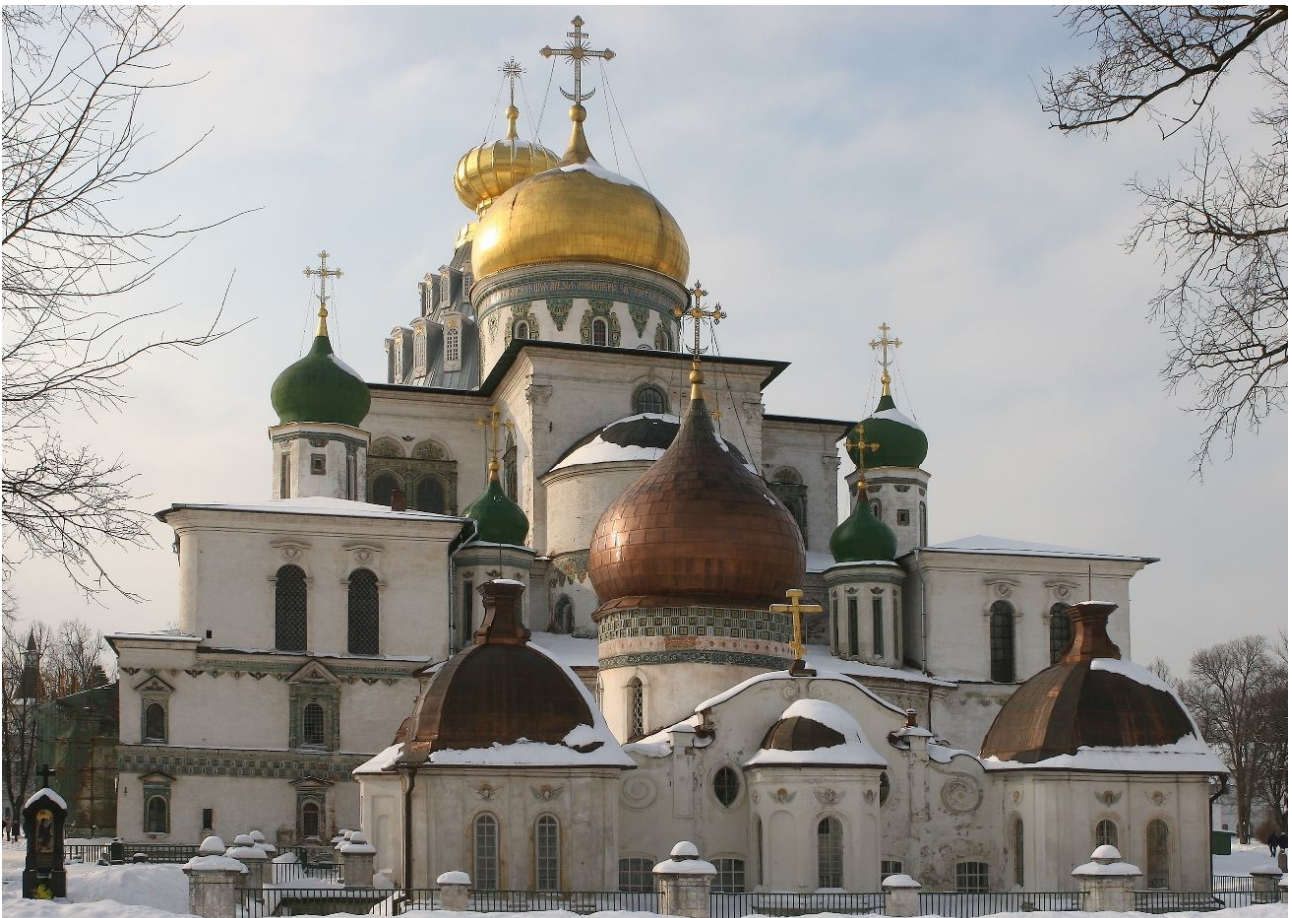


Figura 1b.7 (Parte I) - Chiesa dei Santi Costantino ed Elena. In: <https://www.piacenti.org>

## 2- Crolli, ricostruzioni e restauri

### a. Storia del complesso

Lo scopo di tale capitolo è quello di fornire una panoramica sulle vicende storiche del monastero di Nuova Gerusalemme, con particolare attenzione sui fatti utili allo sviluppo della tesi. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla bibliografia al capitolo 11.

La nascita del Monastero di Nuova Gerusalemme, risalente al XVII Secolo, fu voluta dal Patriarca di Mosca Nikon<sup>3</sup> il quale nel 1649, ebbe l'idea di costruire una cattedrale simile a quella del Santo Sepolcro in Terra Santa, ovvero il Monastero della Resurrezione<sup>4</sup> che tuttavia non riuscì a portare a termine sia per la complessità e la vastità del progetto sia per problematiche legate alle relazioni interne con la Chiesa ed alla situazione politica del Paese. La finalità di questa opera era quella di promuovere la missione universale della religione ortodossa [9].

Si decise di scegliere Voskresensk come luogo per la costruzione del monastero per la sua conformazione geografica [10]. Il sito rappresentava una grande risorsa per il reperimento dei materiali da costruzione essendo ricco di boschi di querce e di tigli, di argilla di alta qualità che si ricavava dalle rive dei fiumi e di ferro nelle zone a sud [11].

La realizzazione del Monastero iniziò nel settembre 1656 con la costruzione della Cattedrale della Resurrezione, i lavori proseguirono per trent'anni. Il 18 ottobre 1657 la Cattedrale della Resurrezione venne solennemente consacrata con la presenza del Patriarca Nikon e dello Zar Alexei Mikhailovich [12].

Nel 1723, durante il regno dell'imperatrice Elisabetta Petrovna la costruzione subì il crollo della cupola a tenda e successivamente nel 1726 scoppiò un grande incendio. A seguito di tali eventi, per volontà della stessa imperatrice, negli anni compresi tra il 1749 e il 1759, vennero effettuate opere di restauro all'interno della Cattedrale. Tuttavia, ulteriori incendi

<sup>3</sup>Nikon, il cui vero nome Nikita Minin nacque a Valmanovo nel 1605 e morì a Jaroslavl' nel 1681. Fu un monaco cristiano russo, patriarca della Chiesa ortodossa russa dal 1652 al 1666. Nel 1643 prese i voti con il nome di Nikon e nel 1652 fu nominato Patriarca di Mosca sotto lo zar Alessio.

<sup>4</sup>La Basilica del Santo Sepolcro, chiamata anche la chiesa della Resurrezione, è una delle più importanti chiese cristiane di tutto il mondo, situata a Gerusalemme, costruita sul luogo della crocifissione, unzione, sepoltura e resurrezione di Gesù. Al centro della Basilica si trova il *Katholikon*, ovvero la Cattedrale, che rappresenta il simbolo della sede del Patriarcato greco-ortodosso di Gerusalemme.

si verificarono nel 1762 e nel 1792, e ancora nel 1808, sotto lo zar Nicola il quale nel 1818 ne ordinò la ricostruzione. [13]

Nel 1919 il Monastero venne chiuso e nel 1920 gli oggetti più preziosi della sagrestia della Cattedrale della Resurrezione furono trasferiti nell'Armeria, dove si trovano ancora oggi e nei locali del monastero venne istituito un museo di storia ed arte dove furono esposte reliquie e oggetti del monastero, dipinti e materiali portati alla luce negli scavi archeologici.[14]

Nel 1930 la città di Voskresensk fu rinominata Istra dall'omonimo fiume che la attraversa. Istra fu scenario degli eventi bellici della Seconda Guerra Mondiale, infatti il 26 novembre del 1941 fu occupata dai nazisti e ne fu liberata poco dopo, il 10 dicembre 1941. Tuttavia, questa occupazione, seppur breve, causò ingenti danni a gran parte della città.

A partire dal 1950 iniziarono i lavori di restauro del monastero, che si è protrassero fino agli anni '80. Nel 1959 il museo venne riaperto al pubblico. [15] Nel 2012 si attuarono ingenti interventi di restauro sulla cattedrale, che verranno descritti nei capitoli successivi (*fig. 2a.1 (Parte I)*). Tuttavia, ancora oggi il complesso monastico non è stato completamente restaurato e sono in corso ulteriori lavori.

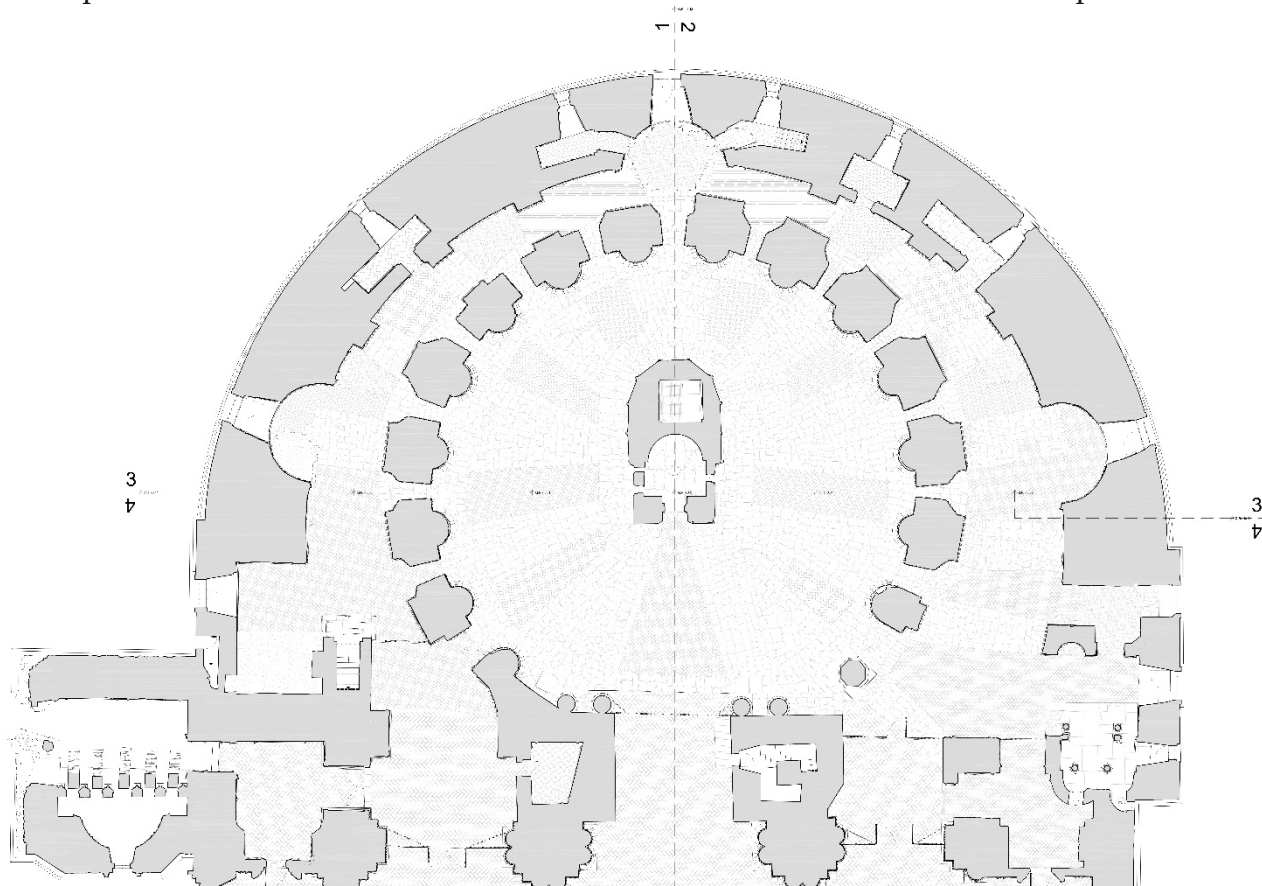


Figura 2a.1 (Parte I) - Monastero di Nuova Gerusalemme dopo i lavori di restauro. In: <https://russiatrek.org/>

### b. Le tre coperture, XVIII, XX e XXI Secolo

La parte centrale e di maggiore importanza del complesso architettonico è rappresentato dalla Chiesa della Resurrezione di Cristo al centro della quale si trova il Santo Sepolcro, circondato da tre livelli di colonne sulle quali sorge una cupola, denominata la *Rotonda*, a pianta poligonale, con un diametro di circa 28 metri. L'impianto presenta un andamento quasi circolare con un appiattimento verso la parte di congiunzione con la cattedrale e l'attacco con la prospiciente cupola a cipolla (*fig. 2b.1(Parte I)*).

La cupola subì varie vicissitudini: tre sono state infatti le costruzioni. La prima, iniziata



*Figura 2b.1 (Parte I) - Pianta della Rotonda, si può notare l'appiattimento in corrispondenza dell'attacco con la Basilica. Fuori Scala. Disegno fornitomi dallo studio GEOMAR*

nell'anno 1679, presentava una struttura in legno dalla forma tipicamente russa, lo *shatër*, ovvero un tetto a tenda con struttura in legno e un manto di copertura in pietra a *squame* (*figg. 2b.2-2b.3(Parte I)*). La copertura finale era costituita da una cupola a elmo ricoperta in lamiera [17] [20].

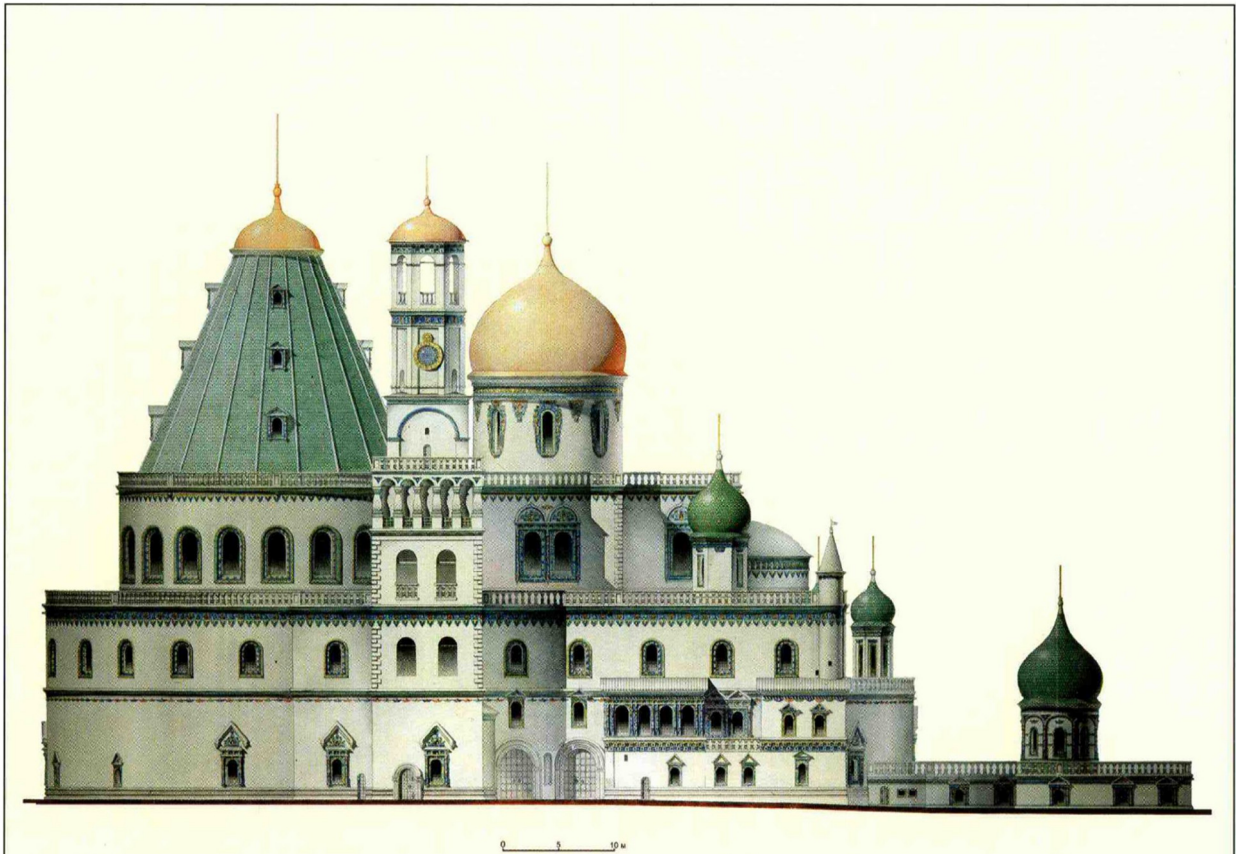


Figura 2b.2 (Parte I)- Prospetto longitudinale della cattedrale nel XVI Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Теншер, 1984, fuori scala. In: [17]



Figura 2b.3 (Parte I) - Prospetto trasversale della cattedrale nel XVI Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Теншер, 1984, fuori scala. In: [17]

## XVIII Secolo

Questa costruzione crollò nel 1723 e fu ulteriormente danneggiata da un successivo incendio nel 1726. Le pareti della Rotonda furono parzialmente ricostruite dall'architetto Ivan Fëdorovič Mičurin [21], ad eccezione del terzo livello. Negli anni tra il 1756 e il 1759 la tenda fu ricostruita in legno di quercia secondo il progetto di Bartolomeo Rastrelli e di Aleksandr Osipovič Bernardazzi, sotto la supervisione dell'architetto Karl Ivanovič Blank. Nel tamburo della rotonda, furono disposte 15 grandi finestre semicircolari mentre in ogni livello superiore della copertura 20 abbaini e una cupola a cipolla rivestita in rame (*figg. 2b.4-2b.5 (Parte I)*).

Questa costruzione rappresenta il modello che nel 2010 è stata ripreso per realizzare la costruzione attuale. Sono presenti alcuni disegni, realizzati intorno al 1984, grazie ai quali è stato possibile ricostruire l'assetto della cupola, anche se tali elaborati non possono essere considerati attendibili dal punto di vista metrico in quanti realizzati, insieme a una serie di altre immagini, a scopo divulgativo e con la finalità di realizzare una serie di cartoline raffiguranti l'edificio. La pianta si presenta di forma pressoché circolare, con una rientranza in corrispondenza dell'adiacente cupola a cipolla. L'imposta della copertura è costituita da un tamburo ad una quota di 28 metri da terra. Sul tamburo sono presenti 15 aperture disposte radialmente a partire dal centro. La struttura portante è costituita da travature reticolari in legno massiccio di quercia reperito sul luogo (*fig. 2b.6 (Parte I)*). Le travi formavano 20 spicchi convergenti verso l'anello di imposta della cupola a cipolla. La suddivisione orizzontale è costituita da tre file di 20 abbaini aventi anch'essi una struttura portante in travatura reticolare lignea. La cupola a cipolla è costituita da una struttura in legno, con un montante centrale di sostegno sul quale convergono travi laterali e ulteriori pannelli sagomati che danno la forma della curvatura della cupola (*fig. 2b.7 (Parte I)*).

Il rivestimento della copertura è costituito da una intelaiatura in legno tipica dell'architettura russa, il *gridshell*. Questa è composta da listelli di dimensioni 50 mm x 0,5 mm di spessore posti ad un interasse di 50 mm in diagonale. La sua funzione è principalmente quella di aggrappante per l'intonaco e per le pareti affrescate interne. Gli strati successivi sono composti da un tavolato e da una copertura in lamiera esterna. Nella

cupola a cipolla, il rivestimento esterno è realizzato in rame, con una finitura dorata. [17]  
[20]



Figura 2b.4 (Parte I) - Prospetto trasversale della cattedrale nel XVIII Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Тенфегер, 1984, fuori scala. In: [17]



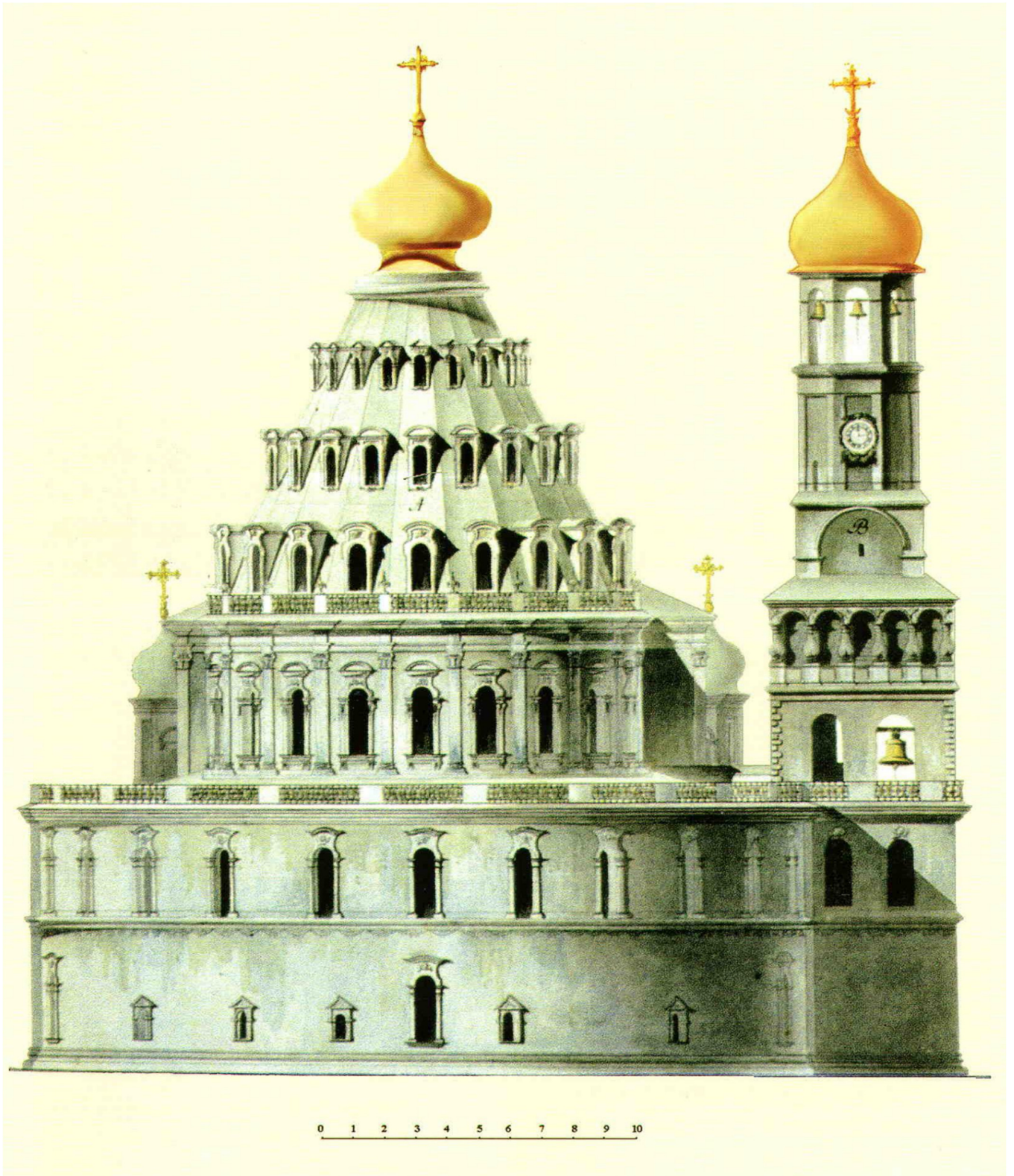


Figura 2b.5 (Parte I) - Prospetto trasversale della cattedrale nel XVIII Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Теншер, 1984, fuori scala. In: [17]



Figura 2b.6 (Parte I) - Sezione longitudinale della cattedrale nel XVIII Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Теншер, 1984, fuori scala. In: [17]

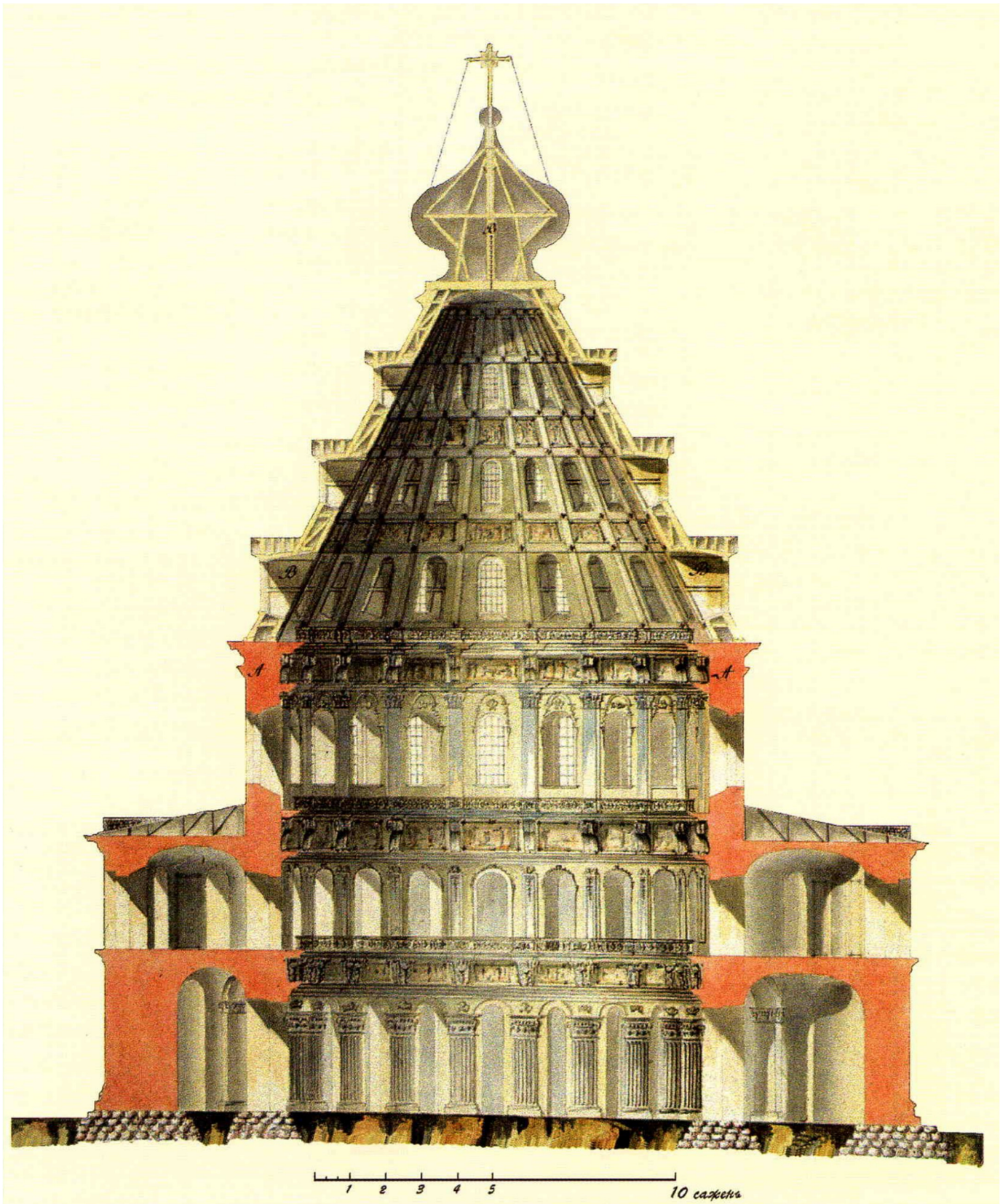


Figura 2b.7 (Parte I) - Sezione trasversale della cattedrale nel XVIII Secolo. Disegno dell'architetto А.Э. Тенфер, 1984, fuori scala. In: [17]

## XX Secolo

Istra fu scenario degli eventi bellici della Seconda Guerra Mondiale, infatti il 26 novembre del 1941 fu occupata dai nazisti e ne fu liberata poco dopo, il 10 dicembre 1941. Tuttavia, questa occupazione, seppur breve, causò ingenti danni a gran parte della città ed in particolare al Monastero di Nuova Gerusalemme che venne saccheggiato, il suo campanile venne distrutto, diverse torri e parti delle grandi mura furono danneggiate e la Cattedrale della Resurrezione fu così pesantemente colpita tanto che furono abbattute tutte le cupole. Crollarono le volte, gran parte dell'edificio e il campanile (*fig. 2b.8 (Parte I)*). La distruzione fu così grande che al processo di Norimberga questo evento bellico venne indicato come uno degli esempi della barbarie inflitta all'Unione Sovietica dai nazisti. Fu redatto un computo dei danni a cui seguì la redazione di disegni tecnici da parte dell'attuale sovrintendenza. Questi documenti mi sono pervenuti grazie alla sovrintendenza locale che mi ha inviato i disegni in formato digitale (*fig. 2b.9 (Parte I)*).

Nel 1957 ebbero inizio le operazioni di restauro. Vennero dapprima scavati pozzi attorno alle macerie del campanile per studiarne lo stato delle fondazioni. Gli studi sul sito si protrassero per un lungo periodo e solo negli anni Settanta si sviluppò il progetto della ricostruzione della Rotonda. La nuova cupola fu prevista con la medesima forma di quella precedente ma con una struttura reticolare in ferro che risultò essere più grande di quella originaria. L'interno della Cattedrale non fu ridecorato come in origine prima della distruzione e rimase spoglio (*fig. 2b.10 (Parte I)*). Per tale motivo, la stratigrafia della cupola fu ridotta all'impiego di un tavolato interno più spesso in legno di quercia reperibile in loco, un'intercapedine realizzata grazie a listelli di legno, e un secondo tavolato esterno su cui venne appoggiata la lamiera. La cupola a cipolla in sommità venne anch'essa ricostruita con una struttura reticolare in ferro di cui però non sono stati effettuati i rilievi.

Nel 1994, ripresero le funzioni religiose all'interno del Monastero per volontà del Patriarca di Mosca con approvazione del Santo Sinodo della Chiesa Ortodossa. Il 26 agosto dello stesso anno fu celebrata la prima funzione di preghiera nella Cattedrale della Resurrezione. Nel 2002 il Monastero di Nuova Gerusalemme attirò l'attenzione della *World Monuments Fund*, un'organizzazione che si occupa di avviare programmi per la conservazione del

patrimonio culturale in tutto il mondo e, a seguito di una analisi del sito, emerse il problema fondamentale dello stato di conservazione degli edifici quali il campanile, la Rotonda ed il Santo Sepolcro. [12] [15] [17] [20] [22]



*Figura 2b.8 (Parte I) - Fotografia delle distruzioni nel 1944, anni '50. In: <http://www.n-jerusalem.ru/> Sito ufficiale*

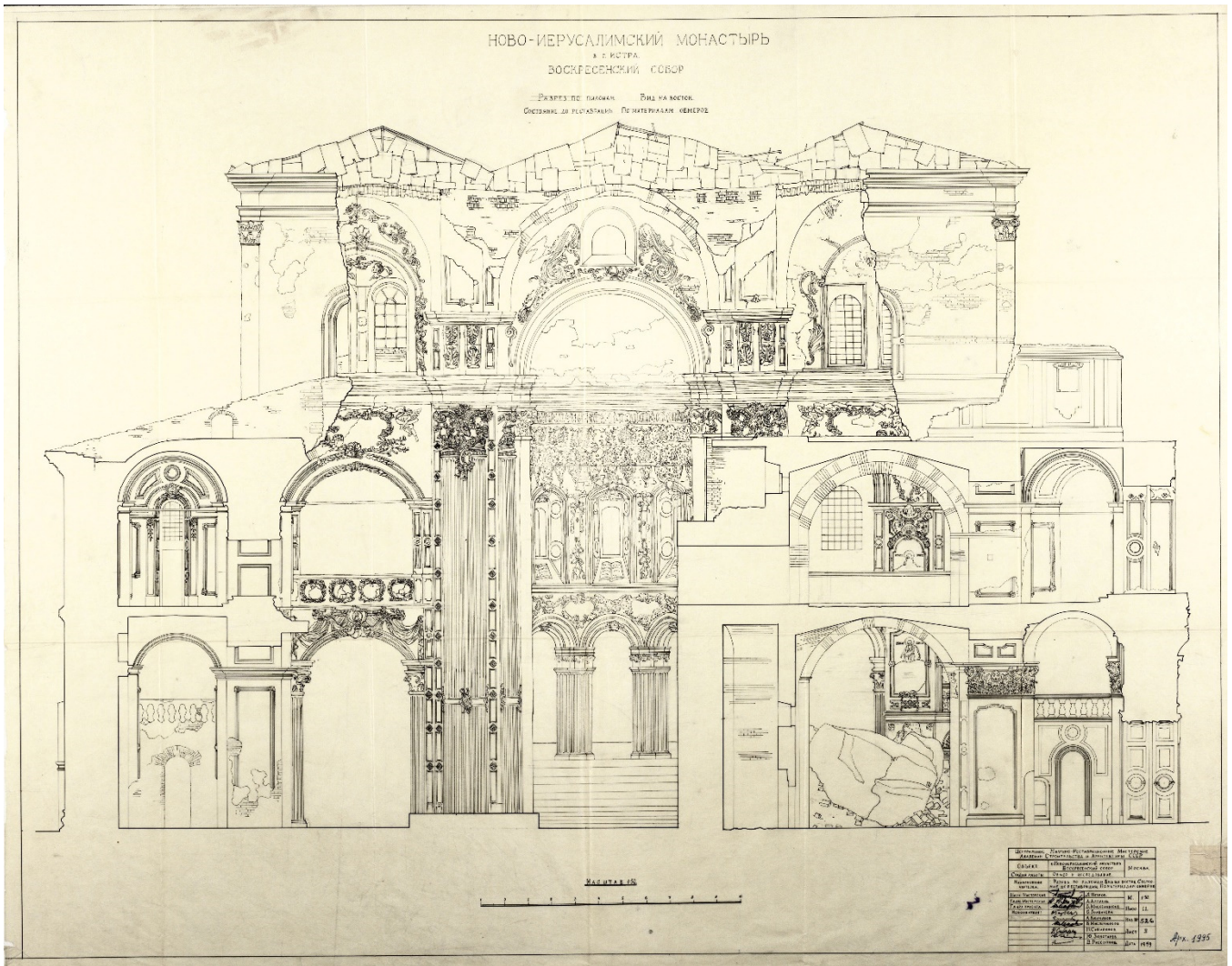


Figura 2b.9 (Parte I) - Disegno delle distruzioni post belliche redatto dalla Sovrintendenza russa, 1995. Architetti Пемпов А.А., Алыхов А.С. File inviato dalla Sovrintendenza russa.



Figura 2b.10 (Parte I) - Fotografia degli interni della cupola in ferro, in: [20]

## **XXI Secolo**

Nel 2009, il presidente Medvedev firmò un decreto presidenziale che sanciva il restauro del monastero. Per tali lavori furono destinati i fondi per il restauro da parte del governo federale. La conformazione attuale della copertura risale quindi al periodo compreso tra il 2012 e il 2016 quando avvenne la ricostruzione della Rotonda e del campanile. Il progetto fu seguito da una collaborazione italo-russa, nata a seguito di seminari di restauro organizzati in Russia dall'ICE (Istituto Commercio Estero), in cui emerse la particolare professionalità tecnologico – scientifica degli italiani. La tradizione di architetti italiani in Russia è molto radicata, come si è visto nei paragrafi precedenti riferiti al barocco moscovita e al barocco petrino (vedi 1a Parte I). Il progetto ha cercato di ricostruire la cupola con dimensioni e materiali fedeli all'originale, utilizzando tuttavia una struttura in legno lamellare.

Al tal fine, sono state analizzate foto storiche, prospettive e altri elementi, che richiamassero l'aspetto della cupola prima dei danni subiti. Non avendo a disposizione rilievi accurati della struttura originale, si fece ricorso all'utilizzo della fotogrammetria per ottenere le informazioni metriche. Si giunse alla conclusione che la cupola costruita nel 1980 fosse molto più grande di quella originale e che non manteneva equilibrato il rapporto con il campanile adiacente, che fu anch'esso ricostruito. [17] [20] [22]

L'analisi di questo intervento viene illustrata nei paragrafi a seguire.

### **c. Il restauro del 2012**

Le fonti dei paragrafi seguenti, ove non specificato diversamente, sono frutto delle relazioni e del materiale degli studi Geomar, presso il quale ho personalmente svolto il tirocinio curricolare, e 000 Atrium, che hanno inviato le tavole e la relazione di progetto di cui ho presentato gli estratti più significativi per lo svolgimento della tesi. [23] [24]

#### **Il rilievo al laser scanner**

La fase preliminare del progetto di restauro è stata caratterizzata da una accurata ricerca storica ed un puntuale rilievo sia del sito che degli edifici e successiva restituzione grafica, effettuato con l'utilizzo del laser scanner ad opera della ditta italiana GEOMAR in collaborazione con la ditta russa ONG TsNRPM.

Il principio del laser scanner è misurare il tempo che il raggio laser percorre dall'emettitore alla superficie riflettente e di nuovo al ricevitore. Dividendo questo tempo per la velocità del raggio laser, viene determinata la distanza dall'oggetto. L'essenza del metodo è ottenere le coordinate di decine di migliaia di punti situati sull'oggetto scansionato. L'insieme di punti ottenuti, chiamato nuvola di punti, può essere utilizzato per creare un modello digitale tridimensionale. Inoltre, un rilievo di questo tipo fornisce le colorimetrie del degrado ed evidenzia la presenza di affreschi sulle superfici e consente di fissare nel dettaglio la posizione spaziale degli elementi da cui ricavare i disegni degli edifici. Al fine di realizzare il rilievo sono stati utilizzati i seguenti strumenti:

1. Sistema di scansione laser avanzata Trimble GX.
2. Sistema di scansione laser Leica HDS 6000
3. Stazione totale Trimbleless

Per eseguire la scansione, il laser scanner è stato montato su un treppiede geodetico standard, mentre la gestione dei dispositivi e la trasmissione dei dati ricevuti è stata effettuata utilizzando un personal computer portatile. La densità di scansione è stata selezionata da 2 a 15 mm. Durante la scansione si è determinata una zona di sovrapposizione del 15-20% tra scansioni adiacenti che permette la successiva combinazione di scansioni tra loro.



Il rilievo è stato suddiviso in due fasi, la prima sul campo, consistente nella ricognizione e successiva selezione delle posizioni di installazione dello scanner e selezione dei punti di riferimento del rilievo. L'utilizzo di un dispositivo quale il Leica HDS 6000 ha consentito di scansionare gli interni e le parti della struttura con un'alta densità (1-2 mm) e l'impiego della stazione totale Trimble M 3 senza riflettore, ha permesso di registrare segni speciali, angoli degli edifici e aperture delle finestre. La seconda fase comprende il lavoro in ufficio, ove le scansioni effettuate da vari luoghi di installazione degli strumenti sono state combinate tra loro, ogni singola nuvola di punti è stata trasformata in un sistema di coordinate.

Come risultato del lavoro svolto, è stato ottenuto un singolo modello tridimensionale digitale dell'oggetto con un errore massimo di 3 mm, dal quale si sono ricavati disegni dimensionali di facciate e piani (figg. 2c.1,2c.2,2c.3,2c.4 (Parte I)). Non solo, ma con questo

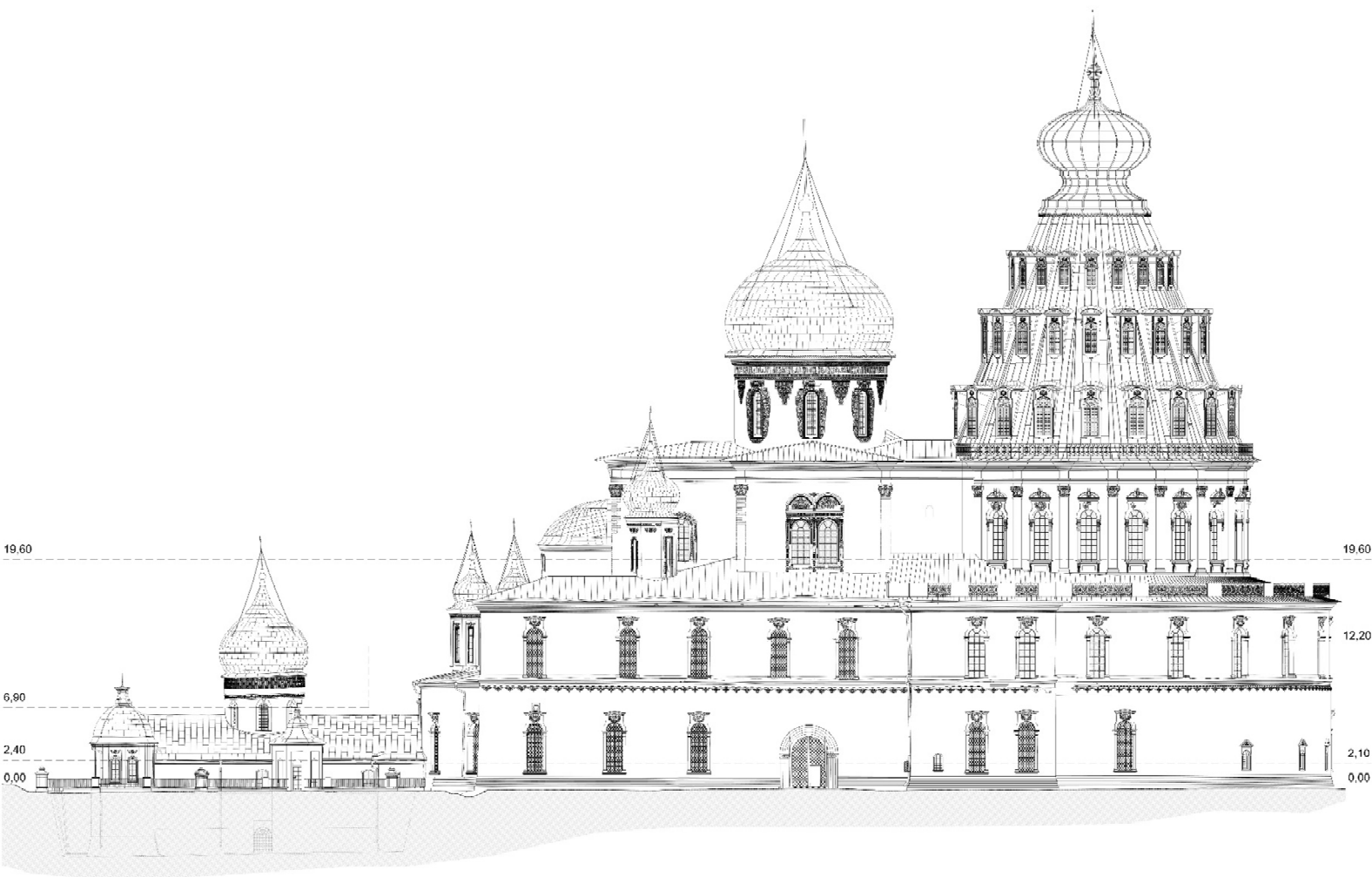
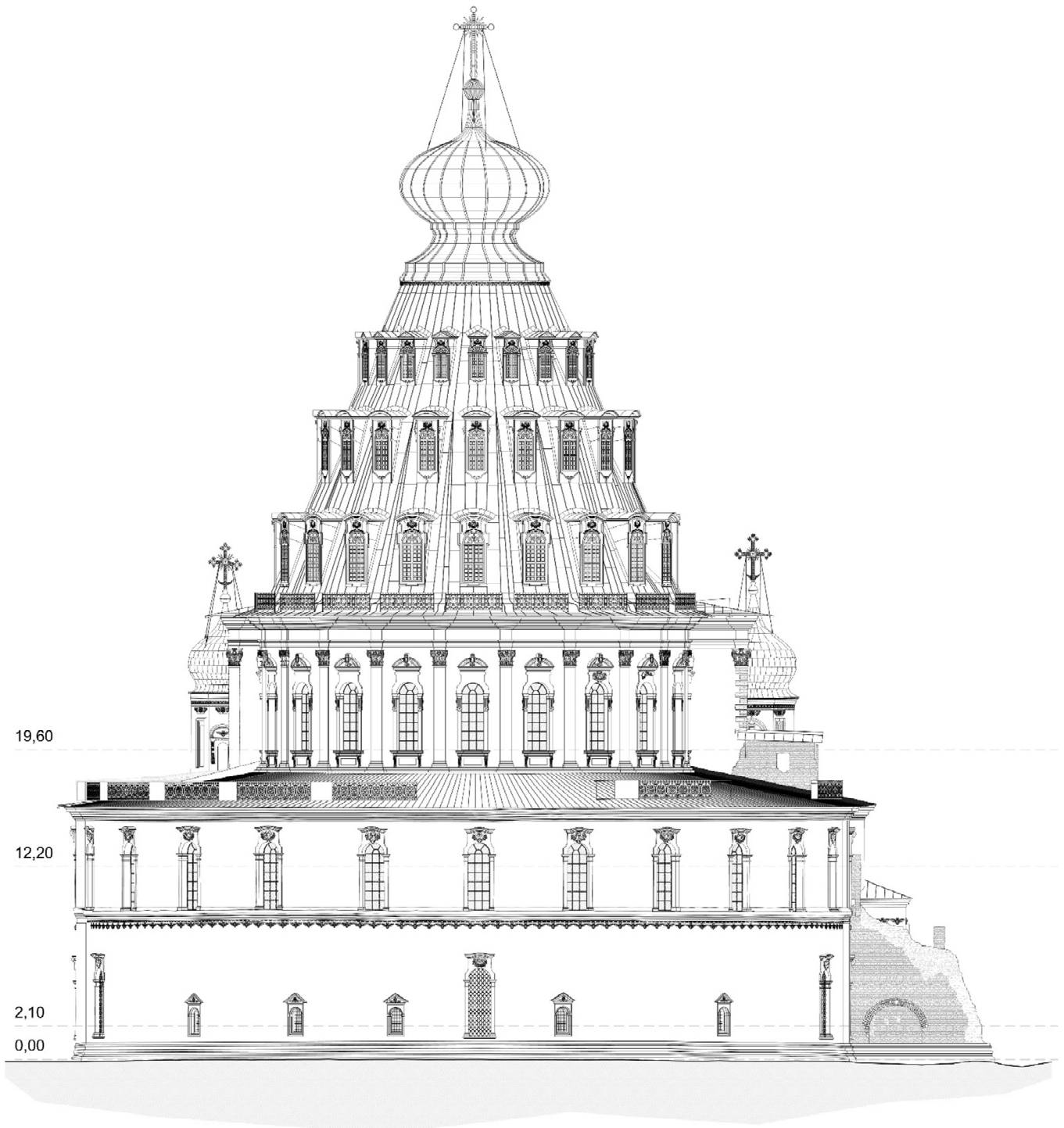


Figura 2c.1 (Parte I) - Prospetto Est. Fuori Scala. Disegno fornitomi dallo studio GEOMAR

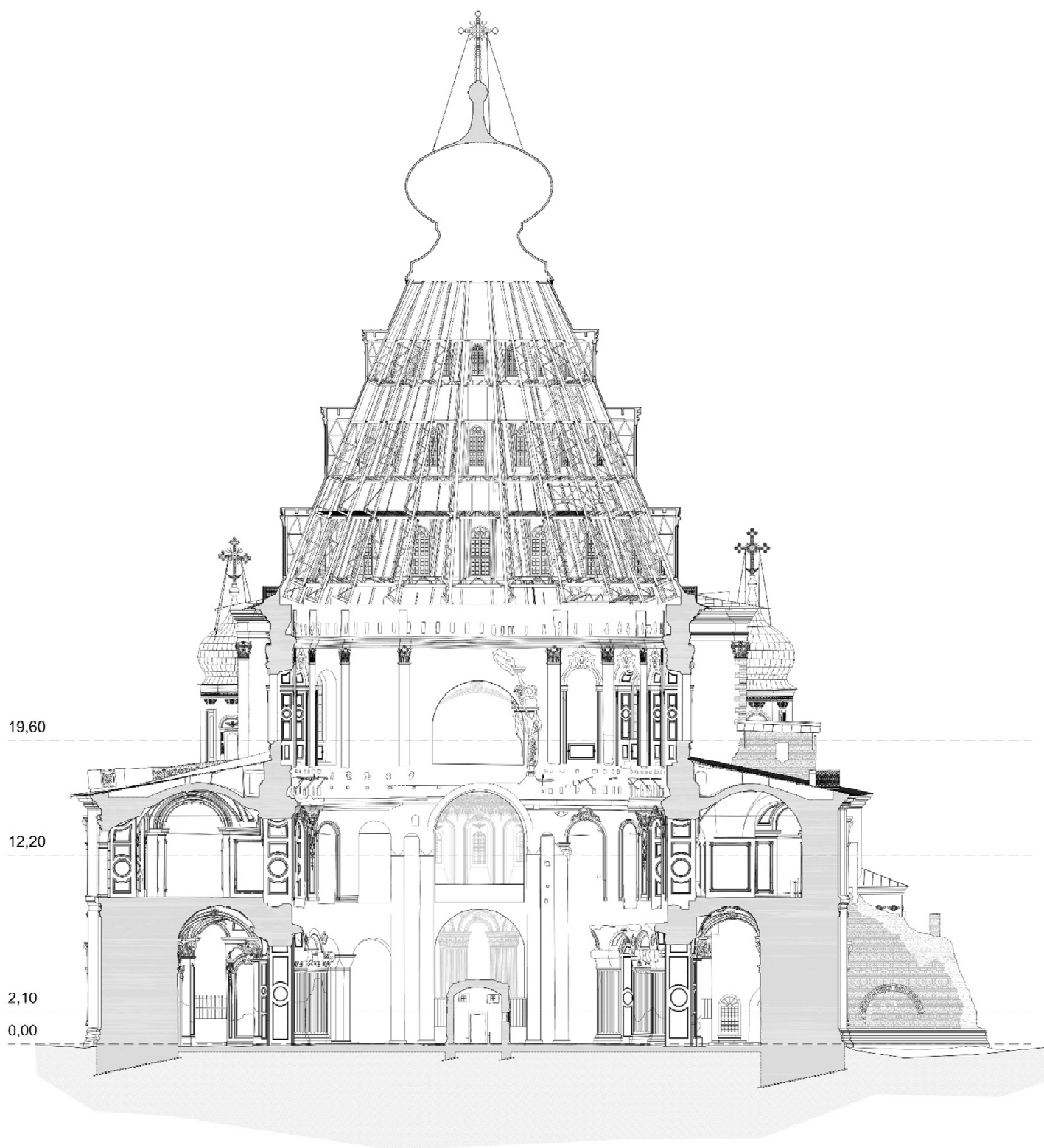
metodo è stato possibile ottenere una precisione superiore rispetto ai sistemi di rilievo tradizionali ed anche una più efficace archiviazione dei dati.



*Figura 2c.2(Parte I) - Prospetto Nord. Fuori Scala. Disegno fornitomi dallo studio GEOMAR*



*Figura 2c.3 (Parte I) - Sezione Longitudinale. Fuori Scala. Disegno fornitomi dallo studio GEOMAR*



*Figura 2c.4 (Parte I) - Sezione Trasversale. Disegno fornitomi dallo studio GEOMAR*

## **I progettisti**

Il team di italiani ha lavorato con un gruppo del Centro scientifico russo del restauro, sotto la guida del suo architetto capo Serghiei Kulikov.

Tra i progettisti italiani che hanno partecipato all'intervento troviamo il gruppo Atrium e l'architetto veneziano Elisabetta Fabbri, il cui intervento, insieme agli altri italiani Gianmarco Piacenti e Sandro Favero, è relativo alla ricostruzione della Rotonda. L'architetto Fabbri, è stata anche curatrice anche del restauro dei teatri della Scala, della Fenice, del San Carlo e del Petruzzelli, nonché collaboratrice nella sostituzione delle coperture lignee del Teatro San Carlo di Napoli, della Basilica Palladiana di Vicenza e del teatro Colon di Buenos Aires e proprio da queste esperienze è emersa l'importanza dell'introduzione del legno lamellare, un materiale innovativo e contemporaneo, in un edificio monumentale.

Per la parte strutturale ha preso parte l'ingegnere edile Sandro Favero, fondatore della F & M INGEGNERIA, si occupa della progettazione di strutture in calcestruzzo, acciaio e legno lamellare ed ha seguito rilevanti progetti a carattere internazionale, ha avviato uno studio comparativo della norma europea con quella russa, per poter definire delle strutture coerenti con le norme locali per l'approvazione del progetto.

Ha infine collaborato il restauratore toscano Gianmarco Piacenti, restauratore di Beni Culturali, Presidente della Piacenti S.p.A., azienda familiare da generazioni, fra le più attive nel territorio italiano ed estero. Ha partecipato a progetti internazionali di interesse scientifico nel restauro e nella riqualificazione di beni UNESCO, in stretta collaborazione con i principali istituti di ricerca e collabora tuttora alla direzione tecnica dei cantieri di restauro di edifici prestigiosi ed opere monumentali, come il Museo degli Uffizi, Palazzo Reale a Napoli, Reggia di Caserta, Palazzo del Podestà a Mantova, Villa Berg a Mosca, la Chiesa della Natività di Betlemme in Palestina.

## L'utilizzo del Fotoraddrizzamento

I disegni derivanti dal rilievo effettuati sono stati poi utilizzati dalla società 000 Atrium per la ricostruzione geometrica dell'ambiente tridimensionale. Lo studio è partito dalle foto storiche che, attraverso il fotoraddrizzamento, sono state rettificate e raddrizzate e a cui è seguita la ricerca di una griglia sulla quale impostare la ricostruzione geometrica della cupola. Successivamente, si sono cercati piani di riferimento definiti da rette di cui fossero note proprietà essenziali (*fig. 2c.5 (Parte I)*).

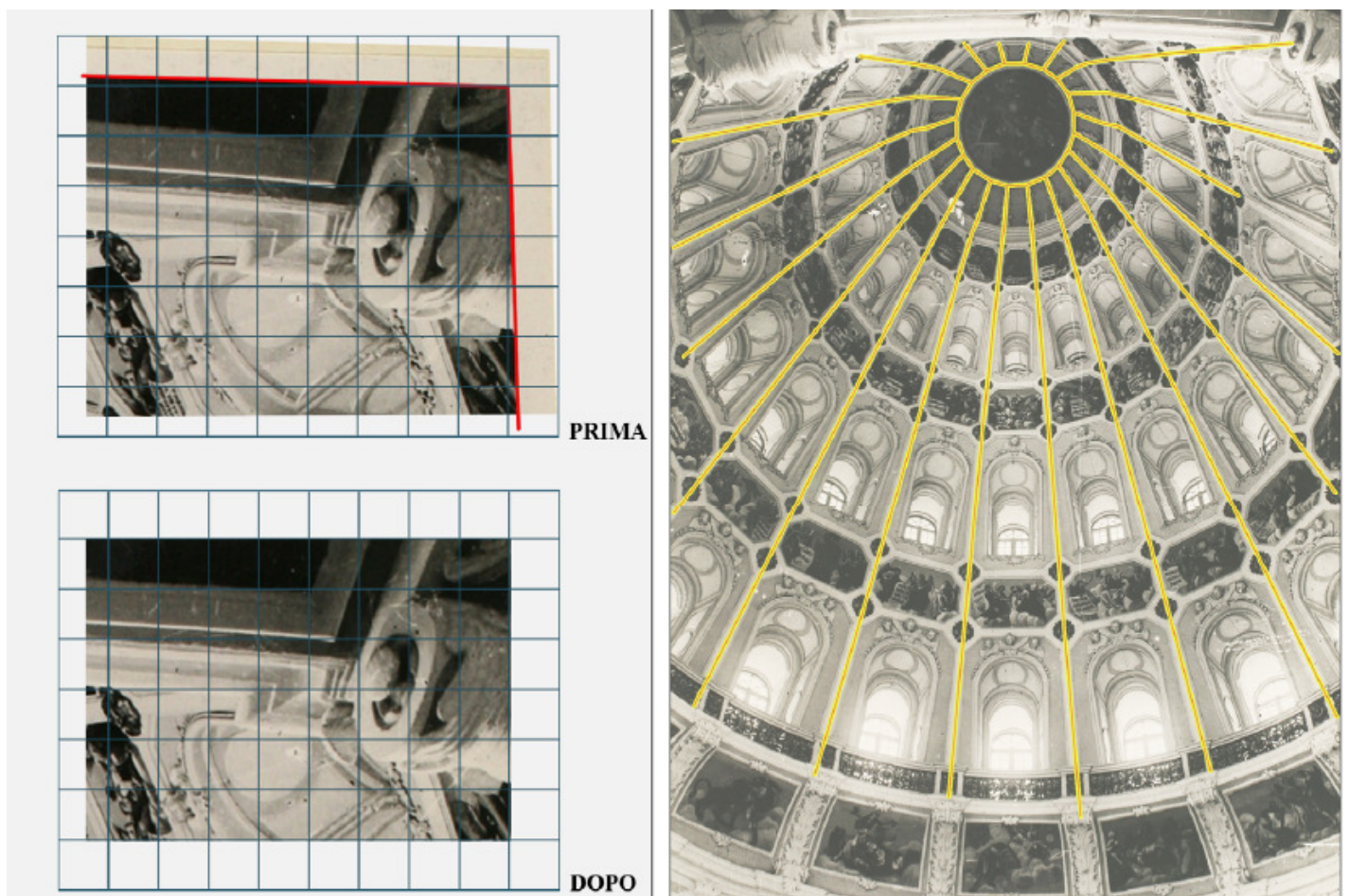


Figura 2c.5 (Parte I) - Definizione della griglia per il fotoraddrizzamento. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

È stato quindi definito un doppio sistema di riferimento: uno definito da rette orizzontali e parallele, coincidenti con le zone comprese tra le finestre, e l'altro definito dalle rette verticali che convergono in un punto di fuga corrispondente con il vertice della piramide che ha per base la pianta poligonale della cupola. A questo punto, si è resa necessaria l'individuazione del punto di vista dal quale è stata eseguita la fotografia per poter eseguire l'omologia solida<sup>1</sup>. Quest'ultima ha consentito di trovare due sistemi di rette, quelle dei paralleli, ovvero delle strutture e decorazioni orizzontali, e quello dei meridiani che comprendono i costoloni. Un terzo sistema è costituito da rette ipotizzate verticali determinato per rappresentare le specchiature visibili dalle finestre che si aprono verso l'esterno.

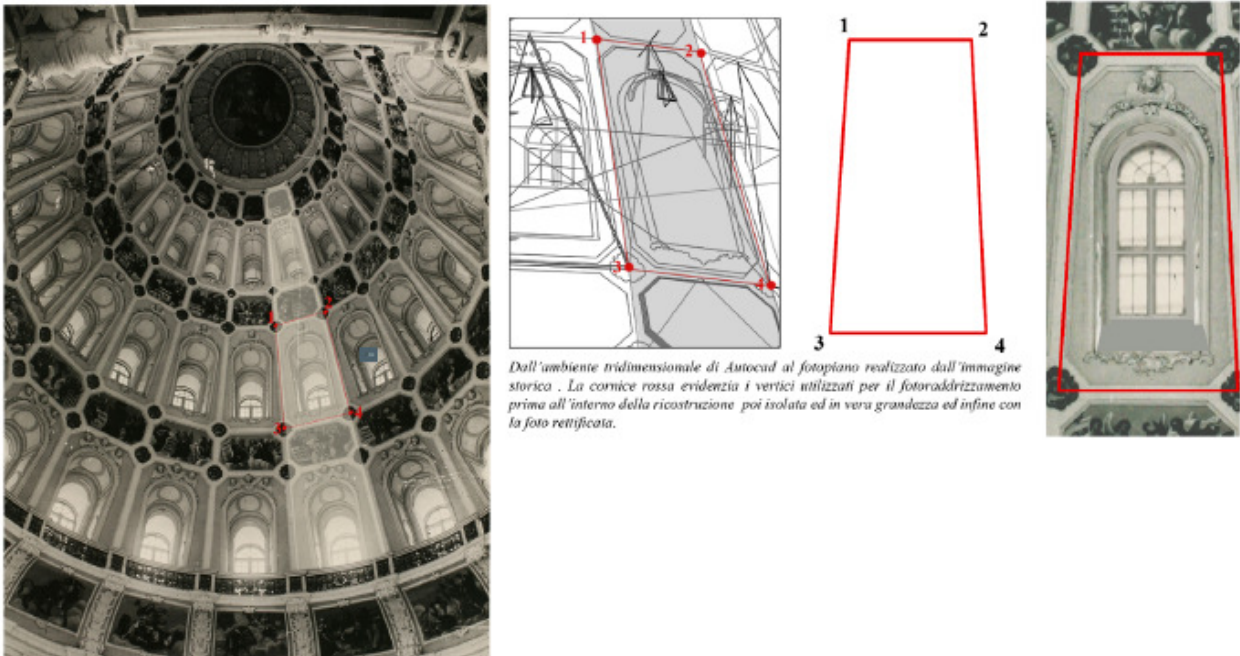
Attraverso questi tre sistemi di riferimento è stato possibile disegnare la cupola che presenta una sezione non regolare, con restringimenti lungo lo sviluppo verticale, formata quindi non da un'unica superficie conica ma da un susseguirsi di sezioni tronco coniche. Inoltre, la poligonale di base e tutti i ricorsi orizzontali che si susseguono dal basso verso l'alto, non essendo riconducibili ad una figura regolare e simmetrica, sono stati determinati ipotizzandoli con un parallelismo tra le poligonali a diverse quote. Con tale procedimento tutti gli spicchi quadrangolari che compongono la cupola possono essere assimilati a superfici piane, come in effetti sono (*fig. 2c.6 (Parte I)*).

A questo punto, attraverso l'omologia solida<sup>6</sup>, si sono ricercate le quote intermedie per la ricostruzione dell'alzato della cupola ed è stato possibile creare una corrispondenza biunivoca fra gli elementi del piano e quelli proiettati nello spazio. Si è così reso possibile eseguire il ridisegno delle modanature e degli elementi architettonici di ogni singola specchiatura.

<sup>6</sup>In geometria descrittiva l'omologia è una trasformazione del piano ovvero è una relazione di corrispondenza biunivoca originata da due proiezioni di un piano su un altro. Una ulteriore estensione dell'omologia riguarda gli spazi a di tre dimensioni.

Nella proiezione centrale esiste una relazione tra antipolarità fra le rette delle fughe orizzontali e la retta delle fughe verticali che si esprime attraverso la circonferenza fondamentale che definisce la distanza del punto di vista P.V. dal quadro considerato che nel caso in oggetto quest'ultimo è rappresentato dalla fotografia.

Per poter eseguire un disegno fedele delle profondità delle finestre sono stati infine individuati dei piani perpendicolari ai piani orizzontali che in già in precedenza erano stati definiti, e passanti per le mezzerie delle bucaure delle finestre.



*Dall'ambiente tridimensionale di Autocad al fotopiano realizzato dall'immagine storica. La cornice rossa evidenzia i vertici utilizzati per il fotoraddrizzamento prima all'interno della ricostruzione poi isolata ed in vera grandezza ed infine con la foto rettificata.*

*Figura 2c.6 (Parte I) - definizione del modulo degli abbaini e delle finestre. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.*

Conoscendo la posizione nello spazio del piano che contiene la specchiatura interna, individuato il piano che contiene l'infisso esterno e noto il profilo e l'andamento delle modanature intere alla bucaura in senso longitudinale, è risultato possibile dedurre la profondità della bucaura e conseguentemente la sua vera grandezza nello spazio. Dal modello tridimensionale ottenuto con l'omologia solida ciascun punto dello spazio viene quindi definito attraverso un sistema di coordinate assoluto xyz. Attraverso la gestione UCS dell'ambiente AutoCAD, è possibile a questo punto considerare un sistema di coordinate xy relative, allineato al piano passante per ogni specchiatura del modello 3D su quale giace la finestra di riferimento. Questo procedimento consente di determinare le coordinate di quattro punti di riferimento è poi possibile rettificare una porzione della fotografia storica e ottenere un fotopiano sufficientemente affidabile dal quale considerare le proporzioni dell'area appartenete al piano rettificato.



Per quanto riguarda, invece, le modanature e le decorazioni, sono stati eseguiti disegni a mano libera in quanto la risoluzione delle fotografie era troppo bassa per consentire un ripasso direttamente dalle foto stesse (figg. 2c.7,2c.8 (Parte I)). Il disegno eseguito è stato poi confrontato con il fotopiano<sup>7</sup>.

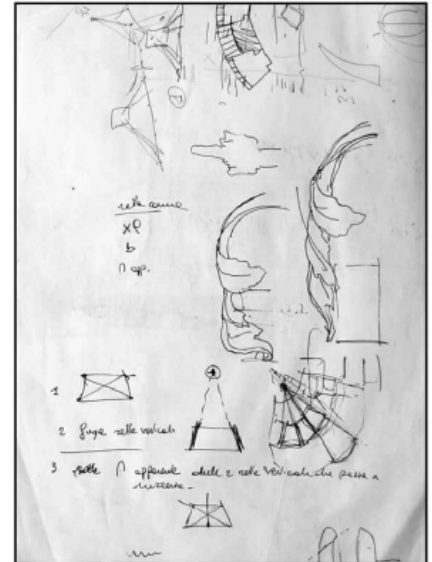
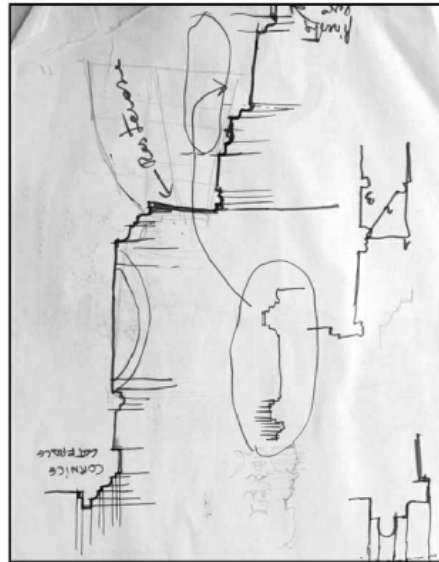


Figura 2c.7 (Parte I) - Disegno delle modanature.. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

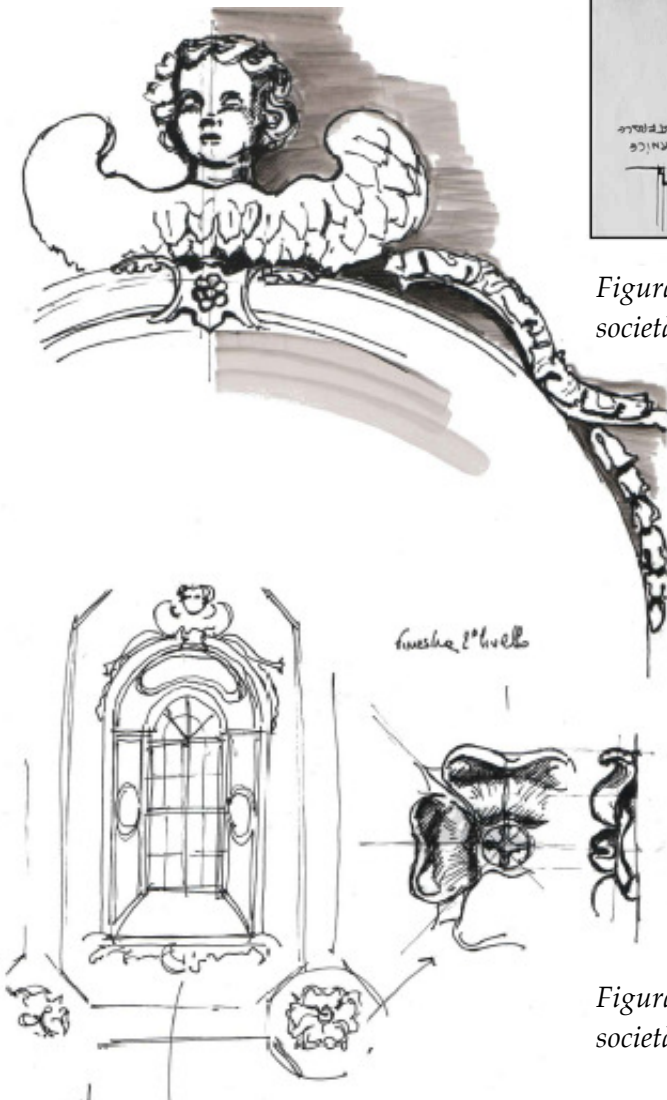


Figura 2c.8 (Parte I) - Disegno delle decorazioni. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

<sup>7</sup>Trasformazione da una vista centrale fotografica, attraverso il raddrizzamento ad una configurazione prospettica in proiezione ortogonale.

## Il progetto di restauro

La ricostruzione delle immagini precedentemente descritta ha consentito di restaurare la conformazione originaria della Cattedrale: la nuova copertura è stata infatti ricostruita con le proporzioni simili a quella originale.

Il nuovo progetto impiegò più di 500 persone dal gennaio 2012 per completare il lavoro entro i termini stabiliti. La cupola fu impostata sulla rettifica della base della rotonda tramite la realizzazione di un cordolo in cemento armato il cui scopo è di avere una simmetria della cuspide lungo l'asse Est-Ovest dell'aggregato costituente la Cattedrale della Resurrezione. Di conseguenza la cuspide venne suddivisa per semplicità geometrica e di realizzazione in 20 angoli non considerando la continuità della partizione architettonica derivante dalla struttura sottostante (*fig.2c.9 (Parte I)*). Lo schema ottenuto risultava, quindi, del tutto svincolato dalle caratteristiche architettoniche dello spazio inferiore

La suddivisione dello spazio è caratterizzata da linee verticali che convergono verso la sommità della copertura, ovvero verso la cupola a cipolla, e da ordini orizzontali di finestre geometricamente posizionate sull'asse di mezzera delle aperture dell'ordine inferiore (*fig. 2c.10 (Parte I)*).

Si individuano pertanto due assi verticali:

- l'asse delle semicolonne alla base della rotonda che prosegue nelle lesene dei due ordini superiori e si conclude nel costolone della copertura,
- l'asse mediano dell'arco del peristilio della rotonda, cioè l'arco compreso tra le due semicolonne che coincide con l'asse mediano delle finestre dei due ordini superiori e deve necessariamente proseguire nella mezzera delle aperture della copertura, ovvero nella mezzera degli abbaini.

Per definire il progetto si è ritenuto necessario individuare il criterio con cui determinare il rapporto tra lo schema di ricostruzione della copertura della cuspide e la ripartizione dello spazio dei livelli inferiori.

Tra i due principali assi verticali di organizzazione dello spazio, cioè l'asse delle semicolonne e l'asse delle finestre il cui ritmo caratterizza lo spazio, è stato preso come riferimento di partenza quest'ultimo, ovvero l'asse delle aperture.

Pertanto, la mezzeria delle finestre della Rotonda è stata fatta coincidere con l'asse delle aperture della copertura e a partire dall'asse mediano delle aperture degli abbaini sono stati ricalibrati gli assi delle strutture principali in legno, tenuto conto del ritmo murario sottostante.

L'irregolarità geometrica della rotonda e la necessità di tipo costruttivo di regolarizzare il più possibile lo schema strutturale, hanno suggerito una soluzione di compromesso individuando uno schema il più possibile ripetitivo con un lieve discostamento degli assi dei costoloni principali della copertura con gli assi delle lesene dei livelli inferiori e rendendo quindi necessario il ricorso al sistema architettonico-decorativo di rivestimento dell'interno della copertura per correggere la percezione dello schema strutturale.

La maglia strutturale definitiva prevedeva, quindi, che la base della cuspide fosse suddivisa secondo 3 angoli, rispettivamente di 17°, 18° e 19°, che individuano moduli lievemente diversi tra loro nei quali si innestano gli abbaini (*fig. 2c.11 (Parte I)*).

POSIZIONAMENTO ABBAINI E COSTOLONI

ВИД В ПЛАНЕ  
VISTA DALL' ALTO

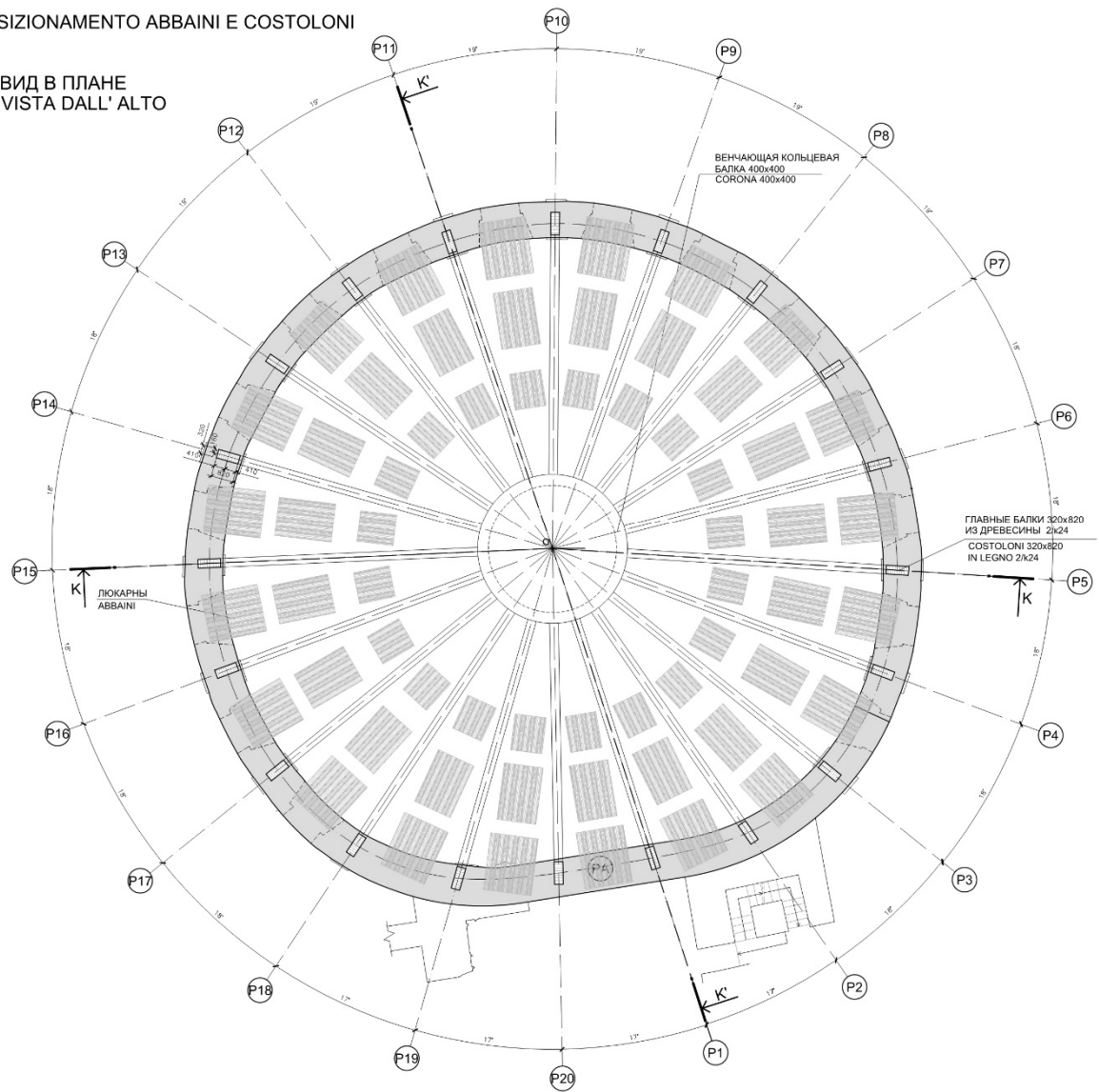


Figura 2c.9 (Parte I) - Posizionamento degli abbaini e dei costoloni, fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

РАЗРЕЗ К-К  
M 1:100  
SEZIONE K-K

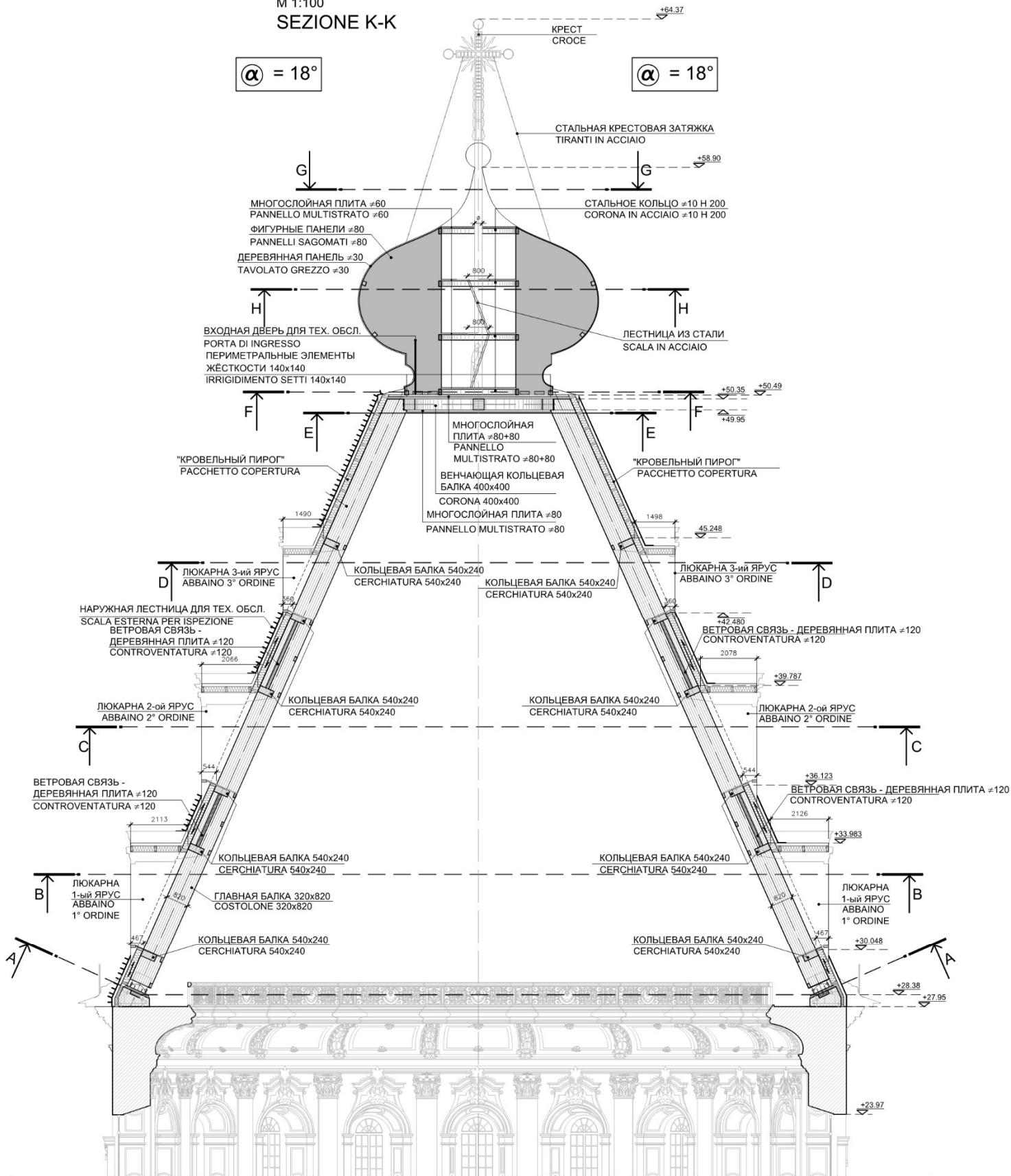


Figura 2c.10 (Parte I) - Sezione della cupola. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

NUOVA MAGLIA STRUTTURALE  
SECONDO GLI ANGOLI  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

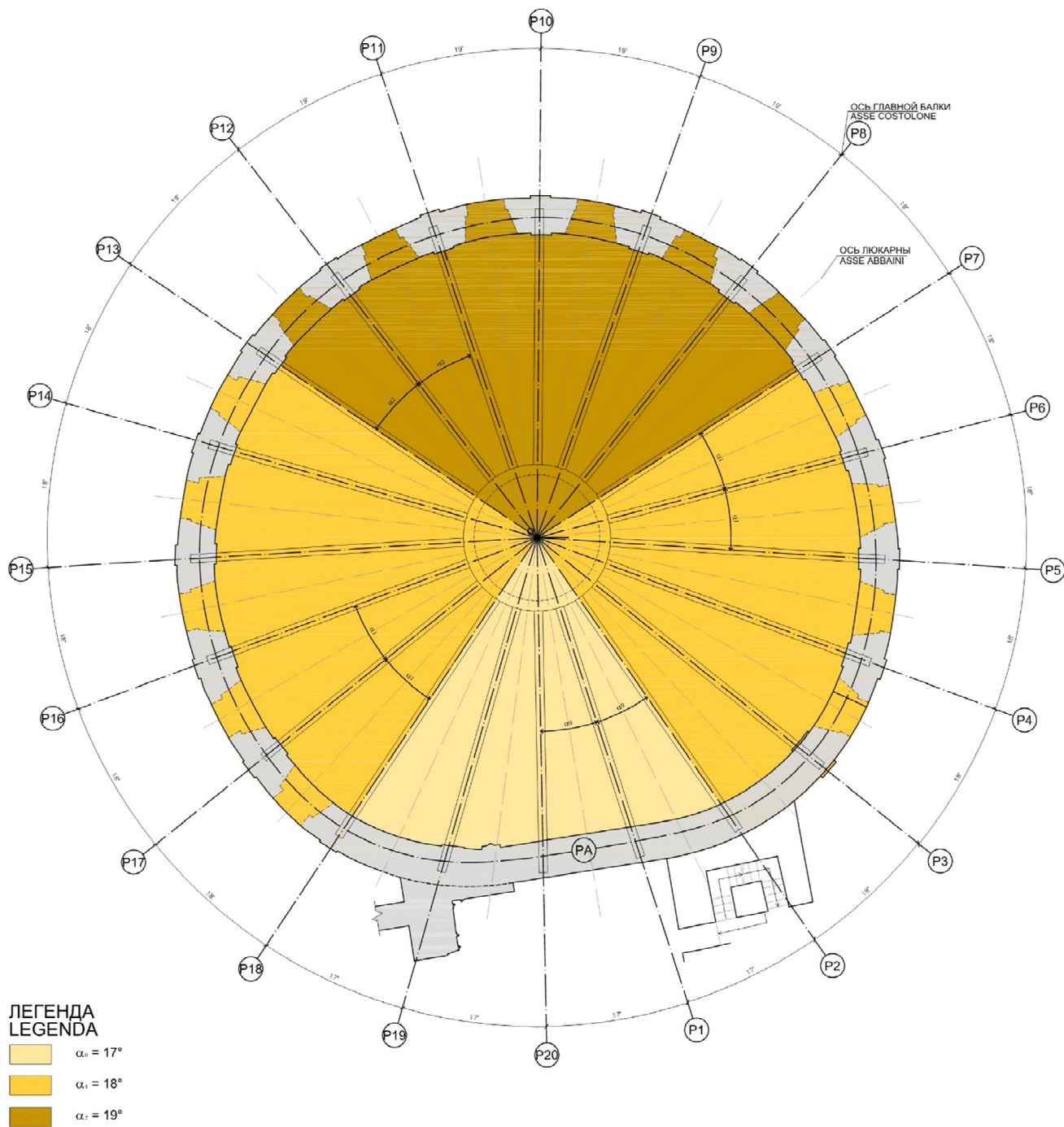


Figura 2c.11 (Parte I) - Angoli di posizionamento dei costoloni. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

## **Analisi della struttura**

### **Cupola**

Le dimensioni totali della cupola sono di metri 22,50 per l'altezza totale compresa la cipolla alta metri 6, 20 e a cui si deve aggiungere la croce in ferro alta metri 5,47.

La struttura portante è costituita da 20 costoloni in legno lamellare con sezione 320x820 mm che si sviluppano per l'intera altezza della cupola appoggiandosi su un cordolo di c.a. realizzato per irrigidire la muratura sottostante. L'attacco al cordolo avviene mediante l'utilizzo di una piastra in acciaio di dimensioni 400x920x20 mm fissata tramite imbullonatura ad un'altra piastra all'interno del cordolo. Il costolone viene quindi ancorato attraverso una piastra di acciaio di dimensioni 620x350x20 mm e 21 spinotti di diametro 16 mm in acciaio s355. Viene predisposta inoltre una vaschetta per la malta espansiva usata come irrigidimento (*fig. 2c.12 (Parte I)*).

# DETTAGLIO ATTACCO DI BASE

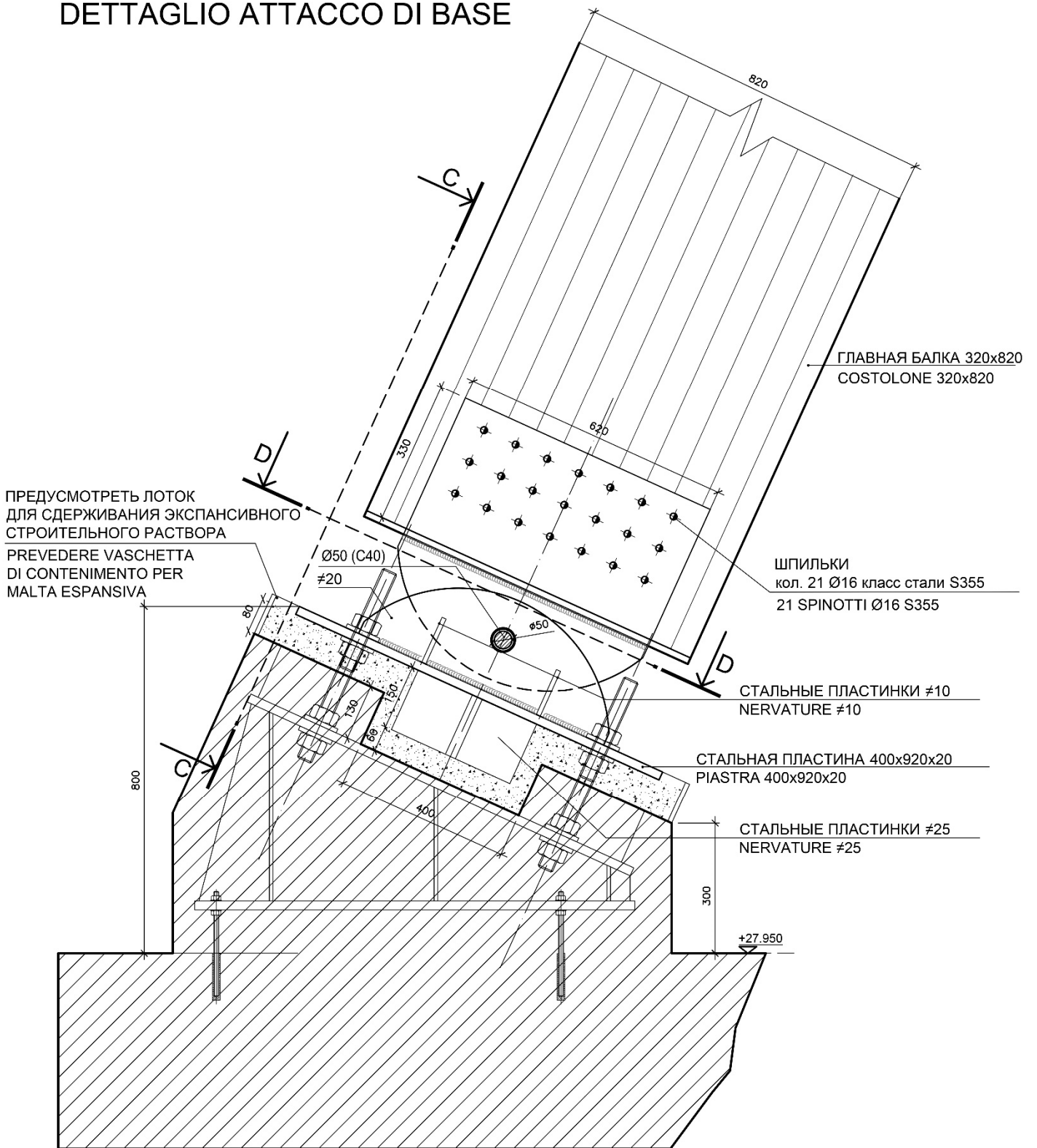


Figura 2c.12 (Parte I) - Particolare dell'ancoraggio al cordolo in c.a.. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.



La cupola è suddivisa in senso orizzontale in tre ordini sovrapposti intervallati tra loro da cerchiature in legno lamellare che avvolgono le travi in tre diversi punti e in sommità. Quest'ultima è stata fissata alle travi sottostanti tramite spinotti in acciaio s355 e piastre nello stello materiale di dimensioni 400x230x15 mm (fig. 2c.13 (Parte I)).

## PARTICOLARE 1

Scala 1:10

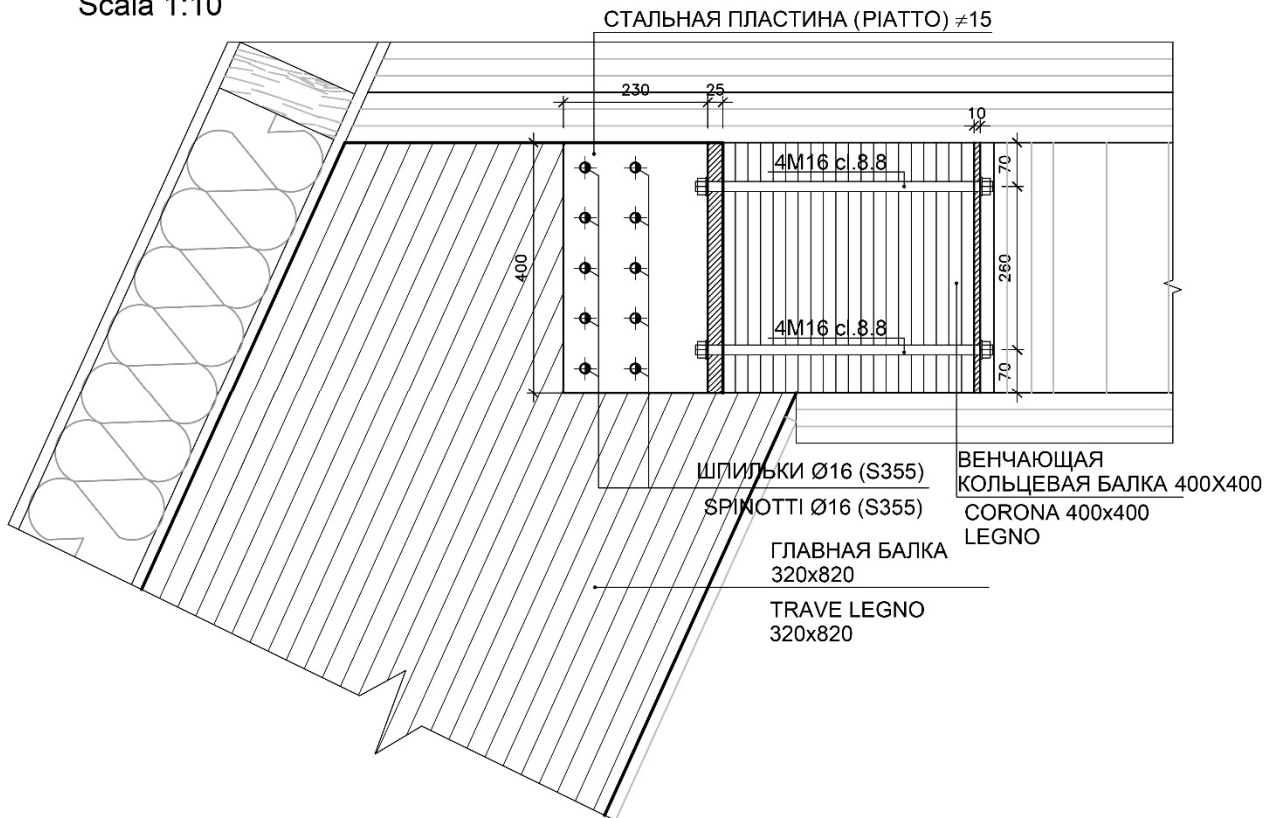


Figura 2c.13 (Parte I) - Particolare dell'ancoraggio alla cerchiatura. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

Al fine di irrigidire ulteriormente la struttura sono stati aggiunti pannelli di controventatura interposti tra le cerchiature tra di esse in legno lamellare di 12 mm di spessore. Le giunzioni dei controventi avvengono con unitamente all'utilizzo di chiodi filettati di diametro 6 mm (fig. 2c.14 (Parte I)).

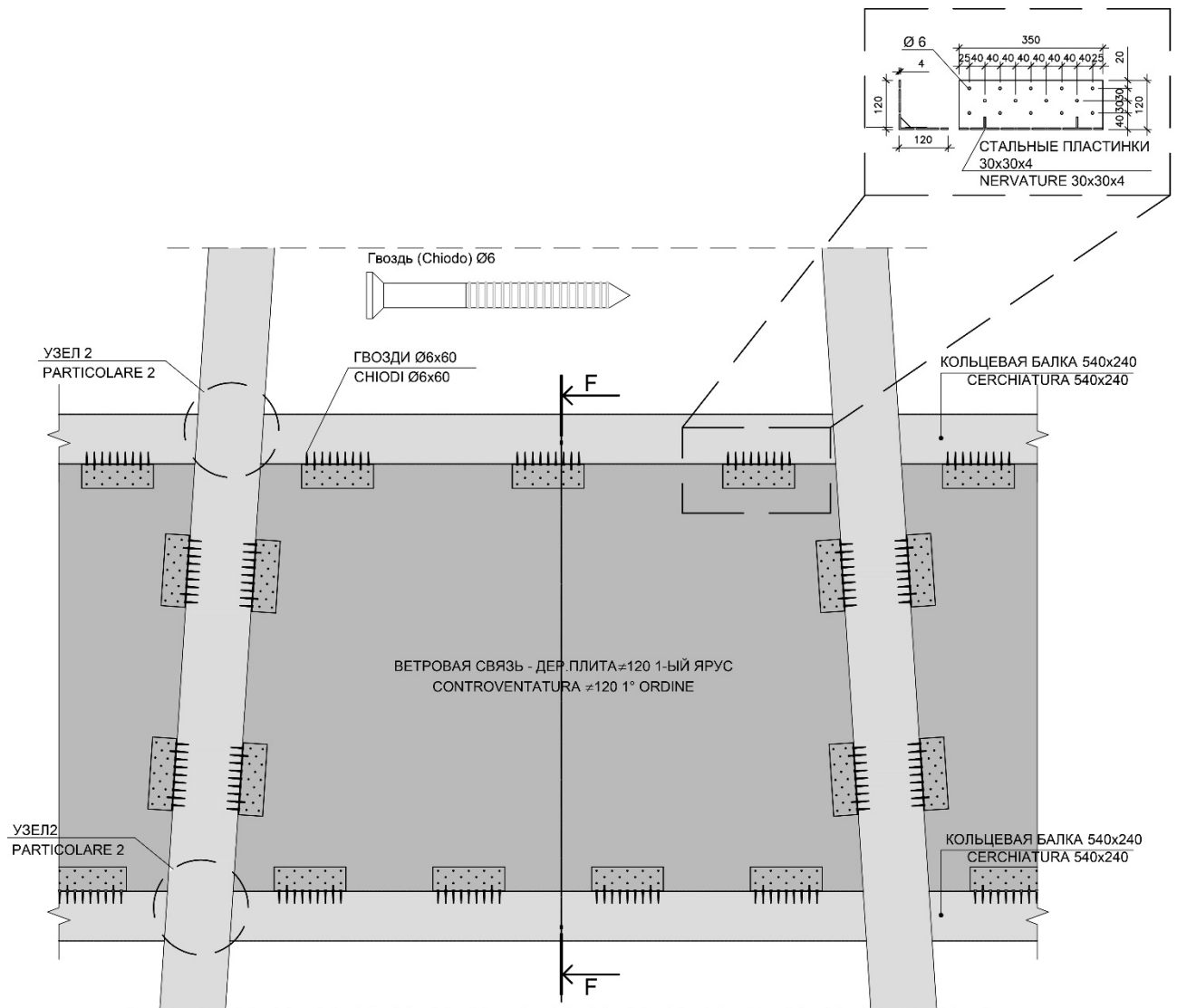


Figura 2c.14 (Parte I) - Particolare dell'ancoraggio dei controventi. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

## Cipolla

La struttura della cupola termina con la cipolla, interamente realizzata con pannelli sagomati in legno lamellare. Il suo diametro maggiore è pari a 6 metri, al suo interno si trovano quattro corone in acciaio di spessore 10 mm e altezza 200 mm, che si distribuiscono in altezza dall'imposta di base sino in sommità. Le due centrali sono raggiungibili per ispezione attraverso una porta e due botole a cui si accede tramite una scala in acciaio. Sulle corone sono posti pannelli multistrato di 60 mm di spessore. Sull'imposta di tale cupola sono state localizzate due travi di irrigidimento per i setti di 140x140 mm. Infine, sulla sommità, è posta una croce in acciaio sorretta da due tiranti (fig. 2c.15 (Parte I)).

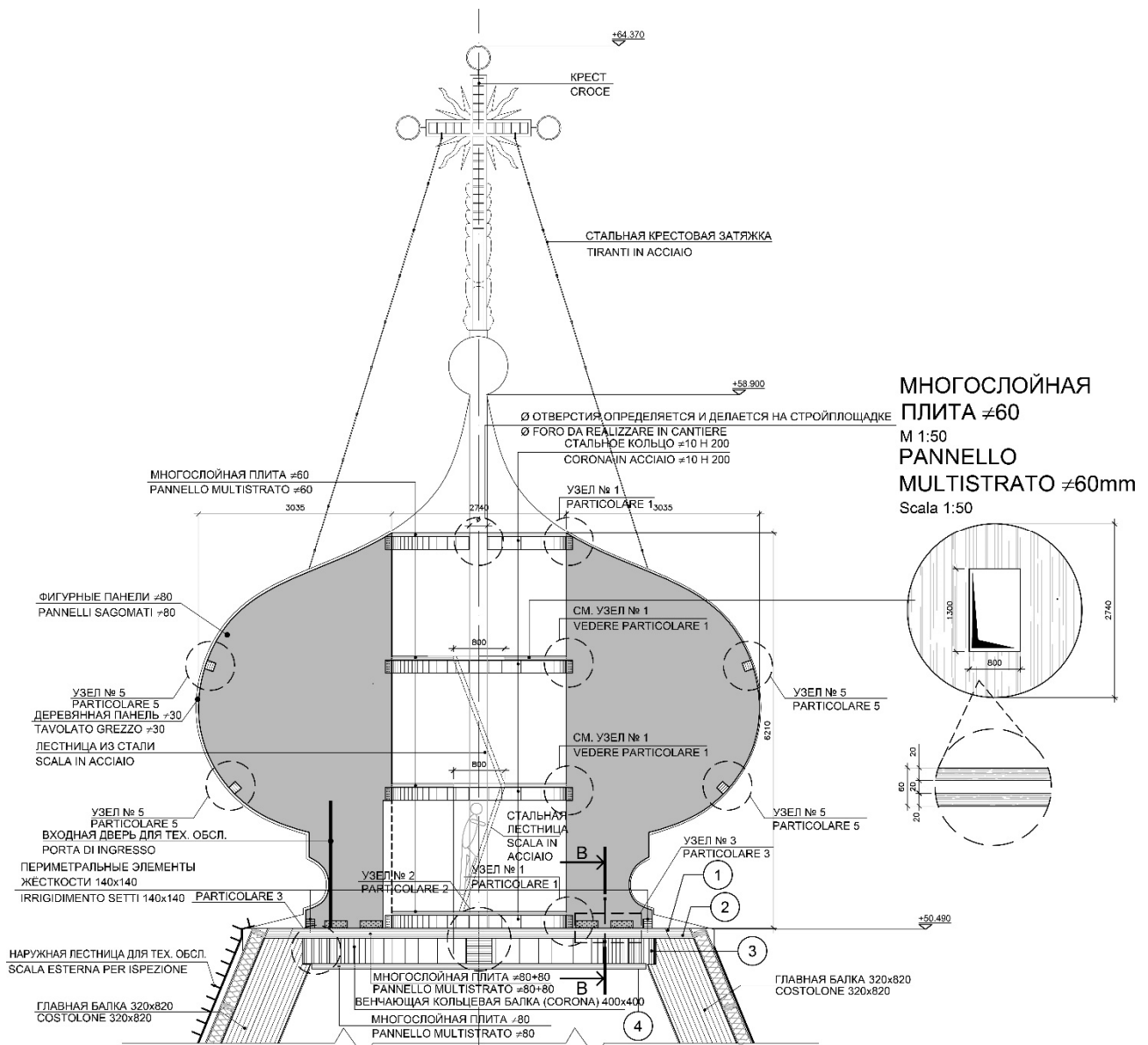


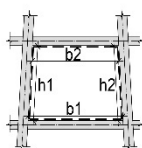
Figura 2c.15 (Parte I) - Sezione della cupola a cipolla in sommità. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

## Pannellatura

L'intero sistema è composto da tre tipi di pannellature:

- I pannelli di controventatura (già citati in precedenza) con dimensioni come in *Tabella 2c.1 (Parte I)* per il primo ordine e i *Tabella 2c.2 (Parte I)* per il secondo ordine.
- I pannelli interni con dimensioni come in *Tabella 2c.3 (Parte I)*.
- I pannelli esterni con dimensioni come in *Tabella 2c.4 (Parte I)*. Questi sono fissati tramite chiodi filettati di 6 mm di diametro.

ВЕТРОВАЯ СВЯЗЬ 1-ого ЯРУСА  
CONTROVENTATURA 1° ORDINE



ВЕТРОВАЯ СВЯЗЬ 2-ого ЯРУСА  
CONTROVENTATURA 2° ORDINE

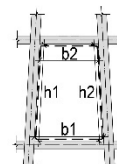


ТАБЛИЦА РАЗМЕРОВ ДЛЯ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛИТ ≠120(ВЕТРОВЫЕ СВЯЗИ) ТАБЛИЦА РАЗМЕРОВ ДЛЯ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛИТ ≠120(ВЕТРОВЫЕ СВЯЗИ)  
TABELLA DIMENSIONI CONTROVENTATURA ≠120 TABELLA DIMENSIONI CONTROVENTATURA ≠120

$\alpha$	dim.(m) спичкор/ сектор	b1	b2	h1	h2
17°	P20-P1	2.65	2.42	2.07	2.07
17°	P1-P2	2.74	2.50	2.07	2.10
18°	P2-P3	2.83	2.57	2.10	2.11
18°	P3-P4	3.14	2.86	2.11	2.11
18°	P4-P5	2.86	2.61	2.11	2.10
18°	P5-P6	3.04	2.77	2.10	2.09
18°	P6-P7	2.97	2.71	2.09	2.08
19°	P7-P8	3.04	2.78	2.08	2.08
19°	P8-P9	3.05	2.78	2.08	2.08
19°	P9-P10	3.03	2.77	2.08	2.07
19°	P10-P11	3.02	2.76	2.07	2.07
19°	P11-P12	3.04	2.78	2.07	2.08
19°	P12-P13	2.98	2.72	2.08	2.08
18°	P13-P14	2.94	2.68	2.08	2.09
18°	P14-P15	3.07	2.80	2.09	2.10
18°	P15-P16	3.04	2.77	2.10	2.10
18°	P16-P17	3.14	2.86	2.10	2.11
18°	P17-P18	3.03	2.76	2.11	2.11
17°	P18-P19	3.01	2.74	2.11	2.10
17°	P19-P20	2.82	2.57	2.10	2.07

РАЗМЕРЫ ПРИВЕДЕНЫ С ПОГРЕШНОСТЬЮ ± 2см.  
LE MISURE PRESENTANO UNA TOLLERANZA DI ± 2cm

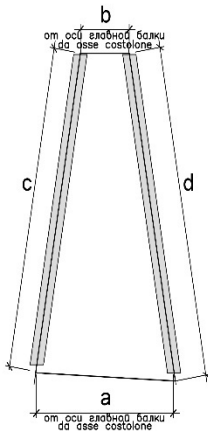
*Tabella 2c.1 (Parte I) - Dimensioni dei pannelli di controventatura del primo ordine. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.*

$\alpha$	dim.(m) спичкор/ сектор	b1	b2	h1	h2
17°	P20-P1	1.95	1.85	2.66	2.67
17°	P1-P2	2.00	1.89	2.67	2.70
18°	P2-P3	2.06	1.73	2.70	2.72
18°	P3-P4	2.30	1.94	2.72	2.72
18°	P4-P5	2.09	1.76	2.72	2.71
18°	P5-P6	2.23	1.88	2.71	2.69
18°	P6-P7	2.18	1.85	2.69	2.68
19°	P7-P8	2.24	1.90	2.68	2.68
19°	P8-P9	2.25	1.91	2.68	2.67
19°	P9-P10	2.24	1.91	2.67	2.67
19°	P10-P11	2.24	1.90	2.67	2.67
19°	P11-P12	2.25	1.91	2.67	2.68
19°	P12-P13	2.20	1.87	2.68	2.68
18°	P13-P14	2.16	1.83	2.68	2.69
18°	P14-P15	2.26	1.91	2.69	2.70
18°	P15-P16	2.22	1.88	2.70	2.71
18°	P16-P17	2.30	1.94	2.71	2.72
18°	P17-P18	2.21	1.86	2.72	2.72
17°	P18-P19	2.20	1.85	2.72	2.71
17°	P19-P20	2.06	1.74	2.71	2.68

РАЗМЕРЫ ПРИВЕДЕНЫ С ПОГРЕШНОСТЬЮ ± 2см.  
LE MISURE PRESENTANO UNA TOLLERANZA DI ± 2cm

*Tabella 2c.2 (Parte I) - Dimensioni dei pannelli di controventatura del secondo ordine. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.*

ВНЕШНИЕ ПАНЕЛИ (м)  
PANNELLI ESTERNI (m)



ВНУТРЕННИЕ ПАНЕЛИ (м)  
PANNELLI INTERNI (m)

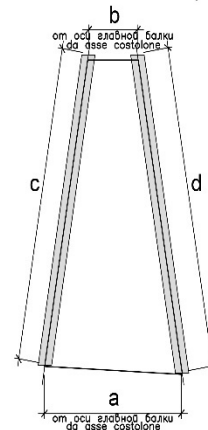


ТАБЛИЦА РАЗМЕРОВ ДЛЯ ВНЕШНИХ ПАНЕЛЕЙ  
TABELLA DIMENSIONI PANNELLI ESTERNI

$\alpha$	spicchio/ сектор	dim.(m)	a	b	c	d
17°	P20-P1		3.60	0.97	23.38	23.40
17°	P1-P2		3.72	0.97	23.40	23.67
18°	P2-P3		3.83	1.06	23.67	23.82
18°	P3-P4		4.21	0.99	23.82	23.78
18°	P4-P5		3.86	1.06	23.78	23.69
18°	P5-P6		4.07	1.06	23.69	23.57
18°	P6-P7		3.98	1.10	23.57	23.49
19°	P7-P8		4.06	1.11	23.49	23.43
19°	P8-P9		4.07	1.11	23.43	23.40
19°	P9-P10		4.05	1.11	23.40	23.39
19°	P10-P11		4.04	1.11	23.39	23.39
19°	P11-P12		4.08	1.06	23.39	23.42
19°	P12-P13		4.00	1.05	23.42	23.49
18°	P13-P14		3.94	1.07	23.49	23.56
18°	P14-P15		4.11	1.05	23.56	23.66
18°	P15-P16		4.07	1.07	23.66	23.72
18°	P16-P17		4.20	1.03	23.72	23.79
18°	P17-P18		4.07	1.03	23.79	23.68
17°	P18-P19		4.07	1.00	23.68	23.67
17°	P19-P20		3.79	0.98	23.67	23.38

ТАБЛИЦА РАЗМЕРОВ ДЛЯ ВНУТРЕННИХ ПАНЕЛЕЙ  
TABELLA DIMENSIONI PANNELLI INTERNI

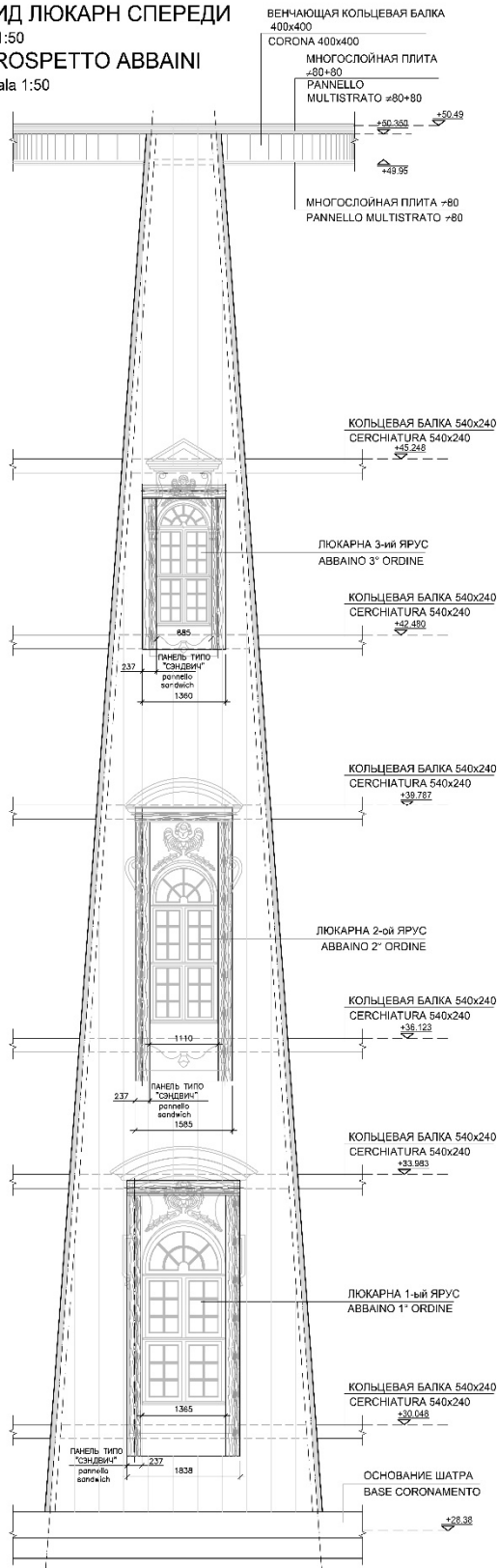
$\alpha$	spicchio/ сектор	dim.(m)	a	b	c	d
17°	P20-P1		3.37	0.77	22.56	22.57
17°	P1-P2		3.51	0.76	22.57	22.86
18°	P2-P3		3.62	0.76	22.86	23.02
18°	P3-P4		3.98	0.84	23.02	22.98
18°	P4-P5		3.66	0.77	22.98	22.87
18°	P5-P6		3.84	0.83	22.87	22.76
18°	P6-P7		3.76	0.83	22.76	22.68
19°	P7-P8		3.83	0.86	22.68	22.63
19°	P8-P9		3.83	0.87	22.63	22.60
19°	P9-P10		3.82	0.87	22.60	22.59
19°	P10-P11		3.80	0.86	22.59	22.57
19°	P11-P12		3.82	0.87	22.57	22.63
19°	P12-P13		3.76	0.85	22.63	22.68
18°	P13-P14		3.72	0.82	22.68	22.76
18°	P14-P15		3.88	0.84	22.76	22.85
18°	P15-P16		3.84	0.83	22.85	22.92
18°	P16-P17		3.98	0.83	22.92	23.00
18°	P17-P18		3.85	0.80	23.00	23.03
17°	P18-P19		3.82	0.81	23.03	22.83
17°	P19-P20		3.56	0.77	22.83	22.57

Tabella 2c.3 (Parte I) - Dimensioni dei pannelli esterni.  
Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

Tabella 2c.4 (Parte I) - Dimensioni dei pannelli interni.  
Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

## Abbaini

ВИД ЛЮКАРН СПЕРЕДИ  
M 1:50  
PROSPETTO ABBAINI  
Scala 1:50



Gli abbaini si dividono in abbaini di primo, secondo e terzo ordine e sono formati da elementi laterali portanti in pannelli multistrato, un serramento ligneo a due ante composte da sei pannelli ciascuna, un sopraluce centinato a raggiera suddiviso in nove parti, vetro a doppia camera, copertura in rame e decorazioni con putti e fregi dorati. Quelli di primo ordine sono circondati inoltre da una ringhiera in ferro anch'essa dorata che segna il distacco dal tamburo sottostante. Analizzando, infine, un modulo della cupola se ne possono meglio conoscere le decorazioni (fig. 2c.16 (Parte I)). Le finestre del secondo e terzo ordine presentano elementi voltati lunettati o timpanati in legno. La copertura dell'abbaino è realizzata mediante pannelli sandwich e riempimenti in lana di roccia nei punti di ancoraggio per evitare il formarsi di ponti termici (fig. 2c.17 (Parte I)). L'ancoraggio dei pannelli avviene tramite Viti parzialmente filettate di 8 mm di diametro.

Figura 2c.16 (Parte I) - Prospetto del modulo degli abbaini. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

# АББАИНО 1° ORDINE

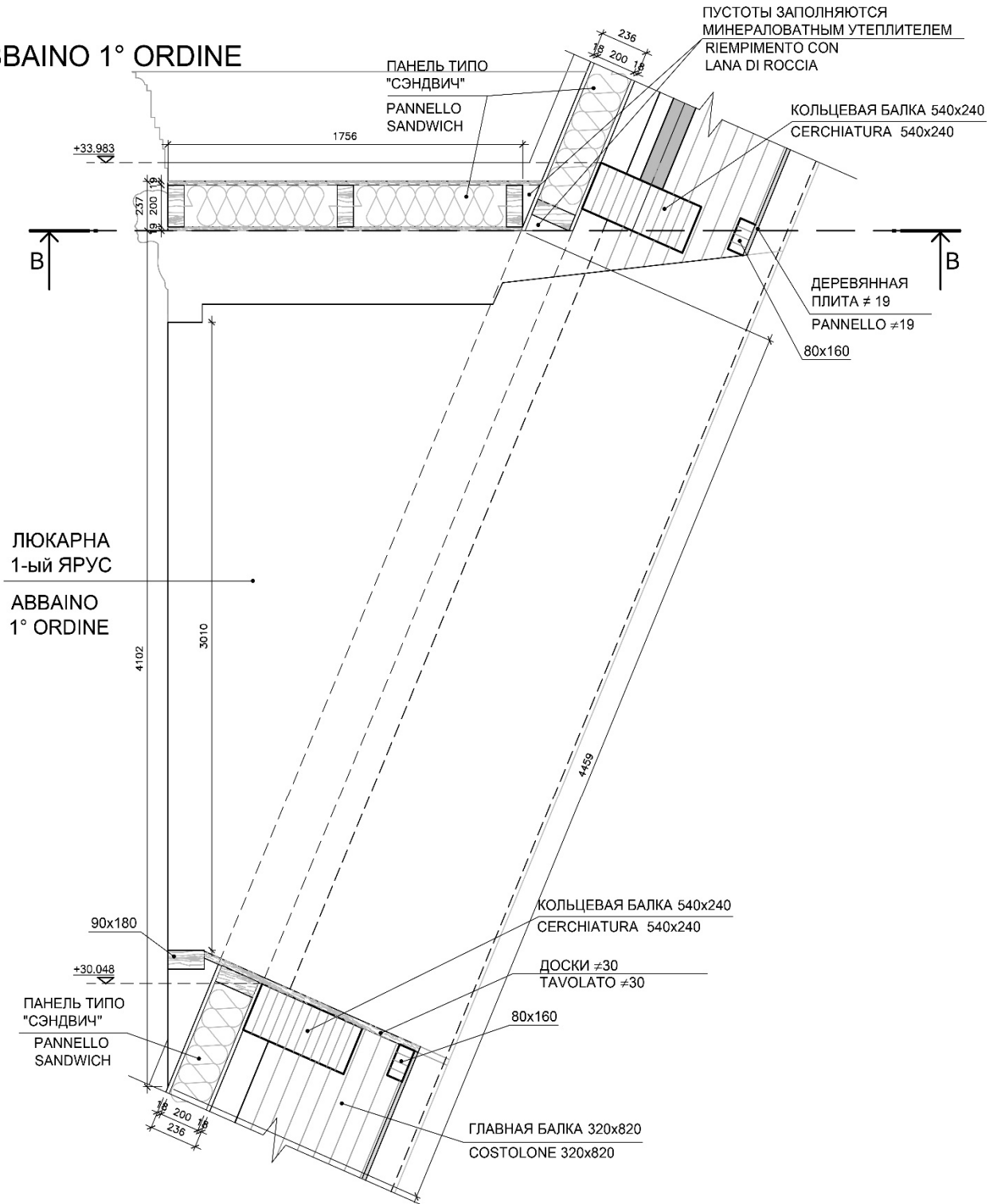


Figura 2c.17 (Parte I) - Particolare degli abbaini. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

## Pacchetto di copertura

L'intera struttura in pianta presenta due pacchetti di rivestimento, uno in corrispondenza delle pareti degli abbaini (fig. 2c.18 (Parte I)) e l'altro nel resto della struttura (fig. 2c.19 (Parte I)). La stratigrafia viene riportata in Tabella 2c.5 (Parte I).

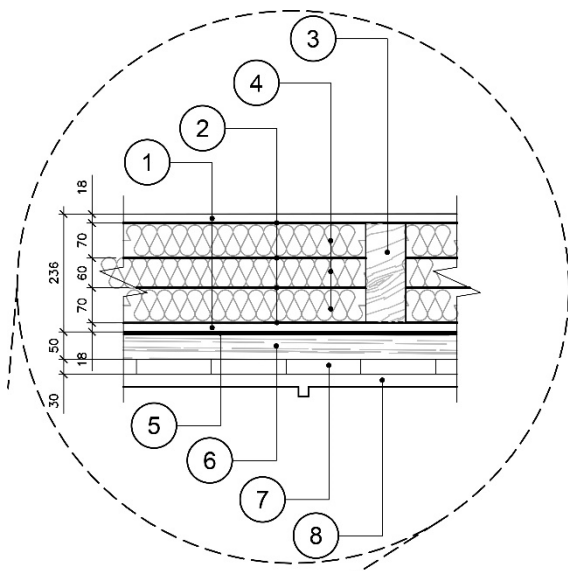


Figura 2c.18 (Parte I) - Stratigrafia in corrispondenza degli abbaini. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

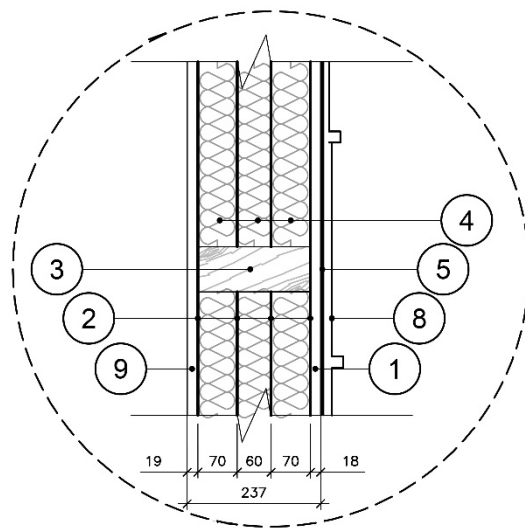


Figura 2c.19 (Parte I) - Stratigrafia nel resto della cupola. Fuori scala. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.

RIVESTIMENTO ESTERNO	
N. RIF.	ELEMENTO
1	Pannello interno/esterno OSB o multistrato Sp=18 mm
2	Barriera al Vapore
3	Costole 80x200 mm del pannello sandwich
4	Lana di roccia densità 80 kg/mc
5	Membrana bituminosa adesiva
6	Listello di legno
7	Tavolato Grezzo sp=30mm
8	Lamiera Copertura
9	Pannello Esterno OSB o multistrato Sp=19 mm

Tabella 2c.5 (Parte I) - Legenda dei materiali nel rivestimento esterno. Materiale fornito dalla società 000 Atrium.



## **Piano generale per il restauro e l'adattamento del territorio del Nuovo Monastero di Gerusalemme**

Il progetto di restauro si estende a tutto il sito, infatti nel 2009, nell'ambito dei lavori del progetto Piano generale per il restauro e l'adattamento del territorio del Nuovo Monastero di Gerusalemme si stava sviluppando una ipotesi per l'abbellimento del paesaggio per il quale è stato effettuato un esame dendrologico<sup>8</sup> del territorio. Lo scopo di questi lavori era di valutare lo stato degli spazi verdi e la vitalità degli alberi sul territorio dell'area di allocazione del terreno del monastero avente una superficie di 15,81 ettari.

A tal fine è stato ricostruito storicamente il patrimonio naturalistico intorno al Monastero e osservando una planimetria del XVII Secolo, la più antica rinvenuta, si è notata pochissima vegetazione vicino al monastero con alcune alberature lungo le pareti settentrionali, sul pendio della collina e una foresta oltre il fiume Istra, a ovest del monastero e in una planimetria successiva si nota anche il giardino dei Getsemani, uno spazio aperto in mezzo agli alberi con al centro un pergolato dove i fiumi avevano creato una pianura alluvionale in cui non cresceva vegetazione per la troppa umidità.

<sup>8</sup> L'esame dendrologico comporta un controllo approfondito delle piantagioni in un sito specifico con l'identificazione di esemplari rari, le condizioni generali degli alberi e, sua volta, l'indagine dendrologica offre l'opportunità di determinare quali operazioni per il loro sviluppo e conservazione.

## **Parte II. Il comportamento strutturale della copertura: analisi e confronti**

## 1- Scelte di modellazione e tecniche di analisi

### a. Modello agli elementi finiti

I modelli agli elementi finiti presentati nel seguente studio sono realizzati tramite il Software PRO\_SAP della ditta italiana 2Si. Il software presenta al suo interno una serie di automatismi che permettono un confronto diretto con le norme europee.

Il funzionamento di base degli elementi del software è descritto riportando alcune definizioni riscontrabili in [26].

La modellazione della struttura è avvenuta determinando inizialmente la posizione dei nodi di giunzione della struttura che sono stati estrapolati dal disegni esecutivi. Successivamente i nodi sono stati collegati mediante elementi shell e trave, di cui sotto una più dettagliata descrizione, modellizzando così i componenti strutturali della copertura quali costoloni, cerchiature e controventature. Inoltre, per modellizzare l'effetto del peso dei componenti non strutturali e applicare i carichi da neve e i sovraccarichi sono stati modellati elementi pannello su tutto lo sviluppo della copertura.

Quindi, gli elementi strutturali utilizzati per i modelli presentati sono i seguenti:

1. Elementi trave monodimensionali che vengono definiti tramite due nodi (indicati nell'ambito del programma come Elementi D2)
2. Elementi shell bidimensionali che vengono definiti tramite tre o quattro nodi (indicati nell'ambito del programma come Elementi D3)
3. Elementi Pannello multifunzione

Vengono di seguito dettagliati gli elementi utilizzati per la modellazione del caso studio.

### Proprietà dei nodi

Per nodo si intende un punto nello spazio individuato dalle coordinate cartesiane X,Y,Z in un sistema di riferimento globale destrorso con asse Z verticale. Nei modelli presentati il centro di tale sistema di riferimento è stato collocato nel centro della base della copertura.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, tre traslazioni e tre rotazioni:

1. Traslazione X (Tx)
2. Traslazione Y (Ty)
3. Traslazione Z (Tz)
4. Rotazione X (Rx)
5. Rotazione Y (Ry)
6. Rotazione Z (Rz)

Per ogni nodo è possibile determinare i tipi di vincolo rigido alla traslazione TX, TY e TZ o alla rotazione RX, RY e RZ, e i tipi di vincolo elastico fornendo i valori di rigidità.

### Proprietà degli elementi monodimensionali (D2) Elementi tipo Beam

Gli elementi D2 sono formulati nello spazio e definiti per mezzo di due nodi. Un terzo nodo supplementare, il "nodo K", è usato per gestire l'orientamento della sezione della trave nello spazio (Fig. 1a.1 (Parte II)). L'elemento Beam ha al massimo tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali (Fig. 1a.2 (Parte II)). Agli estremi dell'elemento sono determinate le sei componenti della sollecitazione: tre momenti (torcente e due flettenti), sforzo assiale e due sforzi taglianti (Fig. 1a.2 (Parte II)).

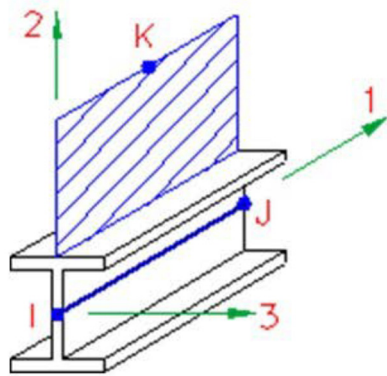


Figura 1a.1 (Parte II) – Nodi e orientamento della trave. In: [26]

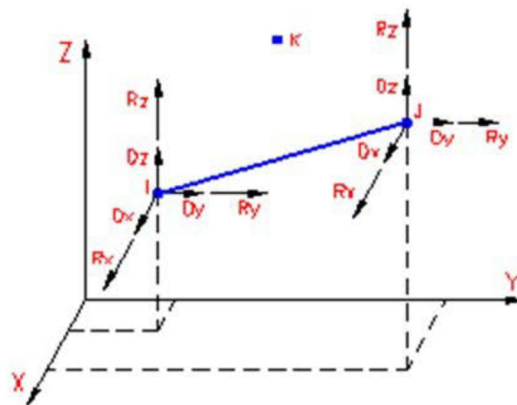


Figura 1a.2 (Parte II) – Sollecitazioni nell'elemento trave. In: [26]

Gli elementi D2 sono orientati secondo un sistema di riferimento locale con le seguenti caratteristiche (fig. 1a.3 (Parte II)):

- asse 1 diretto dal nodo iniziale I al nodo finale J
- asse 2 ortogonale all'asse 1 e verticale;
- asse 3 ortogonale all'asse 1 e orizzontale.

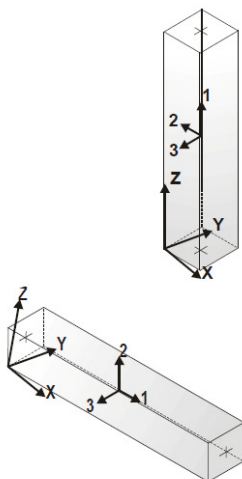


Figura 1a.3 (Parte II) – Sistemi di riferimento. In: [26]

Le convenzioni sui segni sono le seguenti:

N Positivo se di trazione

V2 Positivo se induce un incremento di momento  $M_{33}$

V3 Positivo se induce un incremento di  $M_{22}$

M2 Positivo se tende le fibre di sinistra

M3 Positivo se tende le fibre inferiori

MT Positivo se orario

### Elementi D3 di tipo Shell

Sono elementi a tre-quattro nodi formulati nello spazio denominati I,J,K,L. Per questi tipi di elementi sono definiti sei gradi di libertà: tre traslazioni e tre rotazioni. Sono definite le rigidezze nel piano (membranali) e fuori dal piano (flessionali). L'elemento Shell, utilizzato nella modellazione, possiede cinque gradi di libertà per nodo.

Ad ogni elemento D3 è associato un sistema di riferimento locale destro giro 1, 2, 3. Gli assi 1 e 2 sono contenuti nel piano dell'elemento, l'asse 3 è ortogonale all'elemento. Il programma di norma dispone il sistema in modo che l'asse 3 sia diretto secondo l'asse globale Z positivo per gli elementi non verticali, e secondo l'asse globale X o Y positivo per gli elementi verticali (fig. 1a.4 (Parte II)).

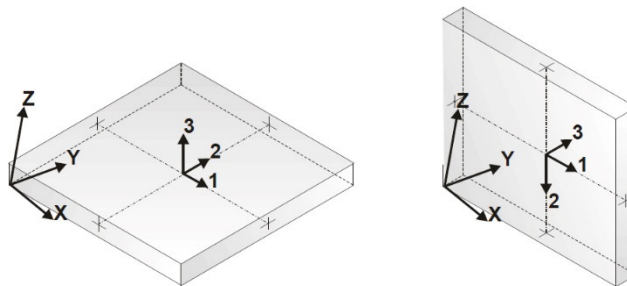


Figura 1a.4 (Parte II) – Sistemi di riferimento locali per elementi D3. In: [26]

### Proprietà degli elementi pannello

Gli elementi pannello sono formulati nello spazio ed individuati da una poligonale di nodi. Possono essere orizzontali, verticali oppure inclinati. L'elemento pannello non fornisce contributo di rigidezza alla struttura ma solo componente di peso.

## **b. Modelli semplificati**

L'obiettivo del seguente studio è quello di analizzare la differenza della risposta strutturale nei costoloni in presenza e in assenza delle cerchiature di irrigidimento. Per tale motivo sono stati realizzati due differenti modelli di due costoloni aventi inclinazione e lunghezza pari a quelli della copertura attuale. La sezione di tali elementi è rettangolare con dimensioni di 320x820 mm mentre il materiale è legno lamellare GL32h. Lo studio è effettuato in campo statico considerando i pesi degli elementi strutturali, i pesi degli abbaini (posti come carichi distribuiti lungo i tratti di travi e carichi nodali in corrispondenza dei punti di appoggio), il peso proprio degli elementi non strutturali e il sovraccarico dovuto a neve e manutenzione.

Un primo modello (*fig. 1b.1 (Parte II)*) è composto da due costoloni posti con un vincolo rigido alla traslazione alla base e quattro vincoli elastici, tre alla traslazione nel piano delle cerchiature (X, Y, Z nel sistema di riferimento globale) e uno alla rotazione intorno all'asse X con una rigidezza con modulo pari al modulo elastico massimo del materiale. In figura sono riportati gli sforzi normali generati nell'elemento. Si può notare come il primo tratto, di colore blu e ciano, presenti sforzi di compressione, mentre i tratti superiori, di colore verde, giallo, arancione e rosso, presentino sforzi di trazione.

Il secondo modello (*fig. 1b.2 (Parte II)*) presenta invece una struttura più simile al modello strutturale oggetto dello studio. In corrispondenza dei punti numerati sono presenti dei vincoli elastici alla traslazione nel piano delle cerchiature (X, Y nel sistema di riferimento globale) con una rigidezza con modulo pari al modulo elastico massimo del materiale che corrispondono alle azioni delle cerchiature orizzontali. In questo modello lo sforzo normale è di sola compressione ed è distribuito in modo crescente dalla sommità alla base.

In assenza delle cerchiature orizzontali la trave presenterebbe sia sforzi di compressione che di trazione, generati a seguito della flessione degli elementi. La presenza delle cerchiature permette di irrigidire la struttura e ne impedisce la flessione. Per tale motivo, gli elementi presentano solamente carichi di compressione.

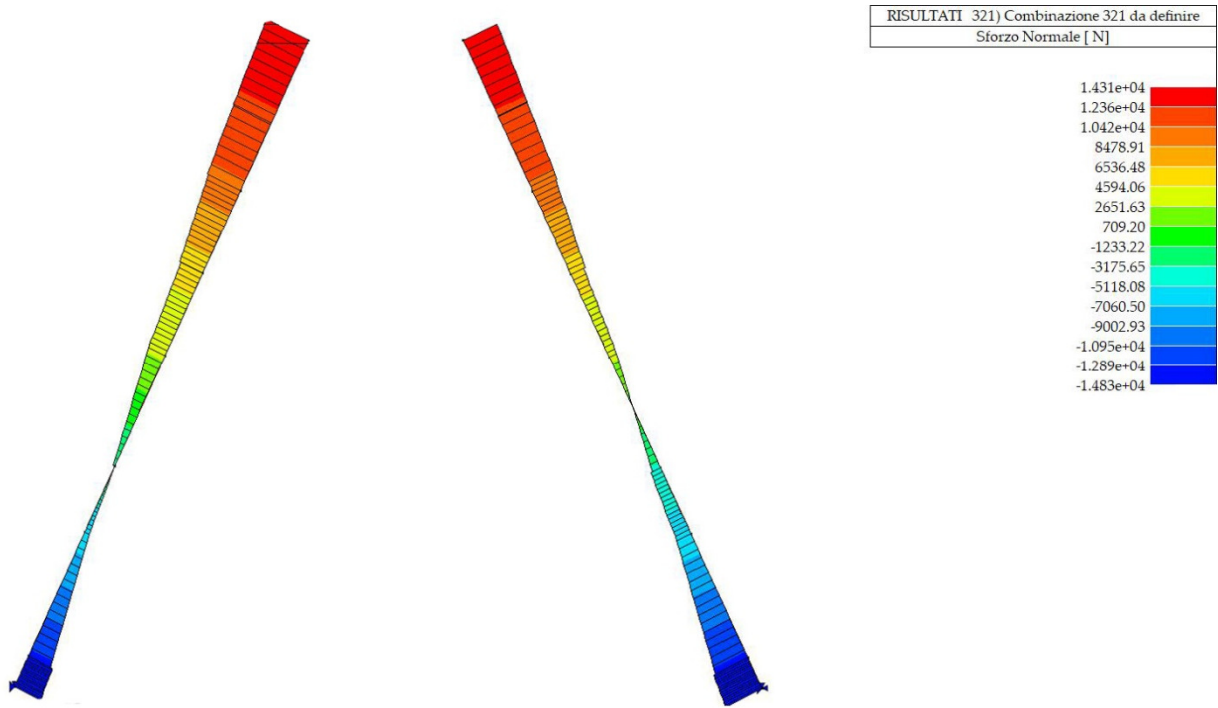


Figura 1b.1 (Parte II)- Modello dei costoloni senza irrigidimenti orizzontali.

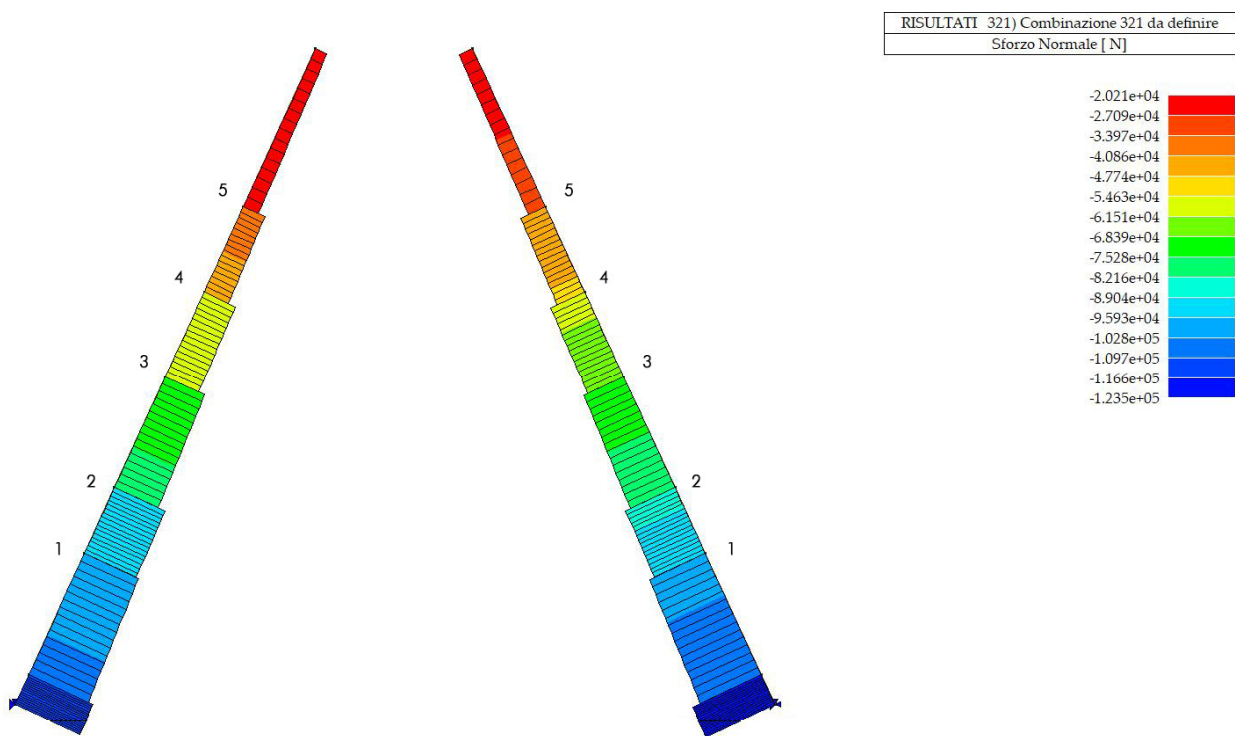


Figura 1b.2 (Parte II)- Modello dei costoloni con l'aggiunta delle cerchiature.

### c. Normativa di riferimento e azioni

Le simulazioni svolte sono effettuate secondo gli eurocodici.

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1995 - Eurocodice 5 – “Progettazione delle strutture di legno”.
- UNI EN1998 – Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.

Categoria di vita utile di progetto	Valori indicativi della vita utile di progetto (anni)	Esempi
1	10	Strutture temporanee <sup>1)</sup>
2	da 10 a 25	Parti strutturali sostituibili, per esempio travi carroponete, apparecchi di appoggio
3	da 15 a 30	Strutture agricole e similari
4	50	Strutture di edifici ed altre strutture comuni
5	100	Strutture di edifici monumentali, ponti ed altre strutture di ingegneria civile

1) Strutture o parti di strutture che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate non dovrebbero essere considerate come temporanee.

Tabella 1c.1 (Parte II) - Categorie di vita utile di progetto, in: UNI EN 1990:2006

La vita utile di progetto dipende dalla destinazione d'uso. Il caso del Monastero di Nuova Gerusalemme si colloca in classe 5 e quindi con una vita utile di progetto di 100 anni, che significa che la capacità della struttura è progettata al fine di sopportare le azioni esterne (sisma, neve e vento) con un periodo di ritorno di 100 anni. Non è stato necessario cambiare i valori relativi ai k mod nei criteri di progetto in quanto analoghi a quelli dell'euro codice.



## SLU-State Limite Ultimo

Lo Stato limite ultimo verifica che la struttura sia atta ad evitare il collasso, la perdita di equilibrio, totale o parziale, che potrebbe compromettere la sicurezza delle persone o provocasse la perdita di proprietà. La verifica dello SLU è effettuata mediante l'utilizzo della combinazione delle azioni riportate nell'equazione (1).

$$F_d = \gamma_g \cdot G_1 + \gamma_g \cdot G_2 + \gamma_g \cdot \left[ Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} \cdot Q_{ki}) \right] \quad (1)$$

Dove:

$G_k$ (k=1,2, 3, ...)	valore caratteristico del peso proprio e del sovraccarico permanente
$Q_{ki}$ (i=1,2, 3, ...)	valore caratteristico del sovraccarico accidentale i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g=1,3$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico permanente
$\gamma_g=1,5$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico accidentale
$\Psi_{0i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{1i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{2i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,6	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per vento

prospettoA1.2(A) Valori di progetto delle azioni (EQU) (Insieme A)

Situazioni di progetto persistenti e transitorie	Azioni permanenti		Azione variabile dominante <sup>1)</sup>	Azioni variabili non dominanti	
	Sfavorevole	Favorevole		Principale (se presente)	Altre
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G,sup} G_{i,sup}$	$\gamma_{G,int} G_{i,int}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$	
$\gamma_{G,sup} = 1,35$ $\gamma_{Q,1} = 1,50$ ove sfavorevole (0 ove favorevole) $\gamma_{Q,i} = 1,50$ ove sfavorevole (0 ove favorevole) a condizione che applicando $\gamma_{Q,int} = 1,00$ sia alla parte favorevole sia alla parte sfavorevole delle azioni permanenti non si determini un effetto più sfavorevole.					

Tabella 1c.2 (Parte II) -Tabella dei coefficienti parziali di sicurezza, in: UNI EN 1990:2006

## SLE- Stato Limite Di Esercizio

Lo Stato limite di Esercizio è l'abilità della struttura di svolgere normali operazioni in caso di azioni esterne. La verifica dello SLE, in combinazione caratteristica (rara), è definita dall'equazione (2).

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{02} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2)$$

Dove:

$G_k$ ( $k=1,2, 3, \dots$ )	valore caratteristico del peso proprio e del sovraccarico permanente
$Q_{ki}$ ( $i=1,2, 3, \dots$ )	valore caratteristico del sovraccarico accidentale i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g=1,3$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico permanente
$\gamma_g=1,5$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico accidentale
$\Psi_{0i}$ ( $i=1,2, 3, \dots$ ) =0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{1i}$ ( $i=1,2, 3, \dots$ ) =0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{2i}$ ( $i=1,2, 3, \dots$ )=0,6	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per vento

## Combinazione sismica

La verifica SLV è definita utilizzando l'equazione (3).

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3)$$

Dove:

$G_k$ (k=1,2, 3, ...)	valore caratteristico del peso proprio e del sovraccarico permanente
$Q_{ki}$ (i=1,2, 3, ...)	valore caratteristico del sovraccarico accidentale i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g=1,3$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico permanente
$\gamma_g=1,5$	coefficiente di sicurezza peso proprio e sovraccarico accidentale
$\Psi_{0i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{1i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,7	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{2i}$ (i=1,2, 3, ...)=0,6	coefficienti di combinazione per sovraccarichi accidentali
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per neve
$\Psi_{0i}=0,7$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{1i}=0,5$	coefficienti di combinazione per vento
$\Psi_{2i}=0,2$	coefficienti di combinazione per vento

## Azione Sismica

Nel capitolo 2 della UNI EN 1998- “*Performance requirements and compliance criteria*” si definiscono i criteri di verifica delle opere. Nelle verifiche sismiche la struttura deve assicurare due diverse prestazioni:

- **No-collapse requirement**<sup>9</sup>: la struttura deve essere progettata al fine di resistere ad azioni sismiche senza collassi locali o globali, conservando quindi la sua integrità strutturale e una capacità di resistenza residua anche dopo l’evento sismico. Tale prestazione è individuata da due termini:
  - Azione sismica di riferimento: “probabilità di eccedenza ( $P_{NCR}$ ) in un periodo di riferimento di 50 anni, ovvero l’equivalente periodo di ritorno ( $T_{NCR}$ )”<sup>10</sup>. Tali valori sono definiti dai singoli paesi (NDP\_ Nationally Determined Parameters<sup>9</sup>)
  - Fattore di importanza, “che tiene conto del livello di protezione richiesto per l’opera”<sup>10</sup>;
- **Damage-limitation requirement**<sup>9</sup>: la struttura deve essere progettata al fine di sopportare azioni sismiche con una maggiore probabilità di accadimento rispetto all’azione sismica di progetto, senza che si verificano danni o limitazioni di utilizzo il cui costo sia sproporzionatamente elevato rispetto ai costi della struttura stessa. Tale prestazione è riferita a un sisma meno gravoso del precedente e con una più alta probabilità di accadere.

Nel Capitolo 3 “*Ground conditions and seismic action*”<sup>9</sup> dell’EC 8 si definiscono i tipi di sottosuolo per l’azione sismica. L’EC 8 definisce 7 diversi tipi di sottosuolo, i primi cinque identificati dalle lettere A,B,C,D,E e gli ultimi due con S1 e S2. I valori dei parametri sono riportati in *Tabella 1c.3 (Parte II)*. I tipi di sottosuolo sono divisi in modo decrescente secondo la rigidezza. I due parametri presenti in *Tabella* sono:

- *average shear wave velocity*”  $v_{s,30}$ <sup>9</sup> \_ velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo<sup>10</sup>
- Coesione drenata  $C_u$

<sup>9</sup> Definizioni UNI EN 1998-1:2013, EC 8

<sup>10</sup> Eurocodice 8: *valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni*, Armando Lucio Simonelli

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (blows/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface	>800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth	360 – 800	>50	>250
C	Deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil	<180	<15	<70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with $V_{s,30}$ values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Deposits consisting – or containing a layer at least 10 m thick – of soft clays/silts with high plasticity index (PI > 40) and high water content	< 100 (indicative)	-	10 – 20
S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A –E or S1			

Tabella 1c.3 (Parte II) - Categorie di terreno, in: UNI EN 1998-1:2013, EC 8

Nella definizione dell'accelerazione del sisma e la zonazione, l'EC8 demanda il compito al singolo paese che dovrà definire la pericolosità sismica del proprio territorio. Il parametro caratterizzante la pericolosità sismica dell'EC8 è la "reference peak ground acceleration on type A ground,  $a_{gR}$ "<sup>11</sup>, ovvero l'accelerazione massima attesa al suolo in terreno di tipo A con fattore di importanza pari a 1.

<sup>11</sup> Definizioni UNI EN 1998-1:2013, EC 8

La rappresentazione dell'azione sismica nell'Eurocodice è definita attraverso lo spettro di risposta elastico.

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è quindi definito dalle equazioni (4)-(7):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (7)$$

$T$  : periodo proprio di vibrazione di un oscillatore semplice;

$a_g$  : design ground acceleration on type A ground

$S$  : soil factor

$T_B, T_C$  estremi dell'intervallo

$T_D$  periodo in cui  $S_e(T)$  produce uno spostamento costante

smorzamento viscoso 5%

La forma dello spettro è quindi condizionata dai parametri  $T_B, T_C, T_D$  e  $S$  (fig. 1c.1 (Parte II)). Questi parametri variano a seconda della categoria di sottosuolo. Il Soil Factor, moltiplicato per l'accelerazione  $a_{gR}$  definisce l'accelerazione attesa al suolo nelle categorie di terreno da B a E.

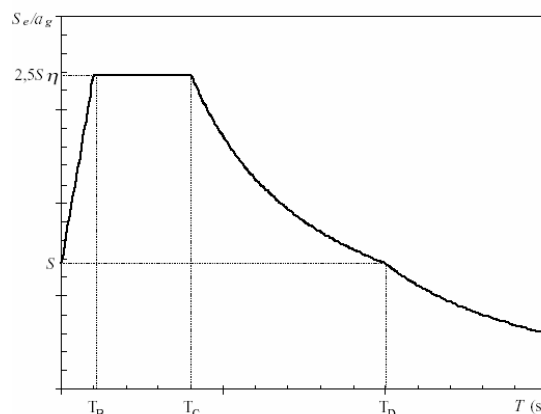


Figura 1c.1 (Parte II) - Spettro di risposta elastico. In: UNI EN 1998-1:2013, EC 8

L'EC definisce due spettri, Tipo 1 e Tipo 2, a seconda del Magnitudo dei terremoti. Al variare del tipo di spettro, variano i valori di  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  come nelle *tabelle 1c.3 e 1c.4 (Parte II)*.

Tipo di sottosuolo	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

*Tabella 1c.3 (Parte II) - Valori  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  con spettro di Tipo 1*

Tipo di sottosuolo	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

*Tabella 1c.4 (Parte II) – Valori  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  e  $S$  con spettro di Tipo 2*

Infine, viene definito il *design spectrum*<sup>12</sup>, uno spettro ridotto rispetto al precedente ottenuto tramite l'introduzione del *behaviour factor*<sup>12</sup>, parametro definito dal sistema costruttivo e dai materiali utilizzati e che indica l'attitudine della struttura nel dissipare energia.

<sup>12</sup>Definizioni UNI EN 1998-1:2013, EC 8

## Applicazione dei carichi

### Carichi Generici

All'interno del Software PRO\_SAP vengono inseriti i carichi generici relativi al Vento, alla Neve, al Sovraccarico accidentale, agli abbaini e alla cipolla.

I carichi di vento vengono applicati come carichi di pressione uniforme con 2 diversi coefficienti da normativa e con 2 diverse direzioni. Si ottengono quindi 4 carichi generici così divisi:

- QVK PAN ++ vento\*0.6\_ con valore di 60 DaN/mq. Questo valore è rappresentato dal carico massimo del vento moltiplicato per il coefficiente da normativa di 0,8. I simboli ++ indicano la direzione positiva dell'azione del vento.
- QVK PAN -- vento\*0.6\_ con valore di 60 DaN/mq. Caso analogo al precedente ma in direzione negativa.
- QVK PAN ++ vento\*0.2\_ con valore di 20 DaN/mq. Questo valore è rappresentato dal carico massimo del vento moltiplicato per il coefficiente da normativa di 0,4. I simboli ++ indicano la direzione positiva dell'azione del vento.
- QVK PAN -- vento\*0.2\_ con valore di 20 DaN/mq. Caso analogo al precedente ma in direzione negativa.

A tutti e 4 i carichi viene applicato un punto di riferimento per l'azione del vento esterno alla struttura in modo che l'azione sia uniforme in ogni punto della struttura. Il punto varia a destra o a sinistra seconda della direzione del vento.

Il carico da Neve viene applicato come carico di pressione uniforme pari a -200 DaN/mq (il segno negativo indica un carico di compressione). Analogamente, anche il sovraccarico accidentale dovuto alla manutenzione è pari a -50 DaN/mq.

Gli abbaini e il carico della cupola di sommità vengono invece creati come carichi linearmente distribuiti lungo la trave, con i valori descritti nel paragrafo precedente.

### Casi di carico

I casi di carico applicati sono:

- Pesi Propri con Carichi solai e coperture:  $G_{gk} + G_{sk} + Q_{sk} + Q_{nk}$  (i solai e le coperture avranno peso nullo, questo caso di carico serve per calcolare il peso proprio della struttura indicato con  $G_{gk}$ ).
- Pesi Permanente Pannelli:  $G_{2pk}$
- Carichi da vento  $Q_{vk}$  applicati direttamente dal programma sui pannelli.
- Azioni Variabili Generiche:  $Q_k$ , per l'applicazione dei carichi di Neve e Manutenzione.
- Azioni Permanenti Generiche:  $G_k$ , per l'applicazione dei carichi di Cipolla e Abbaini.



- Carichi sismici. I carichi sismici vengono applicati con una serie di casi di carico indicati con Ek.

### **Mappe di pericolosità sismica russe**

Come riportato in [25], la zonizzazione sismica generale del territorio della Federazione Russa e dell'intera Eurasia settentrionale è stata effettuata nel periodo compreso tra gli anni 1991-1997 dalla Russian Academy of Sciences. I tipi di carte sismiche si distinguono in:

OSR, carta generale, scala 1: 5 milioni, 1:1,25 milioni

DEM, carta dettagliata, scala 1:500 mila, 1:100 mila

SMR, micro zonizzazione, scala 1:50 mila e oltre

Le ultime due carte hanno come base le OSR.

Tuttavia lo strumento principale per la definizione della pericolosità sismica e quindi dell'accelerazione attesa al suolo sono le OSR. Esse definiscono il livello di pericolosità sismica dell'intero territorio e sono utilizzate come riferimento per i valori di progettazione antisismica.

La serie di mappe standard della Zonizzazione sismica generale sono le OSR-97. Esse sono costituite da:

- valore limite della massima magnitudo possibile dei terremoti
- valutazione del rischio sismico basato sulla creazione di due modelli predittivi correlati: un modello delle zone dei maggiori centri sismici e un secondo modello riportante gli effetti correlati al sisma
- approccio probabilistico-deterministico per la determinazione della zonizzazione sismica.

Le OSR-97 sono accessibili tramite il portale ufficiale <http://seismos-u.ifz.ru/>. Gli autori della carte sono V. I. Ulomov, Sh.S. Anderzhanov e Yu.M. Kolesnikov.

Il set di mappe OSR-97 creato consente di valutare il grado di pericolosità sismica a tre diversi livelli (A, B, C) in condizioni di suolo medie tipiche delle rispettive regioni (*fig. 1c.2 (Parte II)*).

La mappa OSR-97-A - corrisponde a una probabilità del 90% di non superare l'intensità calcolata per 50 anni (o 10% di probabilità di superamento). È utilizzata per costruzioni ordinarie.

Mappa OSR-97-B- corrisponde a una probabilità del 95% di non superare l'intensità calcolata per 50 anni (o una probabilità di superamento del 5%). È utilizzata per costruzioni di importanza maggiore.

Mappa OSR-97-S - probabilità del 99% di non superare l'intensità calcolata per 50 anni (o probabilità dell'1% di superamento). È utilizzata per costruzioni di importanza strategica o essenziale.

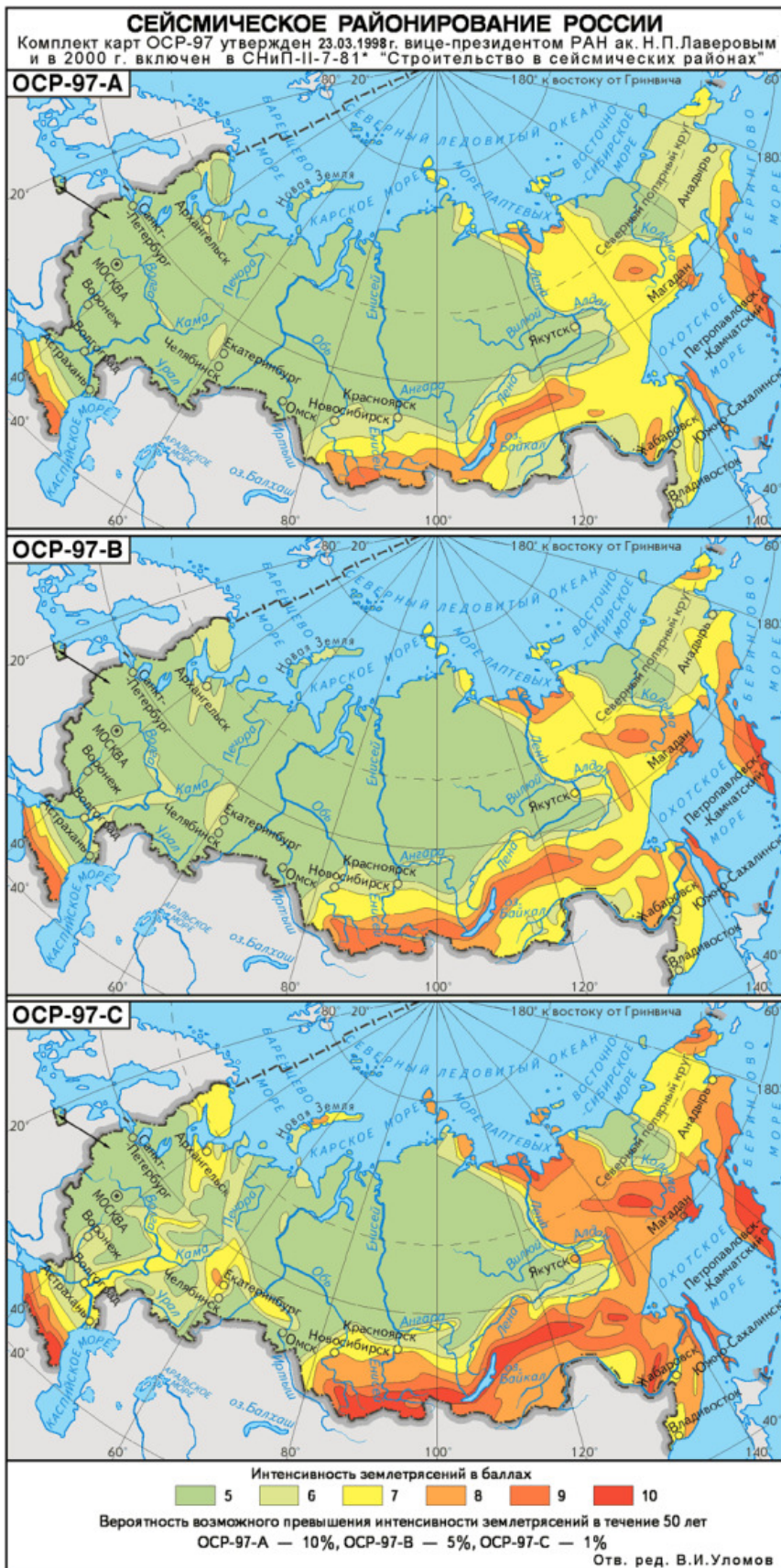


Figura 1c.2 (Parte II) - Mappe OSR-97.

In: <http://seismos-u.ifz.ru/>

L'accelerazione attesa al suolo relativa alla zonizzazione sismica è definita in *Tabella 1c.5 (Parte II)*. Il valore di progetto per la città di Istra è di 0,13 a/g<sub>R</sub>.

Pericolo		Livello di pericolo	Accelerazione Attesa al suolo cm / s <sup>2</sup>
Estremamente pericoloso		più di 9	più di 900
Molto pericoloso		nove	400 - 900
Pericoloso		8	180-400
Moderatamente pericoloso		7	80-180
Basso rischio		6	35 - 80
Non pericoloso		cinque e meno	<16 - 35

*Tabella 1c.5 (Parte II) - Tabella di correlazione tra rischio sismico e accelerazione attesa al suolo. In:  
<http://seismos-u.ifz.ru/>*

## Carichi sismici

I valori dei parametri definiti nella parte introduttiva sono stati inseriti all'interno del Software a seguito delle indagini effettuate. Il procedimento di inserimento dei dati è illustrato nelle *figg. 1c.3-1c.8 (Parte II)*. L'analisi sismica svolta è un'analisi dinamica modale.

Come riportato in [26]

I Risultati dell'analisi dinamica vengono suddivisi in:

- Dyn Risultati dell'analisi dinamica modale, che dipendono solo dalle masse e dalla rigidità della struttura. Per ogni modo di vibrare viene rappresentata la deformata e le traslazioni nodali.
- Spt Risultati dell'analisi spettrale, che dipendono dallo spettro di progetto (e quindi dalla normativa selezionata, dalla zona sismica,...). Per ogni Spt vengono rappresentate sia le traslazioni che le sollecitazioni.

I numeri identificativi che seguono le diciture Dyn e Spt corrispondono ai casi di carico con differenti angoli di azioni del sisma e dall'eccentricità:

- $\alpha=90.00$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale positiva.
- $\alpha=90.00$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale negativa.
- $\alpha=0.0$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale positiva.
- $\alpha=0.0$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale negativa.

Per il calcolo del periodo proprio si riporta un estratto del capitolo 4.3.3.2.2 Base shear force dell'Eurocodice 8, EN 1998.

*$T_1$  is the fundamental period of vibration of the building for lateral motion in the direction considered; For buildings with heights of up to 40 m the value of  $T_1$  (in s) may be approximated by the following expression:*

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (4.6)$$

Where:

*$C_t$  is 0,085 for moment resistant space steel frames, 0,075 for moment resistant space concrete frames and for eccentrically braced steel frames and 0,050 for all other structures;*

*$H$  is the height of the building, in m, from the foundation or from the top of a rigid basement.*

Passo 1

Fattore di importanza

- IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)
- III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)
- II edifici ordinari
- I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

Fattore di importanza:

Zona sismica

- Zona 1
- Zona 2
- Zona 3
- Zona 4

Accelerazione di riferim. agR:  [g]

Strutture esistenti

- LC1: conoscenza limitata
- LC2: conoscenza adeguata
- LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

< Indietro   Avanti >   Annulla   Aggiorna

Fig. 1c.3 (Parte II) - Il fattore di importanza ha valore di 1,2 essendo l'edificio inserito in categoria 3. La zona sismica è definita come zona 3, con un valore di agR pari a 0,13 come riportato nelle carte sismiche russe.

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

- A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi
- B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti
- C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
- D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente consistenti
- E profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali

Forma spettrale

Tipo 1 [da adottarsi in zone a media-alta sismicità]

< Indietro   Avanti >   Annulla   Aggiorna

Fig. 1c.4 (Parte II) - A seguito delle indagini storiche si è verificata la presenza di un suolo di fondazione consistente. Tuttavia, non potendo avvalersi di indagini dettagliate, si è optato per l'inserimento di un suolo di categoria C, in via cautelativa. Lo spettro utilizzato è quello di tipo 2 in quanto la zona presenta una bassa sismicità.

Passo 3

Parametri e fattori spettri

	Fattore eta	Fattore di sito S	TB	TC	TD	Fattore v
Orizzontale	1.0	1.5	0.1	0.25	1.2	0.4
Verticale	1.0	1.0	0.05	0.15	1.0	

Spettri da file  
Seleziona...

Fattore di struttura  

q x-x	q y-y	q z-z
1.5	1.5	1.5

Edifici isolati  

periodo Tis	Smorz. esi
2.0	10.0

Classe di duttilità  
 DCH  DCM  DCL

NOTE: Fattore eta: effetto dello smorzamento sullo spettro elastico [ tipico 1.0 ]  
 Fattore S: ove necessario introdurre SxSt  
 Fattore v: riduzione dell' effetto sismico per la verifica del danno  
 Fattore q: fattore riduttivo delle forze elastiche [per la componente verticale tipico 1.5]

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Fig. 1c.5 (Parte II)- Il fattore di struttura inserito è pari a 1,5, calcolato nei tre casi dal software secondo i parametri dell'EC 8.

Passo 4

Dati comuni per le analisi

Quota spiccato [cm] 0.0

Contributo carichi in fondazione

Eccentricità aggiuntiva X: 5 Y: 5

Spost. relativo limite 1000/h  
 muratura: 3 altri: 5

Dati per analisi dinamica  
 N. modi: 18 N. modi rigidi: 0  
 Fattore per calcolo rigidezza secante: 1

Dati per analisi statica lineare e non lineare

Altezza edificio [cm] 2241.0  telai in acciaio  altri  
 telai in c.a.  utente

Fatt. Lambda [0.85 - 1] 1.0

Periodo T1 [primo modo] dir. x-x: 0.772 dir. y-y: 0.772 dir. z-z: 0.772

Sd (T1) - SLU dir. x-x: 0.126 dir. y-y: 0.126 dir. z-z: 0.023

Se (T1) dir. x-x: 0.189 dir. y-y: 0.189 dir. z-z: 0.041

opzione suggerita:  
 Accelerazione uniforme [Fi=Fh]  NO  
 Eccentricità convenzionale con momenti Mz  NO  
 Usa spostamenti medi di piano per pushover  SI

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

Fig. 1c.6 (Parte II) - Dati per analisi dinamica [26]

La cornice Dati per analisi dinamica è da compilare nel caso siano stati inseriti dei casi di carico sismici  $E_{dk}$  e si voglia dunque eseguire un'analisi dinamica lineare:

- N. modi Numero di modi di vibrare da considerare per l'analisi modale

Dati per analisi statica lineare e non lineare

La cornice Dati per analisi statica lineare e non lineare è da compilare nel caso siano stati inseriti dei casi di carico sismici  $E_{sk}$  e si voglia dunque eseguire un'analisi statica lineare o non lineare:

- Altezza edificio Necessario per il calcolo del periodo T1 (si veda §4.3.3.2.2 dell'EC8)
- Tipologia dell'edificio Necessario per la definizione del coefficiente  $C_t$  (si veda §4.3.3.2.2 dell'EC8)
  - Periodo T1 (primo modo) Calcolato in base alla formula 4.6 dell'EC8
  - Fattore lambda (0.85-1) Si veda §4.3.3.2.2 dell'EC8
- $S_d(T1)$ -SLU Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale e verticale (grafico blu)
- $S_e(T1)$  Valore delle ordinate dello spettro elastico, componente orizzontale e verticale (grafico rosso<sup>3</sup>)

C.D.C. sismico  Nodo cont.  (\*\*)

C.D.C.

Analisi modale di riferimento  Sfoggia... Modo rifer.  (\*\*)

Sisma	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	LC 5 (*)	LC 10	L
LC U 6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
LC U 7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
LC U 8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0
LC U 9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0

NOTA: (\*) coefficienti per carichi variabili Q  
cdc Qk : psi 2 x fi  
cdc Qsk/Qnk : di regola 1 (psi 2 e fi da archivio carico)

(\*\*) 0 per default in pushover

Definizione masse automatica

< Indietro Fine Annulla Stampa spettri

Fig. 1c.7 (Parte II) - Definizione delle masse sismiche.

[26] In questa Tabella è possibile inserire i coefficienti moltiplicatori dei casi di carico per il calcolo delle masse sismiche. È possibile usare il comando Definizione masse automatica per far compilare la Tabella al programma. La Tabella contiene i seguenti dati:

- nelle righe i casi di carico non sismici definiti dall'utente nella Tabella dei casi di carico
- nella prima colonna i casi di carico sismici definiti dall'utente nella Tabella dei casi di carico
- nelle restanti colonne i coefficienti moltiplicativi dei casi di carico per la determinazione delle masse sismiche

Vengono automaticamente esclusi dal computo delle masse sismiche i casi di carico Qvk, Qtk ed Etk.

La definizione automatica è eseguita assegnando:

- casi di carico permanenti: valore 1
- casi di carico Qsk e Qnk: valore 1 (il programma andrà automaticamente a leggere i coefficienti psi2 inseriti dall'utente nell'archivio dei carichi solai e coperture).

Il programma genera in automatico lo spettro di progetto indicato con il colore blu in fig. 1c.8 (Parte II) .

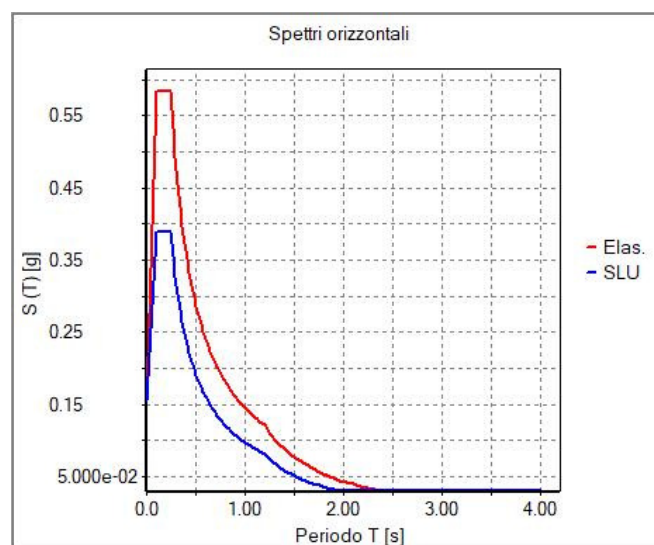


Fig. 1c.8 (Parte II) - Definizione dello spettro di progetto.

## 2- Analisi strutturale delle tre coperture

### a. La copertura del XVIII Secolo

#### Modellazione

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi trave D2, generati interpolando la prima cerchiatura e quella di sommità. La sezione di tali costoloni è di 30x35 cm per le travi esterne e 28x32 cm per quelle interne, in entrambi i casi il lato corto è rivolto verso l'interno della cupola. Le cerchiature hanno anch'esse una sezione di 28x32 cm. Per realizzare le cerchiature alla stessa altezza è stato utilizzato il comando "intersezione piano-retta" generando i nodi, successivamente intersecati alle travi, alle quote esatte degli irrigidimenti. I nodi alla base sono stati quindi vincolati alla traslazione nelle direzioni X,Y e Z in modo da non risultare nodi liberi. Gli irrigidimenti, ricavati dividendo in parti omogenee i vari tratti di trave, sono realizzati con una sezione quadrata con lato 20 cm. Tutti gli elementi sopra descritti sono realizzati con materiale Legno massiccio C24 (*Tabella 2a.1 (Parte II)*), numero 120 del programma.

L'intera struttura è stata traslata di 28 metri lungo l'asse Z in modo da simulare l'altezza effettiva di imposta della cupola.



		C 1 4	C 1 6	C 1 8	C 2 0	C 2 2	C 2 4	C 2 7	C 3 0	C 3 5	C 4 0	C 4 5	C 5 0
<b>Resistenze [MPa]</b>		N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>	N/ m m <sup>2</sup>
flessione	$f_{m,k}$	14.0 0	16.00	18.00	20.00	22.00	24.00	27.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	7.20	8.50	10.00	11.50	13.00	14.50	16.50	19.00	22.50	26.00	30.00	33.50
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16.0 0	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	24.00	25.00	27.00	29.00	30.00
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.00	2.20	2.20	2.30	2.40	2.50	2.50	2.70	2.70	2.80	2.90	3.00
taglio	$f_{v,k}$	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
<b>Modulo elastico [GPa]</b>		kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2	kN/ mm 2
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7.00	8.00	9.00	9.50	10.00	11.00	11.50	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.70	5.40	6.00	6.40	6.70	7.40	7.70	8.00	8.70	9.40	10.10	10.70
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	$G_{mean}$	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
<b>Massa volumica [kg/m<sup>3</sup>]</b>		kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>	kg/ m <sup>3</sup>
massa volumica caratteristica	$\rho_k$	290.00	310.00	320.00	330.00	340.00	350.00	360.00	380.00	390.00	400.00	410.00	430.00
massa volumica media	$\rho_m$	350.00	370.00	380.00	400.00	410.00	420.00	430.00	460.00	470.00	480.00	490.00	520.00
<p>I valori riportati all'interno della UNI EN 338:2016 si riferiscono a legname in equilibrio igrometrico con l'ambiente caratterizzato dal 65% di umidità e 20°C di temperatura (quindi un legno avente circa il 12% di umidità). I valori a taglio sono desunti da elementi privi di fessurazioni come indicato nella norma UNI EN 408 (a cui quindi deve applicarsi kcr secondo quanto previsto dall'Eurocodice 5). Un elemento classificato come "C" può indifferentemente lavorare di "coltello" o di "piatto"</p>													

Tabella 2a.1 (Parte II) - Caratteristiche meccaniche Legno massiccio C24, UNI EN 338-2016 (conifere e di pioppo Classe C)

Per un'applicazione più diretta dei carichi e dei pesi propri degli elementi non strutturali, sono stati generati per l'intera struttura, pannelli di tamponamento tramite lo strumento solaio. Questi elementi si distinguono in quanto, attivando la spunta "usa come pannello", non danno contributo di rigidezza alla struttura e servono quindi per calcolare i pesi propri e per un'applicazione automatica dei carichi da neve, vento e sovraccarichi accidentali. I pannelli sono suddivisi in due categorie:

- I pannelli posizionati lungo le file degli abbaini non donano contributo di peso alla struttura in quanto il pacchetto di copertura non è presente. Gli abbaini infatti vengono applicati come carichi concentrati lungo le travi d'ambito. Per questo motivo, i pannelli assumono un ruolo fittizio per la sola applicazione dei sovraccarichi accidentali. È stato quindi assegnato il materiale numero 158 del programma, un materiale infinitamente rigido ma senza contributo di peso. Questo materiale non va ad influire sulle simulazioni in quanto l'elemento pannello di per sé non dona contributo di rigidezza. L'elemento così creato, con uno spessore ininfluenza di 0,1 cm, non altera quindi le proprietà della sottostruttura ma ne facilita solamente l'applicazione dei carichi.
- Ai rimanenti pannelli è stato invece assegnato il materiale Legno X-Lam numero 144, le cui caratteristiche meccaniche sono trascurabili. Lo spessore assegnato è risultato del calcolo derivato a seguito dell'analisi dei carichi, tale che il carico applicato fosse di 100 DaN/mq.

## Analisi Dei Carichi

### Cupola

I carichi della cupola sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel precedente paragrafo. I pesi propri della struttura sono generati in automatico dal programma mentre quelli degli elementi non strutturali sono calcolati per un valore di 100 DaN/mq (pannelli in legno di quercia, arcarecci, tavolato, lamiera). L'applicazione dei carichi da Neve e Vento è stata invece calcolata secondo le mappe fornite (fig. 2a.1 (Parte II)). La zona di Mosca presenta un carico neve medio di 200 DaN/mq e un carico del vento di circa 100 DaN/mq.

**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СНЕГОВЫМ НАГРУЗКАМ**  
MAPPA CARICHI NEVE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ТЕМПЕРАТУРЕ В ЯНВАРЕ**  
MAPPA TEMPERATURA MINIMA INVERNALE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СКОРОСТИ ВЕТРА**  
MAPPA VELOCITA' MASSIMA DEL VENTO



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**  
MAPPA CARICHI VENTO

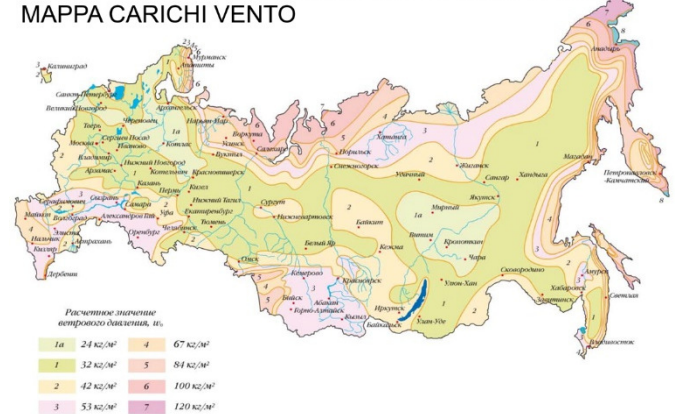


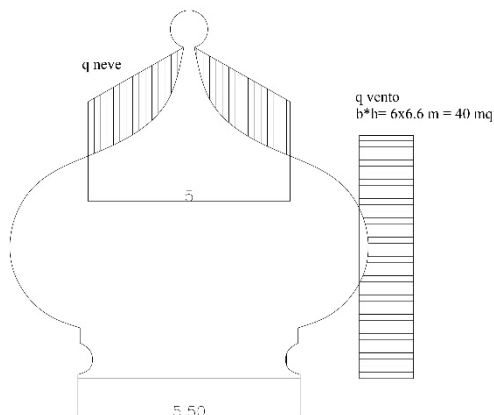
Fig. 2a.1 (Parte II) - Mappe neve e vento da Normativa Russa, fornita dalla società 000 Atrium.

Il sovraccarico accidentale dovuto alla manutenzione è ricavato dall'EC 0<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> EN 1990

## Cipolla

La cupola a cipolla posta sulla sommità della cupola non è stata modellata ed è stata invece applicata come carico linearmente distribuito lungo l'ultima cerchiatura. Lo schema ipotizzato per l'applicazione dei carichi è quello descritto in *fig. 2a.2 (Parte II)*.



*Fig. 2a.2 (Parte II) - Schema dell'applicazione dei carichi di neve e vento sulla cupola a cipolla*

I pesi degli elementi strutturali e non strutturali sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel capitolo 4. Si riportano i calcoli effettuati nelle *tabelle 2a.2-2a.3 (Parte II)*.

### Pesi Strutturali

Pacchetto copertura	51	Kg/mq
Legno di quercia	800	Kg/mc
Acciaio	7800	Kg/mc

*Tabella 2a.2 (Parte II) - Pesi strutturali degli elementi*

Descrizione	Sviluppo (m)	Sezione (mq)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)	Peso Totale (kg)
Trave di sostegno 40x40	6,3	0,16	1	1,008	806,4	806
Travi secondarie 20x20	38	0,0038	2	0,144	115,5	231
Travi perimetrali sagomate 15x5	9,8	0,0075	20	0,074	58,8	1176
Croce in Acciaio sp.30 mm L=200 mm			1	0,036	280,8	281
Pacchetto di copertura (tavolato, rame)		221	1		11284,3	11284
Scala in legno					70,0	70,0
Neve (200 Kg/mq)		20	1		4000,0	4000
Manutenzione (50Kg/mq)		18	1		900,0	900
Altri elementi 5%						937
						19686

*Tabella 2a.3 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura*

\* Nella stima dell'azione della neve non si è tenuto conto del carico agente laddove la tangente dell'angolo fosse superiore a  $60^\circ$  come descritto nel c3.4.3.3.1 della Circolare 21 gennaio 2019.

Da normativa, la combinazione delle azioni per lo stato limite ultimo definisce un moltiplicatore di 0,7 per i pesi propri. Tuttavia, in via cautelativa, si sono presi in considerazione moltiplicatori pari a 1 andando quindi a valutare l'intero peso della struttura sottoposta a carico da neve in regime pieno.

Le azioni orizzontali del vento non sono state applicate in quanto considerate trascurabili al fine dei calcoli globali della sottostruttura. Inoltre, l'applicazione di un momento direttamente sulle travi di sommità genererebbe un momento torcente delle travi, azione poco plausibile nella realtà in quanto la struttura tenderebbe a ribaltarsi rigidamente.

Il carico della cupola è stato poi ripartito linearmente lungo le due circonferenze di imposta, con diametro rispettivamente di 5,5 m e 4,6 m. Il risultato così ottenuto è:

**Totale Carichi Verticali**

608 DaN/m

## Abbaini

Il calcolo del peso degli abbaini è avvenuto in maniera analoga a quello sopra descritto della cipolla. Le tre file di abbaini sono state calcolate separatamente. La ripartizione dei carichi è stata ipotizzata come segue:

- Trave Superiore pressoché scarica, il carico qui distribuito è pari al 5%.
- Trave Inferiore caricata dell'intero peso dell'abbaino.
- Travi Laterali sono quelle maggiormente caricate, con l'azione delle pareti di tamponamento, il pacchetto di copertura e il solaio comprensivo dell'azione agente della neve.

I pesi strutturali degli elementi sono riportati in *Tabella 2a.4 (Parte II)*. Si riportano i calcoli effettuati in *Tabella 2a.5 (Parte II)*.

### Pesi Strutturali

Legno Strutturale in Quercia	800	Kg/mc
Vetro Singolo 3mm	7,5	Kg/mq
Decorazioni		Kg/mc
Legno serramento	500	Kg/mc
Neve	200	Kg/mq
Pacchetto di copertura abbaini	65	Kg/mq

*Tabella 2a.3 (Parte II) - Tabella Pesi Specifici dei materiali*

Descrizione	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,35	6	0,18	91
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,28	28	0,01	5
Vetro singolo	0,05		24		10
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,46	1	0,03	16
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,24	10	0,00	1
Vetro singolo	0,05		6		2
Peso Serramento					125
Altri carichi permanenti 5%					6
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					131
Struttura reticolare verticale	0,0225	8	2	0,18	288
Pacchetto di copertura verticale	3,33		2		433
Struttura reticolare piana	0,01	3,5		0,04	28
Pacchetto di copertura piano	2,98				194
Neve	2,98				596
Altri carichi permanenti 5%					77
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					1616

*Tabella 2a.4 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del primo ordine di abbaini.*

Le azioni orizzontali del vento non sono state calcolate in quanto già applicate direttamente sui pannelli precedentemente creati.

La ripartizione dei carichi sulle travi è stata effettuata tenendo conto del caso più cautelativo, ovvero della trave con lunghezza minore tra quelle presenti nella struttura, ed è riportata in *Tabella 2a.5 (Parte II)*.

Ripartizione dei carichi verticali	Carico		Lunghezza Trave		Carico Distribuito	
Trave superiore 5%	6	DaN	2,95	m	2	DaN/m
Trave inferiore	122	DaN	3,5	m	35	DaN/m
Trave destra	792	DaN	4,3	m	184	DaN/m
Trave Sinistra	792	DaN	4,3	m	184	DaN/m

*Tabella 2a.5 (Parte II) - Ripartizione dei carichi del primo ordine di abbaini*

Per quanto riguarda gli altri due ordini, il procedimento è analogo e si riportano di seguito nelle *tabelle 2a.6-2a.9 (Parte II)* coi relativi valori di calcolo. I pesi specifici dei materiali sono gli stessi riportati in *Tabella 2a.3 (Parte II)*.

Descrizione	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,86	6	0,15	77
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,25	28	0,01	4
Vetro singolo	0,04		24		7
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,66	1	0,02	12
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,21	10	0,00	1
Vetro singolo	0,04		6		2
Peso Serramento					104
Altri carichi permanenti 5%					5
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					109
Struttura reticolare verticale	0,0225	7,5	2	0,17	270
Pacchetto di copertura verticale	2,80		2		364
Struttura reticolare piana	0,01	3		0,03	24
Pacchetto di copertura piano	2,51				163
Neve	2,51				502
Altri carichi permanenti 5%					66
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					1389

*Tabella 2a.6 (Parte II)- Calcolo delle azioni verticali della struttura del secondo ordine di abbaini.*

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>	<b>Lunghezza Trave</b>	<b>Carico Distribuito</b>
Trave superiore 5%	5 DaN	2,25 m	2 DaN/m
Trave inferiore	102 DaN	2,75 m	37 DaN/m
Trave destra	681 DaN	4,00 m	170 DaN/m
Trave Sinistra	681 DaN	4,00 m	170 DaN/m

*Tabella 2a.7(Parte II) - Ripartizione dei carichi del secondo ordine di abbaini*

<b>Descrizione</b>	<b>Sezione (mq)</b>	<b>Sviluppo (m)</b>	<b>Quantità</b>	<b>Volume (mc)</b>	<b>Peso (kg)</b>
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,39	6	0,13	65
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,21	28	0,01	4
Vetro singolo	0,03		24		5
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,25	1	0,02	10
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,17	10	0,00	1
Vetro singolo	0,03		6		1
Peso Serramento					86
Altri carichi permanenti 5%					4
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					90
Struttura reticolare verticale	0,0225	4,8	2	0,11	173
Pacchetto di copertura verticale	1,30		2		169
Struttura reticolare piana	0,01	1,8		0,02	14
Pacchetto di copertura piano	1,18				77
Neve	1,18				236
Altri carichi permanenti 5%					33
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					702

*Tabella 2a.8 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del terzo ordine di abbaini.*

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>	<b>Lunghezza Trave</b>	<b>Carico Distribuito</b>
Trave superiore 5%	4 DaN	1,45 m	3 DaN/m
Trave inferiore	84 DaN	1,85 m	45 DaN/m
Trave destra	344 DaN	3,05 m	113 DaN/m
Trave Sinistra	344 DaN	3,05 m	113 DaN/m

*Tabella 2a.9 (Parte II) - Ripartizione dei carichi del terzo ordine di abbaini*



I carichi ottenuti sono di seguito riportati in *Tabella 2a.10 (Parte II)*.

### **Carichi della costruzione**

(G2) - Peso Proprio elementi non strutturali	100	DaN/m <sup>2</sup>	1,00E-01	Mpa
(Qk1) - Sovraccarico accidentale (manutenzione)Qkm	50	DaN/m <sup>2</sup>	5,00E-02	Mpa
(Qk2) - Sovraccarico accidentale (neve) Qkn	200	DaN/m <sup>2</sup>	2,00E-01	Mpa
(Qk3) - Sovraccarico accidentale (vento) Qkv	100	DaN/m <sup>2</sup>	1,00E-01	Mpa

### **Cipolla**

<b>Totale Carichi Verticali</b>	608	DaN/m	6,08E+00	N/mm
<b>Abbaini 1° ordine</b>				N/mm
Trave superiore 5%	2	DaN/m	2,17E-02	N/mm
Trave inferiore	35	DaN/m	3,48E-01	N/mm
Trave destra	184	DaN/m	1,84E+00	N/mm
Trave Sinistra	184	DaN/m	1,84E+00	N/mm
<b>Abbaini 2° ordine</b>				
Trave superiore 5%	2	DaN/m	2,38E-02	N/mm
Trave inferiore	37	DaN/m	3,70E-01	N/mm
Trave destra	170	DaN/m	1,70E+00	N/mm
Trave Sinistra	170	DaN/m	1,70E+00	N/mm
<b>Abbaini 3° ordine</b>				
Trave superiore 5%	3	DaN/m	3,05E-02	N/mm
Trave inferiore	45	DaN/m	4,55E-01	N/mm
Trave destra	113	DaN/m	1,13E+00	N/mm
Trave Sinistra	113	DaN/m	1,13E+00	N/mm

*Tabella 2a.10 (Parte II) - Riepilogo dei carichi applicati. I carichi sono stati convertiti in N e mm (Mpa) al fine di un inserimento più agevole all'interno del software.*

## Visualizzazione dei risultati e Verifiche

I risultati sono espressi in N e mm (Mpa).

A seguito dell'applicazione dei carichi descritti nei paragrafi precedenti, vi è la visualizzazione dei risultati.

Vengono riportati i casi più gravosi. In particolare:

- Grafici delle sollecitazioni in campo statico N, T22, M33; N in campo statico con applicazione carico da vento (*figg. 2.a.3 – 2.a.6 (Parte II)*)
- Deformate SLU fondamentale, SLV, SLU accidentale, SLE rara (*figg. 2a.7-2a.10 (Parte II)*)
- Deformate dei Principali modi di vibrare (*figg. 2a.11-2a.16 (Parte II)*)

A questi risultati segue la progettazione degli elementi e le verifiche secondo gli Eurocodici. La verifica avviene con un confronto diretto dei valori da normativa e pertanto i valori sono espressi in rapporto tra domanda e capacità. La verifica è quindi positiva se il rapporto è uguale o inferiore a 1. Lo stato di progetto permette la visualizzazione dello stato delle verifiche della struttura. Esso viene espresso mediante l'utilizzo di colori con il colore giallo per elementi non progettati (ad esempio elementi di materiale diverso), colore ciano per elementi progettati e verificati, e colore rosso per elementi progettati e non verificati (*fig. 2a.17(Parte II)*). Il risultato D2 Sfruttamento, espresso in termine percentuale, permette, sempre attraverso l'utilizzo di una mappa di colore, la visualizzazione dei valori di sfruttamento degli elementi trave (*fig. 2a.18(Parte II)*). Come riportato in [26], lo sfruttamento % permette la visualizzazione mediante mappa dei valori di sfruttamento degli elementi strutturali espressi, in percentuale, come il maggiore dei tre rapporti tra le tensioni massime (resistenza, stabilità, svergolamento) e quelle limite di progetto. Le altre verifiche effettuate dal programma per gli elementi trave sono [26]:

- **D2 S.L.U.**\_ verifiche agli Stati Limite Ultimi, composta dalle seguenti parti:
  - o Verifica N+/M : Verifica per tensoflessione (*fig. 2a.19(Parte II)*);
  - o Ver N-/M: per pressoflessione (*fig. 2a.20(Parte II)*);
  - o Ver V/T: Verifica per taglio torsione (*fig. 2a.21(Parte II)*);
  - o Stabilità: Verifica per pressoflessione di elementi con snellezza relativa in un piano maggiore di 0.3 (*fig. 2a.22(Parte II)*);
  - o Svergolamento: Verifica per instabilità laterale (*fig. 2a.23(Parte II)*).
- **D2 S.L.E.**\_ verifiche agli Stati Limite di Esercizio, composta dalle seguenti parti:
  - o Def. ini. R (1000/L): "massima deformazione iniziale in combinazione rara, espressa come rapporto: freccia = X/1000/L esprimibile anche come: freccia = X ⊗ L / 1000 dove X è il valore riportato nella *Tabella* mediante mappa di colore, L è la luce dell'elemento considerato. Ad es: per un determinato elemento

viene riportato in *Tabella* il valore  $X = 5$ ; la freccia massima ha il seguente valore:  $\text{freccia} = 5 \cdot L / 1000 = L / 200''$  [26] (*fig. 2a.24(Parte II)*);

- Def. ini. F (1000/L) Massima deformazione iniziale in combinazione frequente (*fig. 2a.25(Parte II)*);
- Def. ini. P (1000/L) Massima deformazione iniziale in combinazione quasi permanente (*fig. 2a.26(Parte II)*);
- Def. fin. R (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione rara (*fig. 2a.27(Parte II)*);
- Def. fin. F (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione frequente(*fig. 2a.28(Parte II)*);
- Def. fin. P (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione quasi permanente (*fig. 2a.29(Parte II)*).

I numeri dell'analisi spettrale dinamica corrispondono a:

- 6=  $\alpha=0.0$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale positiva.
- 7=  $\alpha=0.0$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale negativa.
- 8=  $\alpha=90.00$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale positiva.
- 9=  $\alpha=90.00$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale negativa.

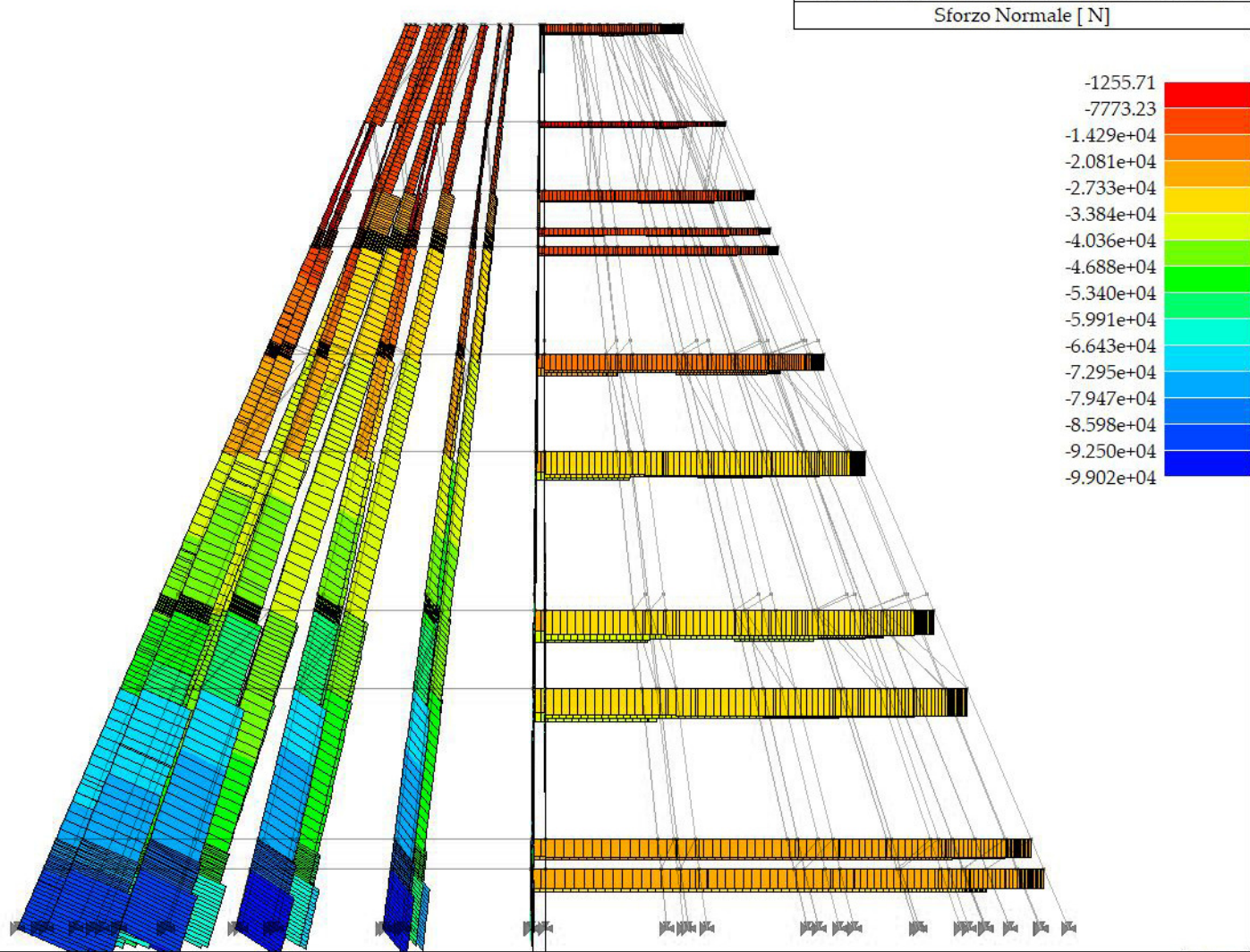


Figura 2a.3 (Parte II) – Sforzo Normale

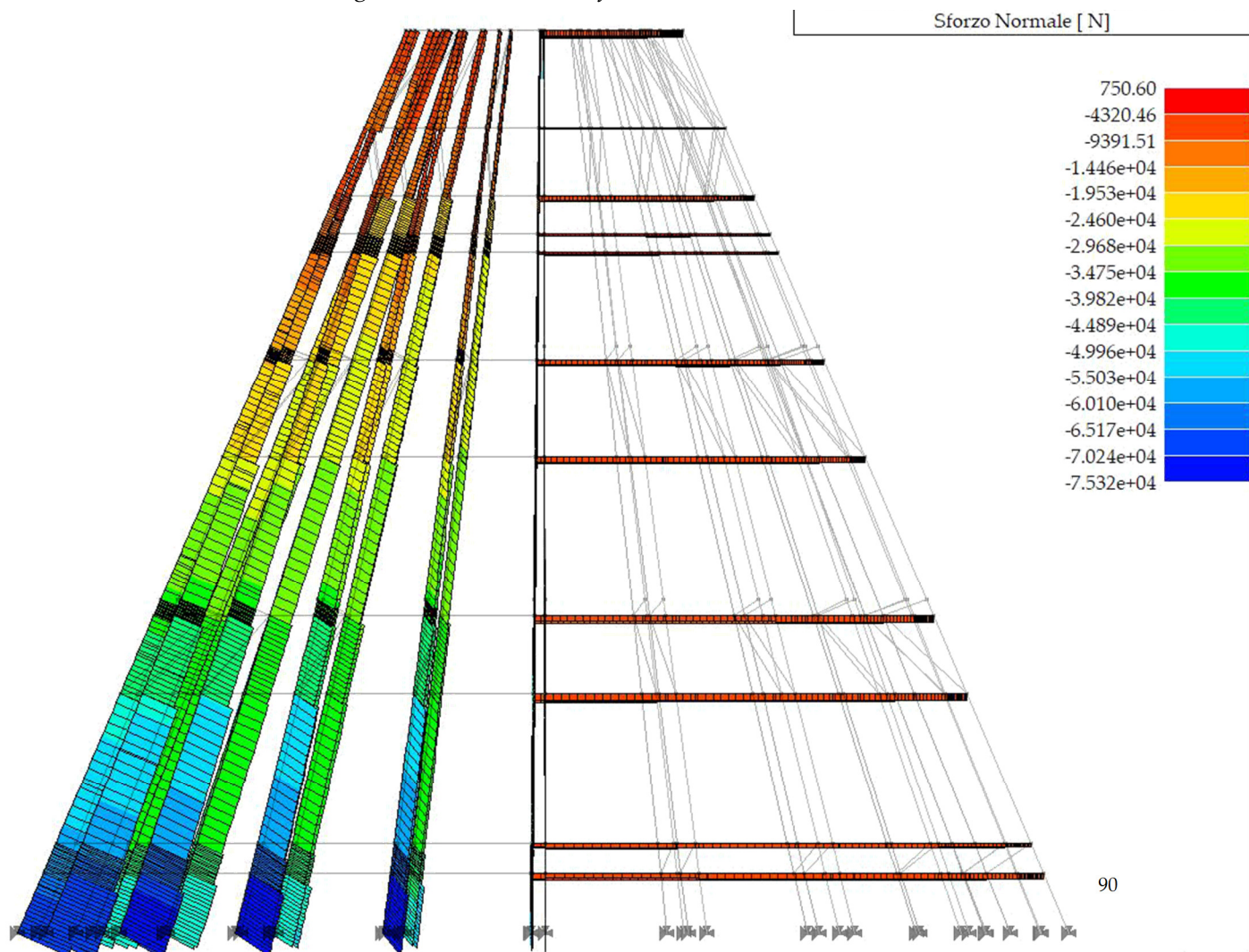


Figura 2a.4 (Parte II) – Sforzo Normale con l'aggiunta dell'azione del vento

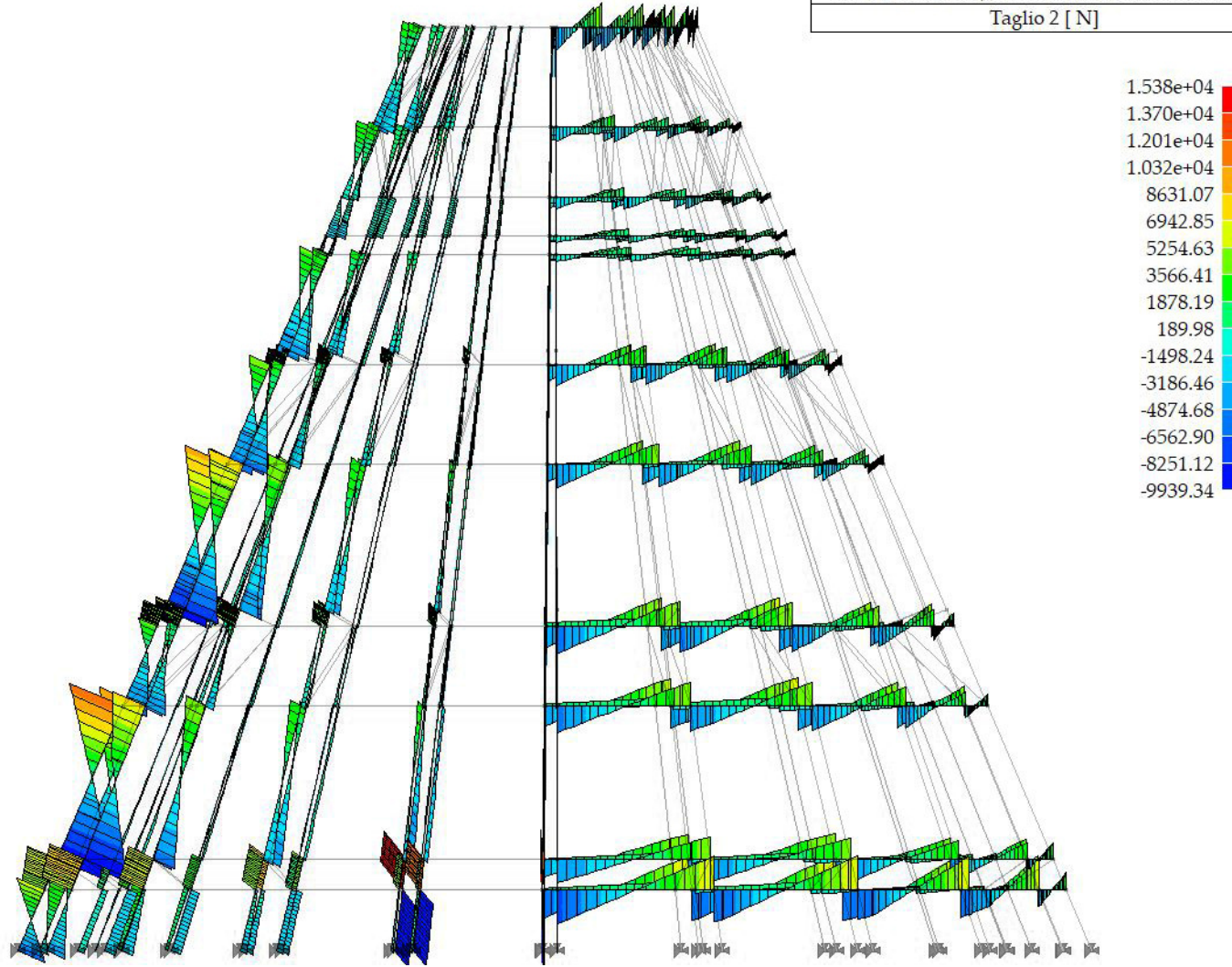


Figura 2a.5 (Parte II) – Taglio 22

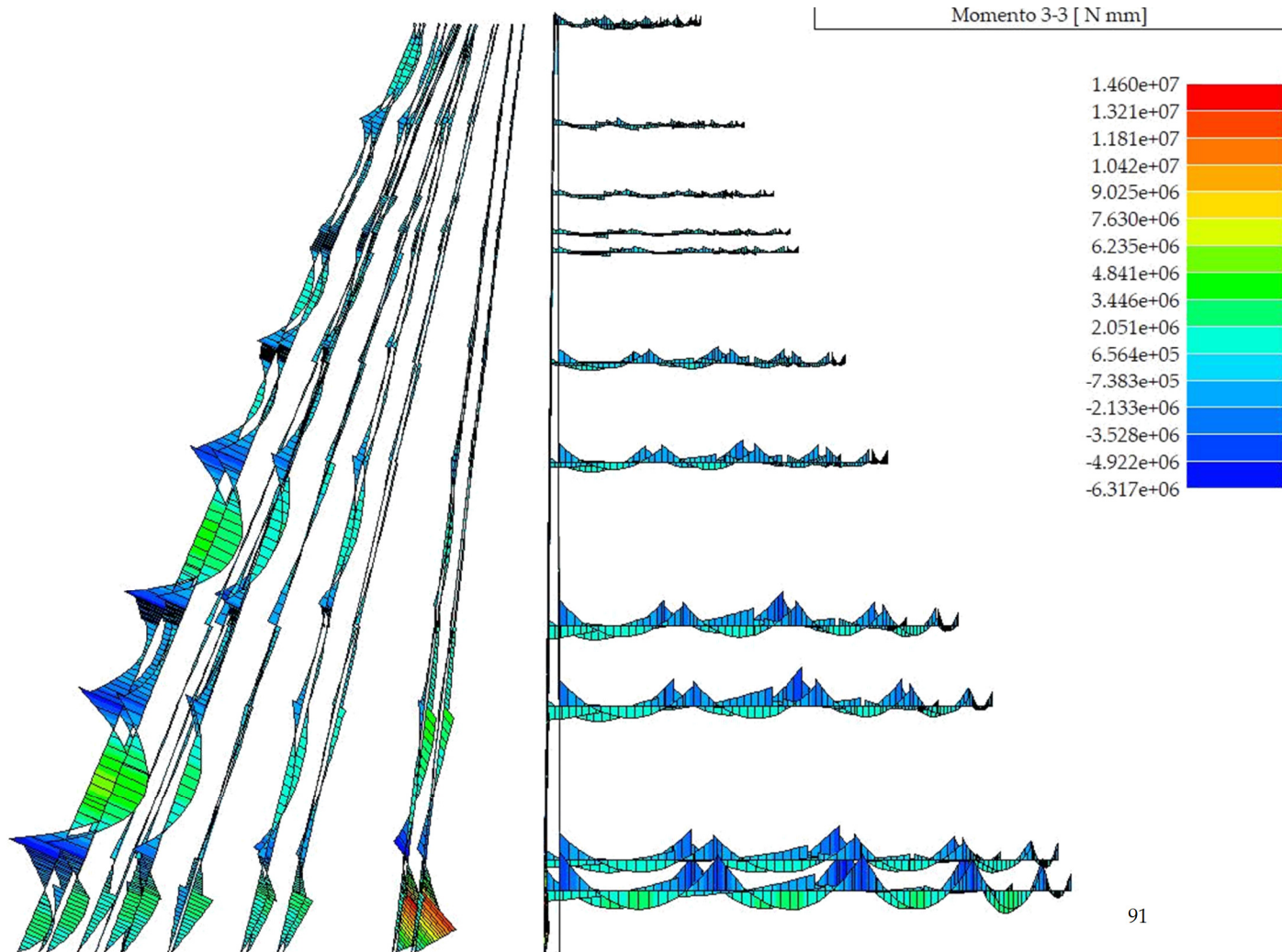


Figura 2a.6 (Parte II) – Momento 33

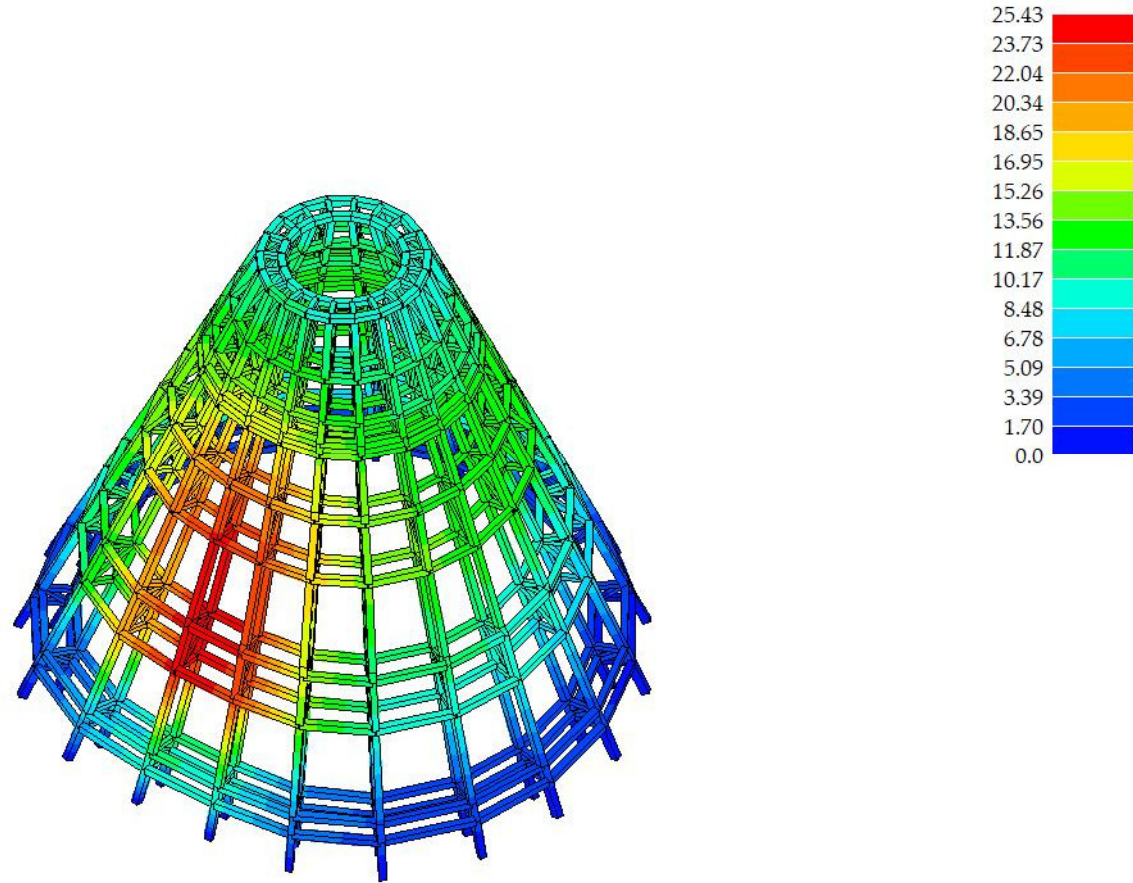


Figura 2a.7 (Parte II) - Deformata SLU

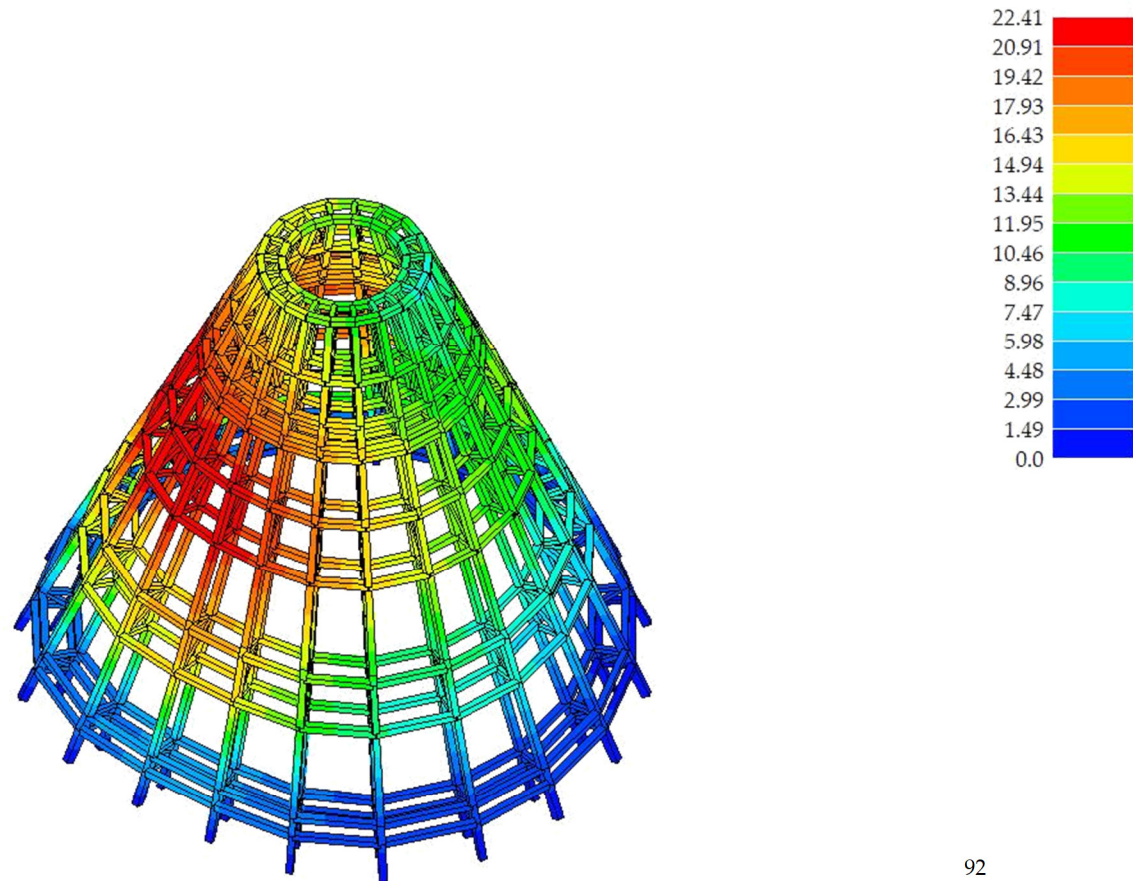


Figura 2a.8 (Parte II) - Deformata SLV

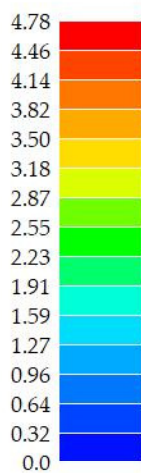
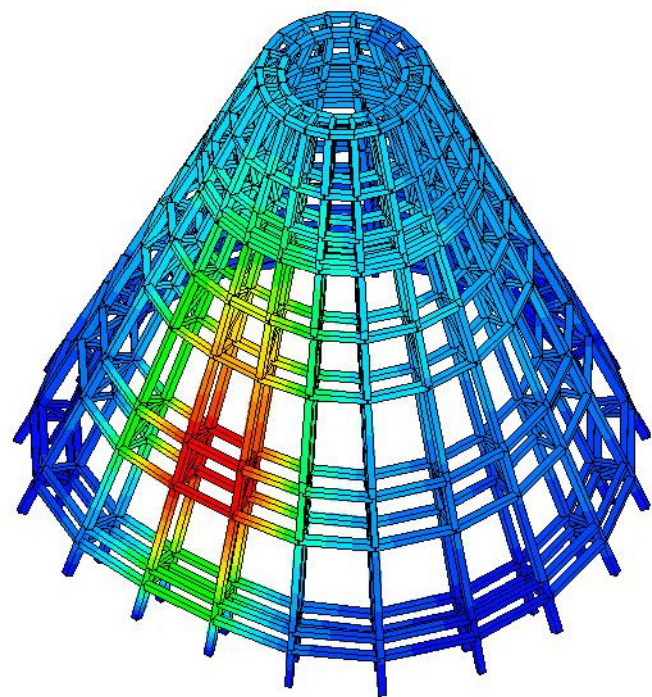


Figura 2a.9 (Parte II) - Deformata SLU accidentale

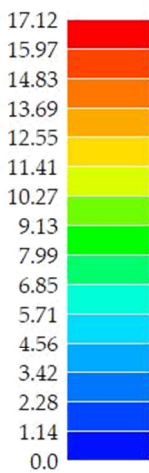
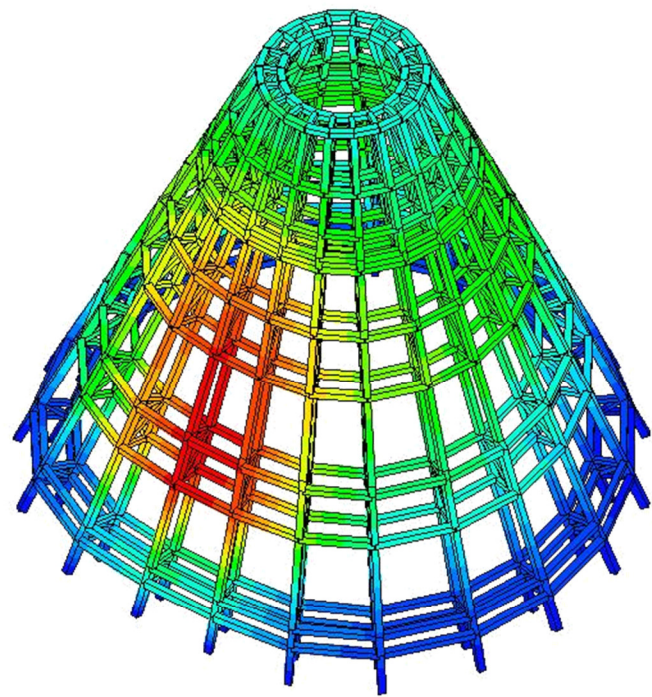
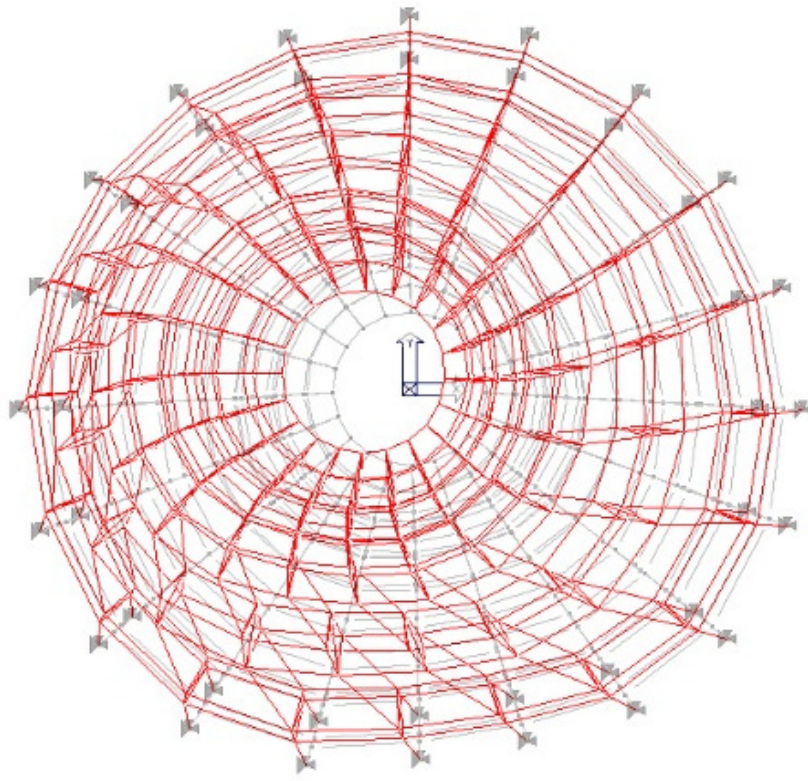
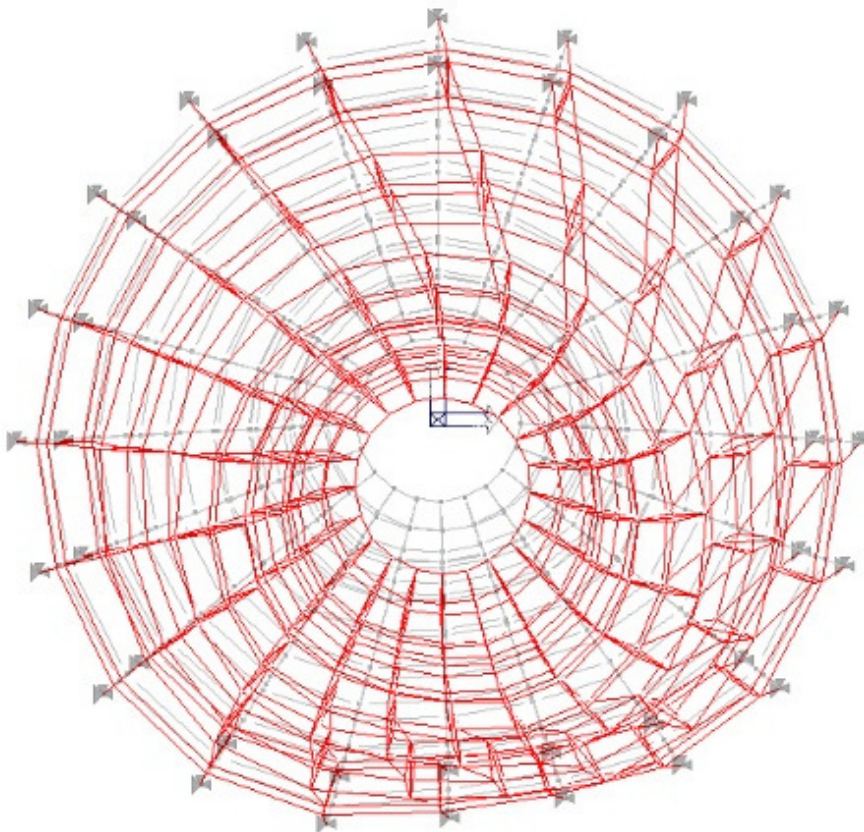


Figura 2a.10 (Parte II) - Deformata SLE (rara)



*Figura 2a.11 (Parte II) – Primo modo di vibrare in direzione X*



*Figura 2a.12 (Parte II) – Primo modo di vibrare in direzione Y*



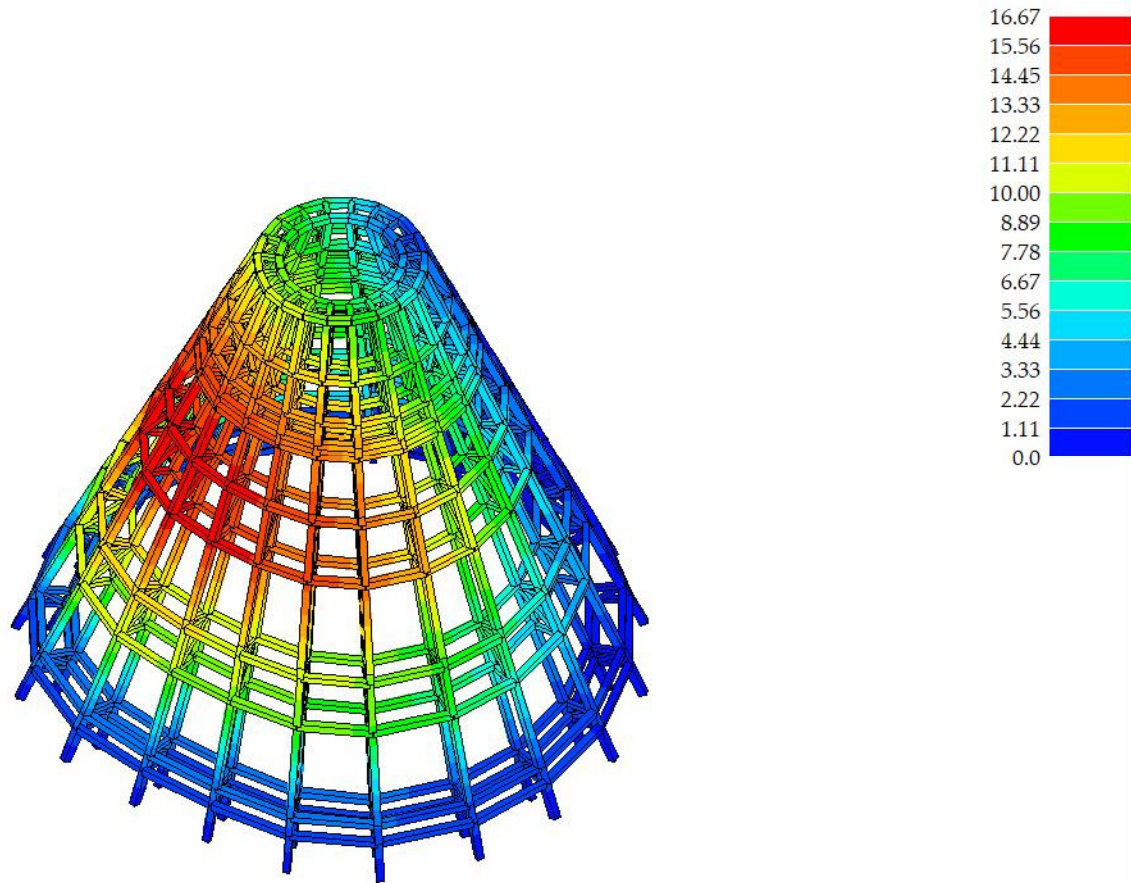


Figura 2a.13 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 6, modo 1, freq: 1,80Hz, T:0,55 s

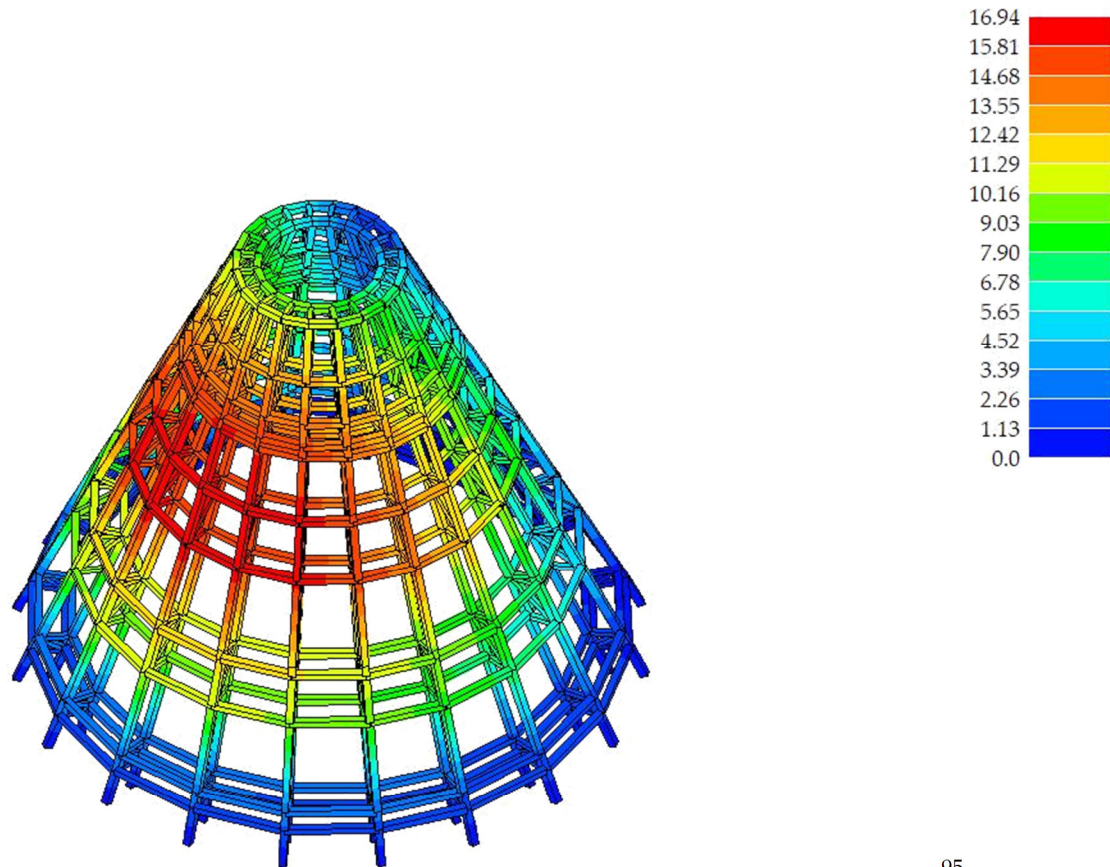
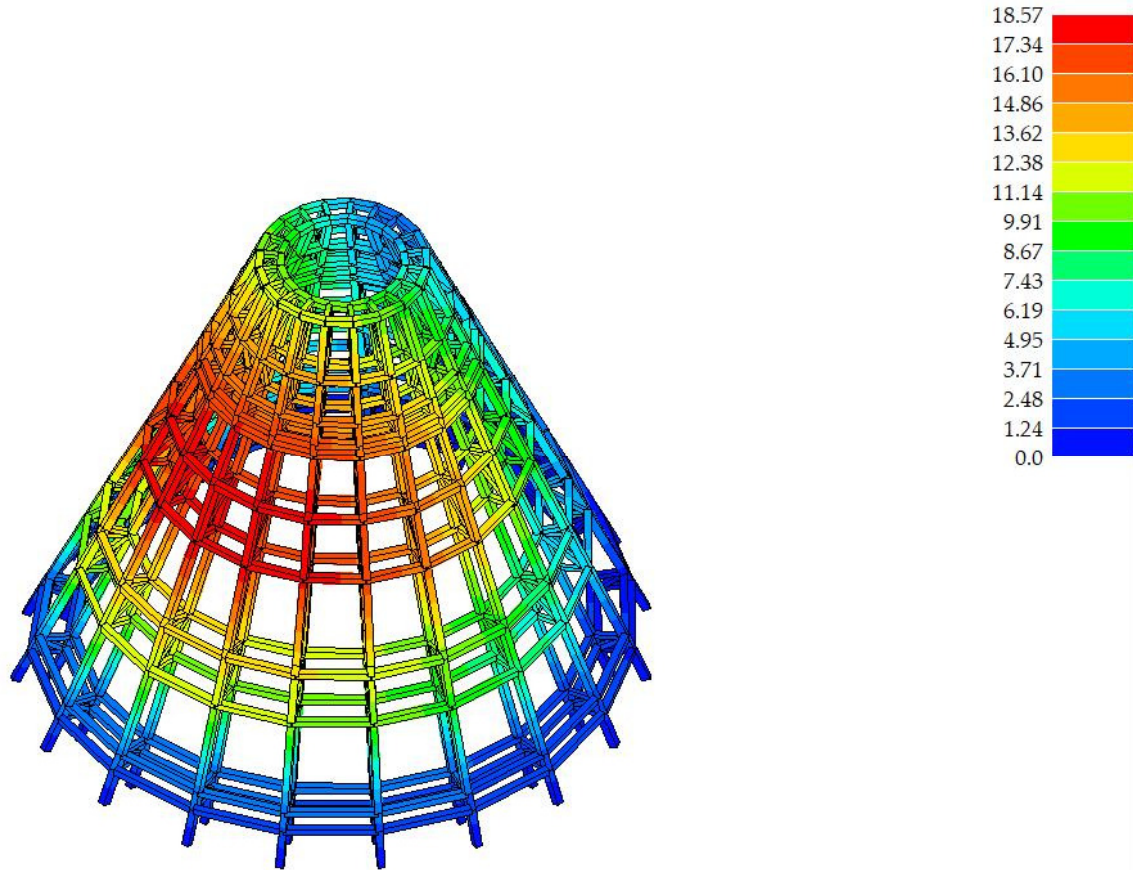
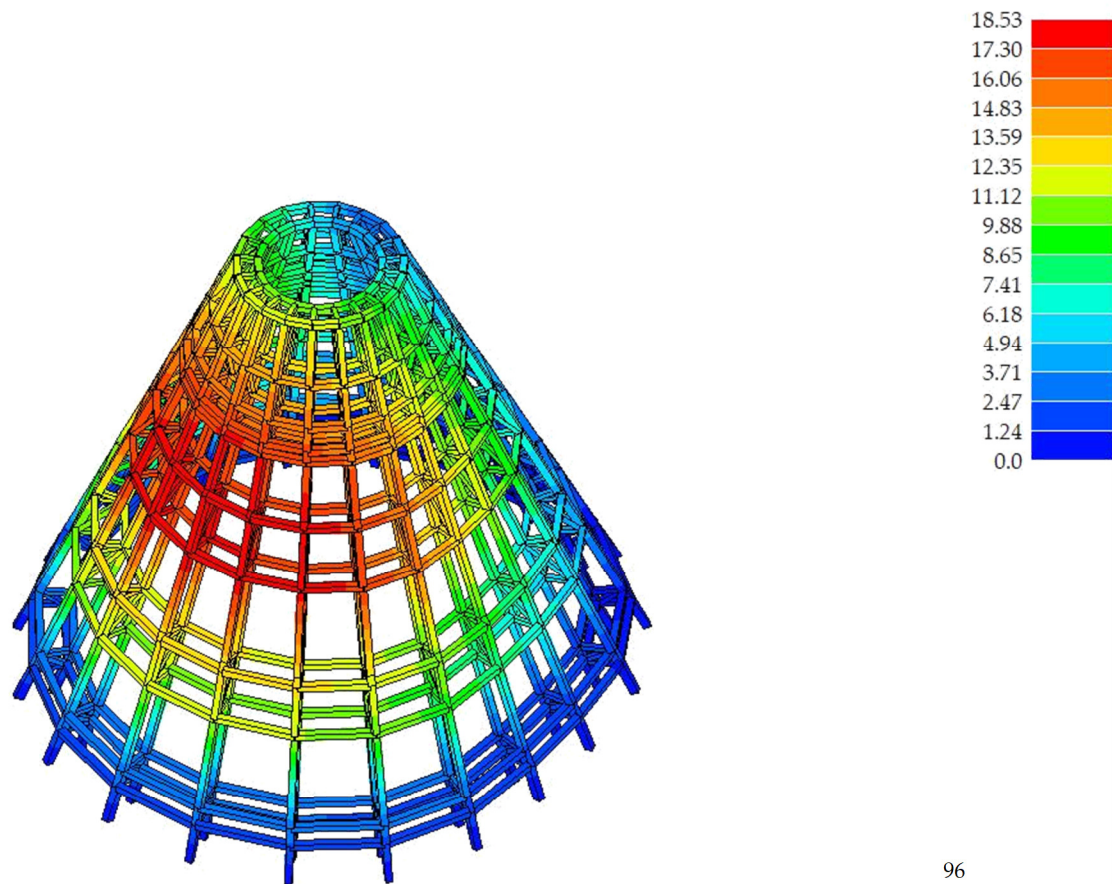


Figura 2a.14 (Parte II)- Deformata analisi dinamica: Spt. 7, modo 1, freq: 1,81Hz, T:0,55 s



2a.15 (Parte II)- Deformata analisi dinamica: Spt. 8, modo 1, freq: 1,79Hz, T:0,56 s



2a.16 (Parte II)- Deformata analisi dinamica: Spt. 9, modo 1, freq: 1,77Hz, T:0,56 s

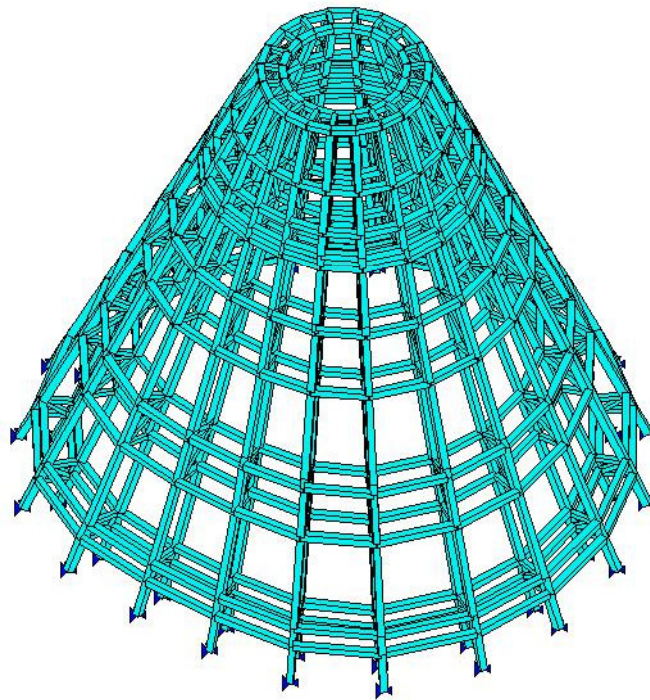
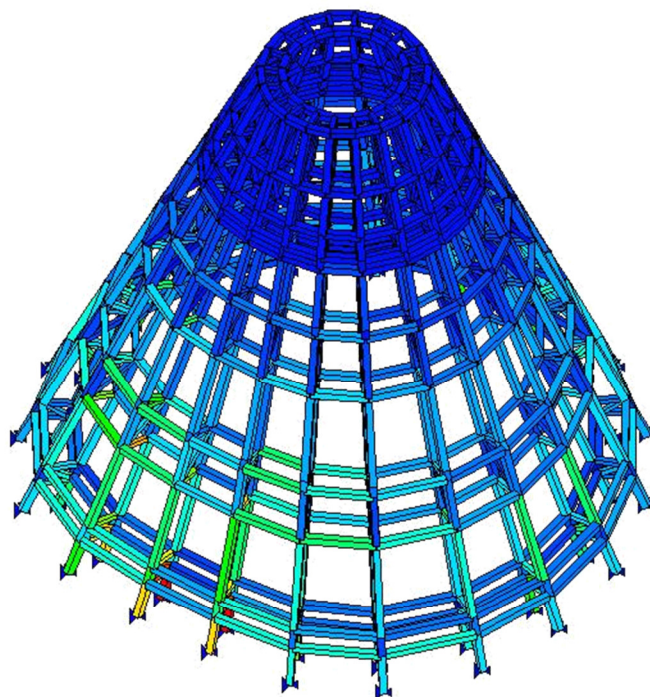
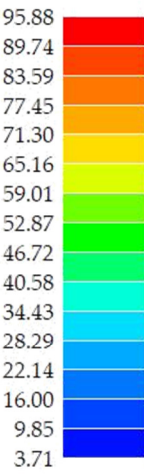


Figura 2a.17 (Parte II)- Stato di progetto, tutti gli elementi risultano verificati (colore ciano).



C1.PSP
PROGETTO
Sfruttamento (%)



2a.18 (Parte II)- Stato di progetto, sfruttamento degli elementi.

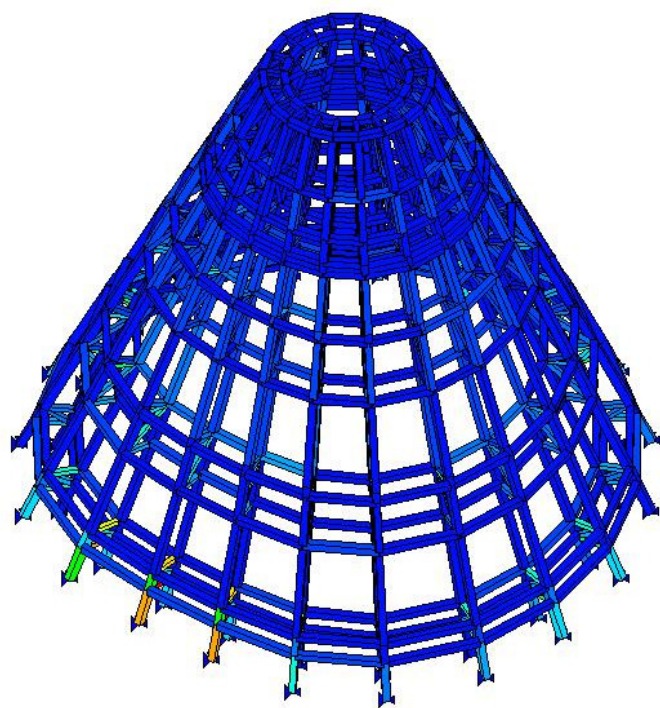
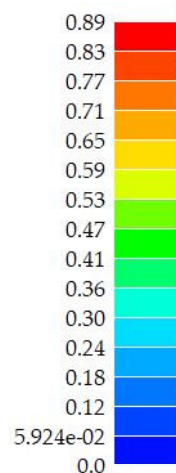


Figura 2a.19 (Parte II)- Verifiche SLU, verifica per tensoflessione.

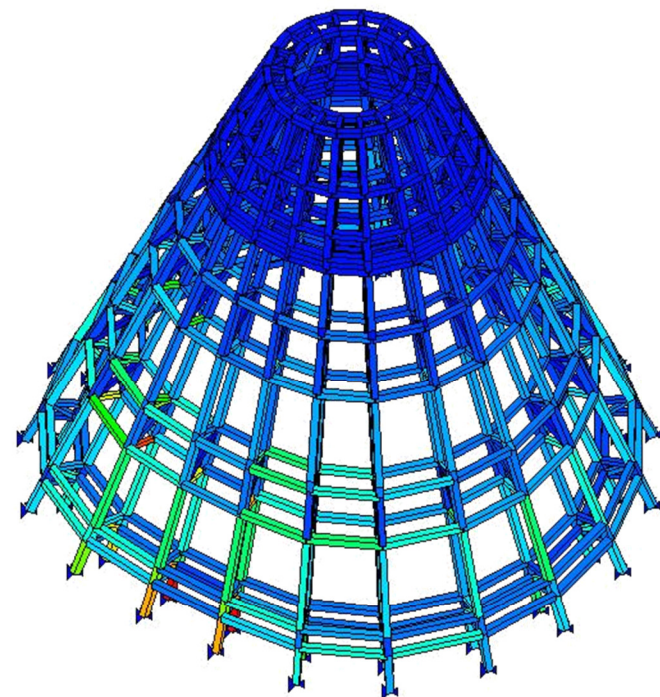
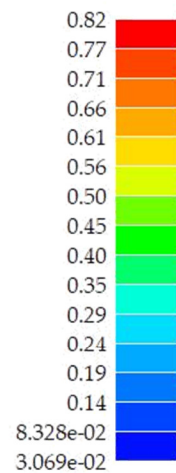


Figura 2a.20 (Parte II)- Verifiche SLU, verifica per pressoflessione.

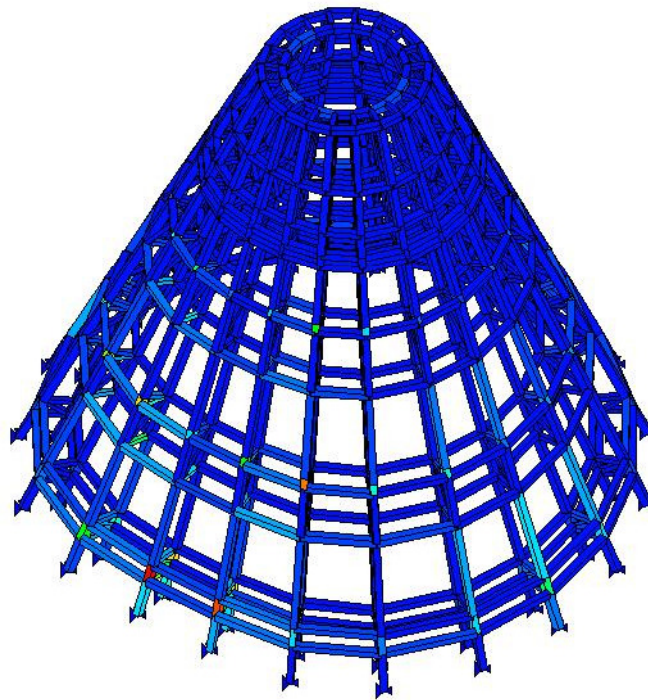
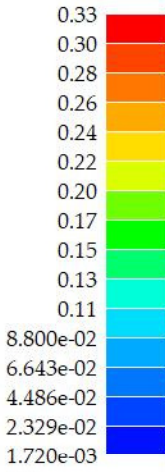


Figura 2a.21 (Parte II)- Verifiche SLU, verifica per taglio torsione.

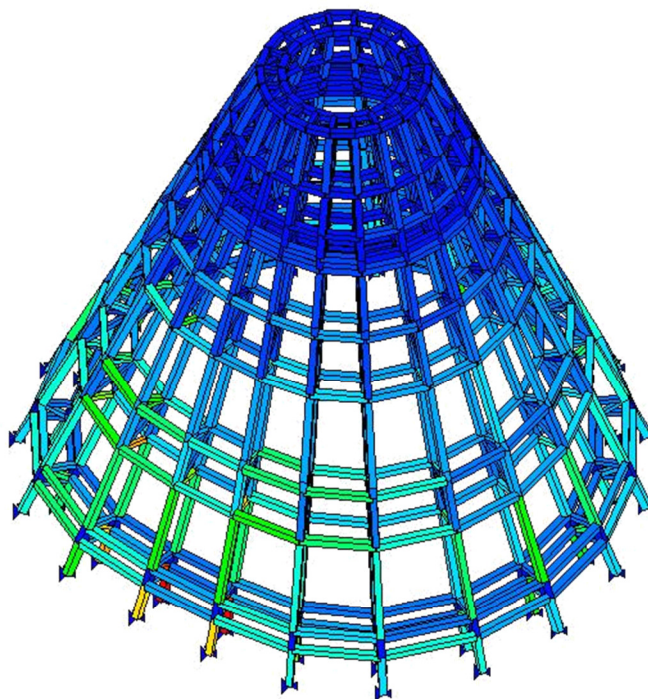
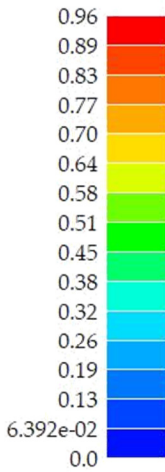


Figura 2a.22 (Parte II)- Verifiche SLU, verifica per stabilità.

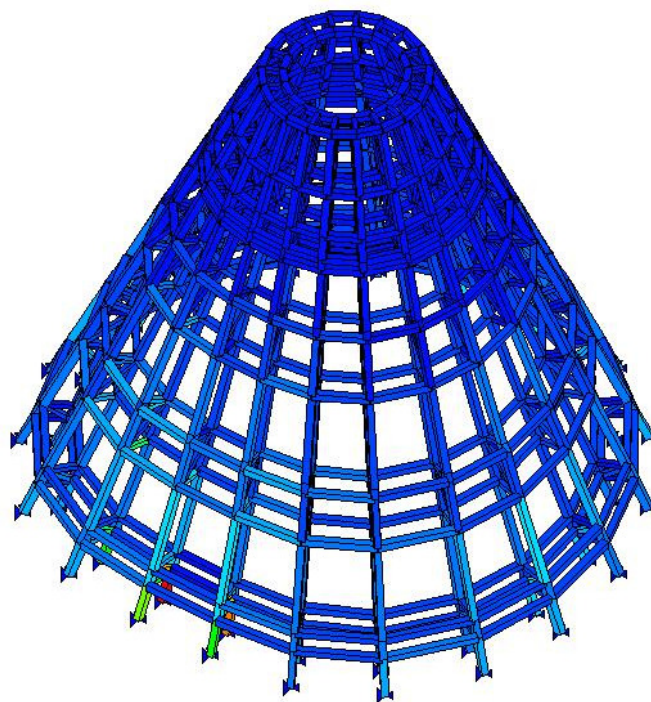


Figura 2a.23 (Parte II)- Verifiche SLU, verifica per svergolamento.

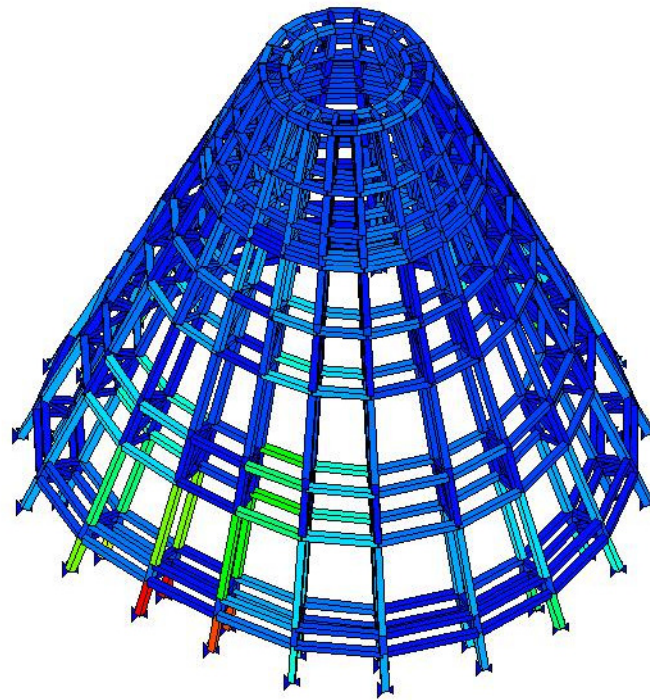
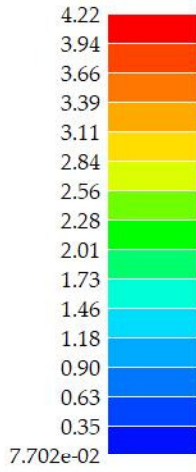


Figura 2a.24 (Parte II)- Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione rara.

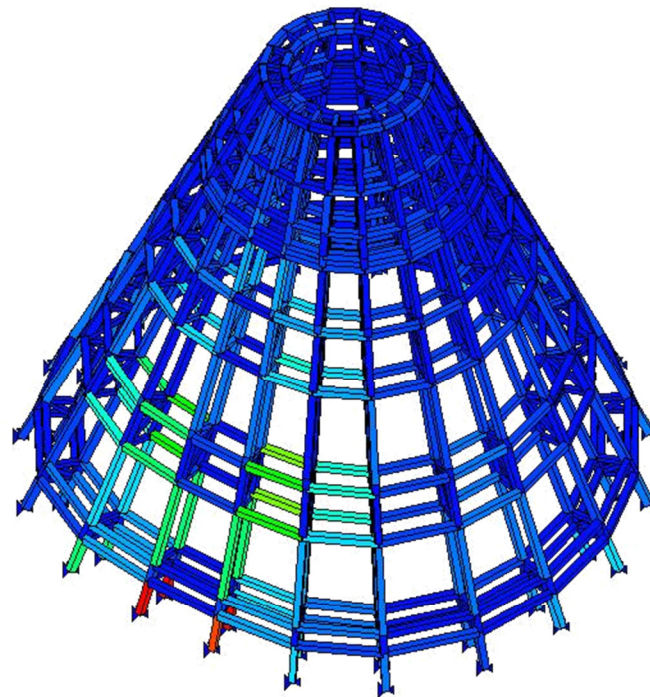
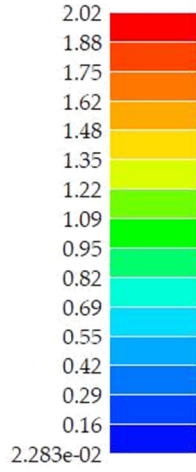


Figura 2a.25 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione frequente.

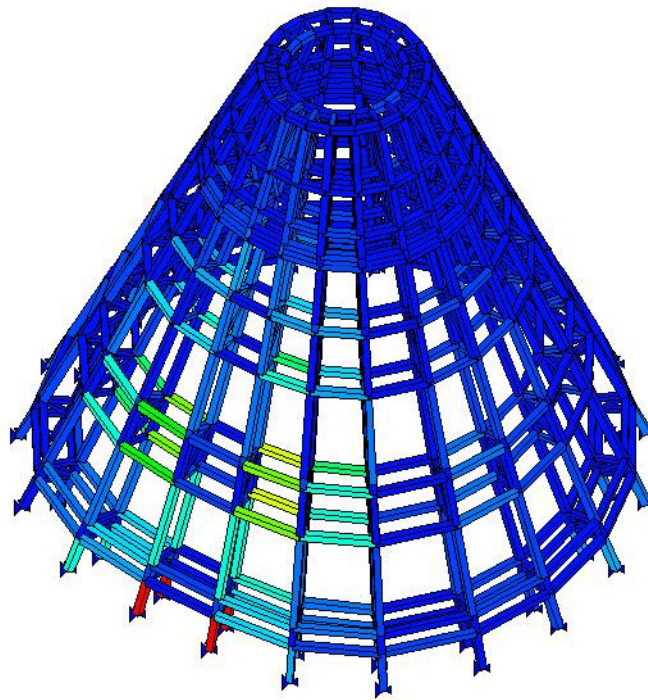
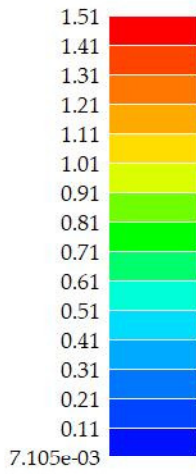


Figura 2a.26 (Parte II)- Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione permanente.

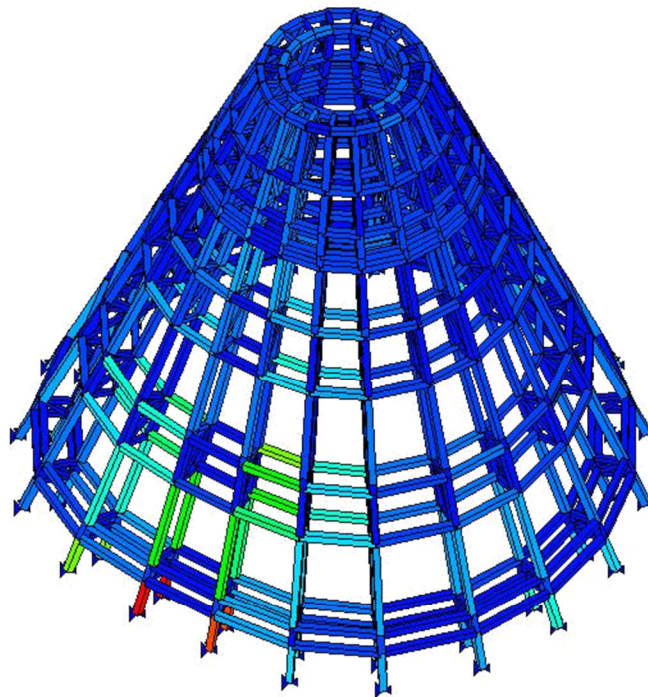
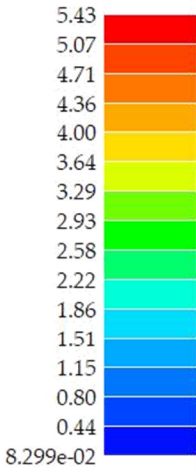


Figura 2a.27 (Parte II)- Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione rara.



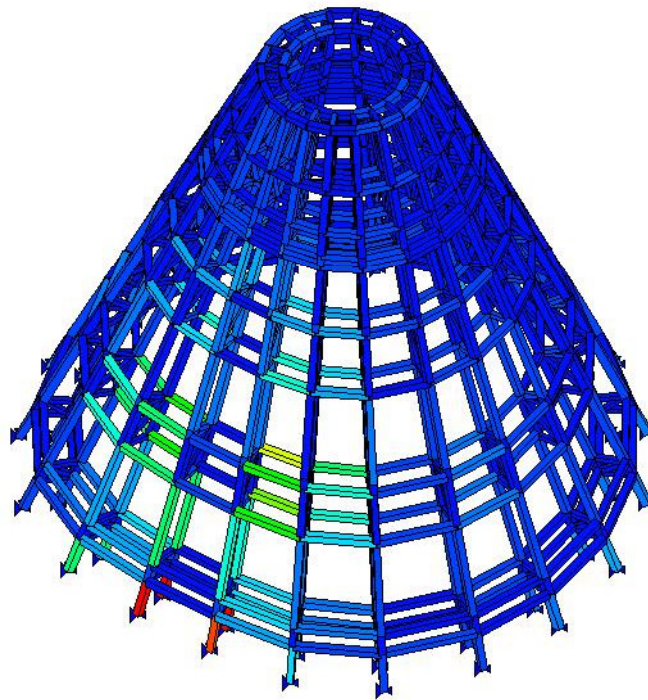
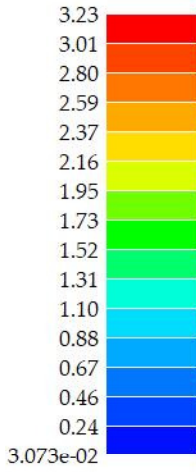


Figura 2a.28 (Parte II)- Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione frequente.

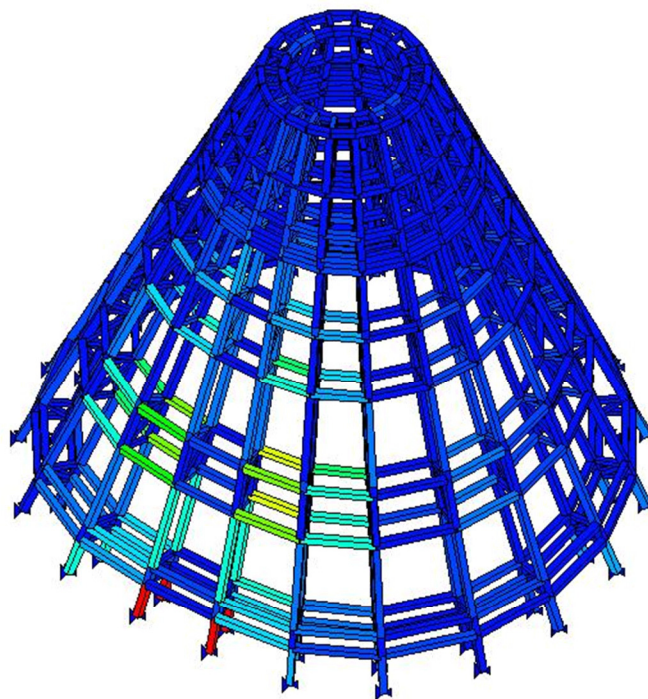
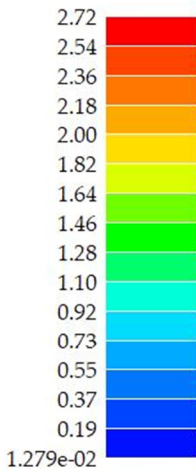


Figura 2a.29 (Parte II)- Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione permanente.

## Commenti

I grafici dello sforzo normale si vede che la struttura è interamente compressa, sia nei costoloni che negli irrigidimenti orizzontali. Il carico da vento in direzione Y tuttavia genera sforzi di trazione, seppur con valori bassi. Gli sforzi di compressione sono maggiori alla base e decrescono con lo sviluppo verticale della copertura. Gli sforzi di taglio sono maggiori in corrispondenza dei nodi con valori positivi nei nodi più in alto e negativi in quelli in basso. Ne deriva che il momento flettente generato sia massimo nei punti dove il taglio è nullo ovvero nella zona mediana delle travi.

Dalle deformate si evince che la parte della struttura più sollecitata è quella centrale, compresa tra il primo e il terzo ordine di abbaini. In particolare, come era prevedibile, la parte più critica è in corrispondenza dell'irregolarità in pianta, dove è presente la risega in corrispondenza dell'attacco con la basilica.

L'analisi dinamica ha evidenziato la massima sollecitazione nella zona centrale laddove si verificano spostamenti con una frequenza di circa 1,80 Hz (il range di valori va da 1,77 Hz a 1,81 Hz) e un periodo T di 0,55/0,56 secondi. Il periodo fondamentale T1 della struttura, calcolato secondo l'EC 8, è 0.772 s. Il modo di vibrare che maggiormente sollecita la struttura è il primo modo di vibrare, sia in direzione X che in direzione Y. Questo modo mostra 2 componenti principali. Una traslazione lungo l'asse di spostamento, e una torsione della struttura rispetto al punto centrale.

La verifica secondo gli eurocodici è stata soddisfatta per tutti gli elementi, con uno sfruttamento massimo, espresso in termini percentuali, del 96% circa. Tuttavia, gli elementi sollecitati in maniera così significativa sono limitati a travi di irrigidimento secondarie della struttura reticolare. I costoloni principali presentano infatti uno sfruttamento minore indicato in figura 2a.12 (*Parte II*) con i colori blu e ciano. Solo alcuni tratti dei costoloni e delle cerchiature presentano uno sfruttamento maggiore intorno al 50%.

Un'analoga considerazione può essere fatta per quanto riguarda le verifiche agli SLU. La verifica per tensoflessione evidenzia che la maggior parte degli elementi principali e secondari sono ampiamenti verificati, con un valore intorno allo 0.12 (in rapporto con i valori dell'Eurocodice). La parte più critica risulta essere l'aggancio con la struttura sottostante e gli irrigidimenti della prima cerchiatura. La verifica per presso flessione suggerisce invece una sollecitazione maggiore nei costoloni fino al secondo ordine di abbaini, ma con valori che si avvicinano allo 0,30. Anche in questo caso, i valori maggiori (0,82) si collocano in corrispondenza di elementi secondari o presso l'aggancio con la struttura sottostante. La verifica per taglio torsione evidenzia invece una sollecitazione generale molto bassa con un valore massimo di 0,33.

La verifica per stabilità evidenzia valori intorno allo 0,5 in corrispondenza dei costoloni esterni del primo ordine di abbaini, mentre i valori massimi sono negli stessi punti delle

precedenti verifiche. La verifica per svergolamento presenta invece una sollecitazione generale minore.

Le verifiche agli SLE confermano le criticità della struttura nella parte inferiore di aggancio al tamburo e in particolare in corrispondenza dell'irregolarità in pianta presso l'attacco on la basilica. In tutte e 6 le verifiche infatti gli elementi maggiormente sollecitati sono i tratti di costoloni e gli irrigidimenti collocati in quel punto.

## b. La copertura del XX Secolo

### Modellazione

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi trave D2, generati interpolando la prima cerchiatura e quella di sommità. La sezione di tali costoloni è a T con dimensioni:  $b:20\text{ cm}$   $h:20\text{ cm}$  e  $a:1\text{ cm}$  (fig. 2b.1 (Parte II)). Le cerchiature sono realizzate con la medesima sezione, così come i controventi. Per realizzare le cerchiature alla stessa altezza è stato utilizzato il comando “intersezione piano-retta” generando i nodi, successivamente intersecati alle travi, alle quote esatte degli irrigidimenti. I nodi alla base sono stati quindi vincolati alla traslazione nelle direzioni X,Y e Z in modo da non risultare nodi liberi. Gli irrigidimenti, ricavati dividendo in parti omogenee i vari tratti di trave, sono realizzati con una sezione a L con le seguenti misure:  $h=5\text{ cm}$ ,  $b=5\text{ cm}$ ,  $a=0,8\text{ cm}$ ,  $r=0$  (fig. 2b.2 (Parte II)). Tutte gli elementi sopra descritti sono realizzati con materiale Acciaio Fe360- S235-acciaio Fe360-S235 (Tabella 2b.1 (Parte II)), numero 11 del programma.

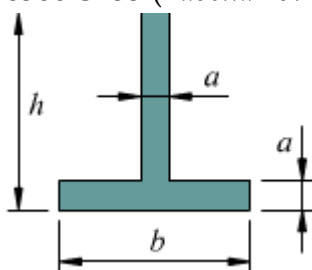


Fig. 2b.1 (Parte II)-  
Sezione a T

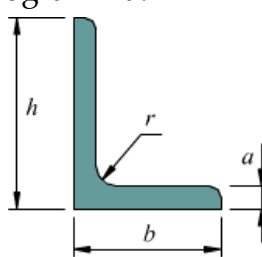


Fig. 2b.2 (Parte II) -  
Sezione a T

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40\text{ mm}$		$40\text{ mm} < t \leq 80\text{ mm}$	
	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]
UNI EN 10025-2				
<b>S 235</b>	<b>235</b>	<b>360</b>	<b>215</b>	<b>360</b>
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 2b.1 (Parte II) - Caratteristiche meccaniche Acciaio Fe360- S235, UNI EN 10025-2

Per un'applicazione più diretta dei carichi e dei pesi propri degli elementi non strutturali, sono stati generati per l'intera struttura, pannelli di tamponamento tramite lo strumento solaio. Questi elementi si distinguono in quanto, attivando la spunta "usa come pannello", non danno contributo di rigidità alla struttura e servono quindi per calcolare i pesi propri e per un'applicazione automatica dei carichi da neve, vento e sovraccarichi accidentali. I pannelli sono suddivisi in due categorie:

- I pannelli posizionati lungo le file degli abbaini non donano contributo di peso alla struttura in quanto il pacchetto di copertura non è presente. Gli abbaini infatti vengono applicati come carichi concentrati lungo le travi d'ambito. Per questo motivo, i pannelli assumono un ruolo fittizio per la sola applicazione dei sovraccarichi accidentali. È stato quindi assegnato il materiale numero 158 del programma, un materiale infinitamente rigido ma senza contributo di peso. Questo materiale non va ad influire sulle simulazioni in quanto l'elemento pannello di per sé non dona contributo di rigidità. L'elemento così creato, con uno spessore ininfluenza di 0,1 cm, non altera quindi le proprietà della sottostruttura ma ne facilita solamente l'applicazione dei carichi.
- Ai rimanenti pannelli è stato invece assegnato il materiale Legno X-Lam numero 144, le cui caratteristiche meccaniche sono trascurabili. Lo spessore assegnato è risultato del calcolo derivato a seguito dell'analisi dei carichi, tale che il carico applicato fosse di 68 DaN/mq.

L'intera struttura è stata traslata di 28 metri lungo l'asse Z in modo da simulare l'altezza effettiva di imposta della cupola.

## Analisi Dei Carichi

### Cupola

I carichi della cupola sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel precedente paragrafo. I pesi propri della struttura sono generati in automatico dal programma mentre quelli degli elementi non strutturali sono calcolati per un valore di 68 DaN/mq (pannelli in legno di quercia, arcarecci, tavolato, lamiera). L'applicazione dei carichi da Neve e Vento è stata invece calcolata secondo le mappe fornite (fig. 2b.3 (Parte II)). La zona di Mosca presenta un carico neve medio di 200 DaN/mq e un carico del vento di circa 100 DaN/mq.

**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СНЕГОВЫМ НАГРУЗКАМ**  
MAPPA CARICHI NEVE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ТЕМПЕРАТУРЕ В ЯНВАРЕ**  
MAPPA TEMPERATURA MINIMA INVERNALE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СКОРОСТИ ВЕТРА**  
MAPPA VELOCITA' MASSIMA DEL VENTO



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**  
MAPPA CARICHI VENTO

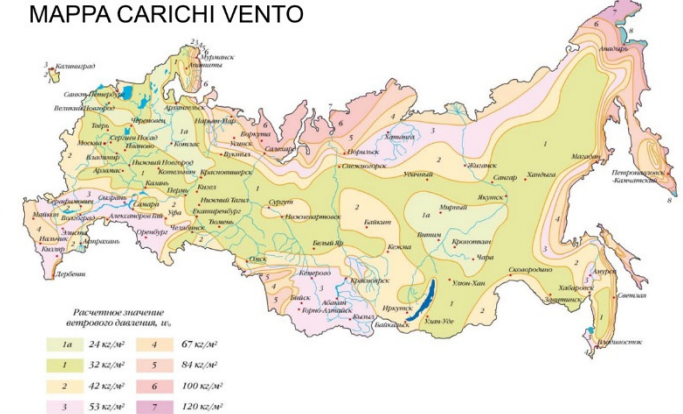


Fig. 2b.3 (Parte II) - Mappe neve e vento da Normativa Russa, fornita dalla società 000 Atrium.

Il sovraccarico accidentale dovuto alla manutenzione è ricavato dall'EC 0.

## Cipolla

La cupola a cipolla posta sulla sommità della cupola non è stata modellata ed è stata invece applicata come carico linearmente distribuito lungo l'ultima cerchiatura. Lo schema ipotizzato per l'applicazione dei carichi è analogo al precedente ma con una dimensione maggiore di circa 3 metri.

I pesi degli elementi strutturali e non strutturali sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel paragrafo precedente e sono riportati in *Tabella 2c.2 (Parte II)*. Si riportano i calcoli effettuati nelle *tabelle 2b.3-2b.4 (Parte II)*.

### Pesi Strutturali

Pacchetto copertura	72 Kg/mq
Acciaio	7800 Kg/mc

*Tabella 2b.2 (Parte II)- Pesi Specifici dei materiali di progetto*

Descrizione	Sviluppo (m)	Sezione (mq)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)	Peso Totale (kg)
Cerchiatura esterna 1	18,75	0,0038	1	0,071	555,8	556
Cerchiatura interna 1	15,5	0,0038	1	0,059	459,4	459
Irrigidimenti 1	0,54	0,0007	20	0,0004	2,9	59
Irrigidimenti 2	0,58	0,0007	120	0,0004	3,2	380
Cerchiatura esterna 2	9,2	0,0038	1	0,035	272,7	273
Cerchiatura interna 2	5,8	0,0038	1	0,022	171,9	172
Irrigidimenti 1	0,54	0,0007	20	0,0004	2,9	59
Irrigidimenti 2	0,55	0,0007	120	0,0004	3,0	360
Croce in Acciaio sp.30 mm L=200 mm			1	0,036	280,8	281
Pacchetto di copertura (perline, arcarecci, tavolato, rame)		280	1		20160,0	20160
Trave reticolare in elevazione esterna	13	0,0038	20	0,049	385,3	7706
Trave reticolare in elevazione interna	12,5	0,0038	20	0,048	370,5	7410
Irrigidimenti 20 per trave	0,6	0,0007	400	0,000	3,3	1310
Scala in acciaio						100
Neve (200 Kg/mq)		20	1		4000,0	4000
Manutenzione (50Kg/mq)		18	1		900,0	900
						44186

*Tabella 2b.3 (Parte II)- Calcolo delle azioni verticali della struttura*

\* Nella stima dell'azione della neve non si è tenuto conto del carico agente laddove la tangente dell'angolo fosse superiore a  $60^\circ$  come descritto nel c3.4.3.3.1 della Circolare 21 gennaio 2019.

Da normativa, la combinazione delle azioni per lo stato limite ultimo definisce un moltiplicatore di 0,7 per i pesi propri. Tuttavia, in via cautelativa, si sono presi in considerazione moltiplicatori pari a 1 andando quindi a valutare l'intero peso della struttura sottoposta a carico da neve in regime pieno.

Le azioni orizzontali del vento non sono state applicate in quanto considerate trascurabili al fine dei calcoli globali della sottostruttura. Inoltre, l'applicazione di un momento direttamente sulle travi di sommità genererebbe un momento torcente delle travi, azione poco plausibile nella realtà in quanto la struttura tenderebbe a ribaltarsi rigidamente.

Il carico della cupola è stato poi ripartito linearmente lungo le due circonferenze di imposta, con diametro rispettivamente di 8,8 m e 7,4 m. Il risultato così ottenuto è:

**Cipolla**

**Totale Carichi Verticali**

851 DaN/m



## Abbaini

Il calcolo del peso degli abbaini è avvenuto in maniera analoga a quello sopra descritto della cipolla. Le tre file di abbaini sono state calcolate separatamente. La ripartizione dei carichi è stata ipotizzata come segue:

- Trave Superiore pressoché scarica, il carico qui distribuito è pari al 5%.
- Trave Inferiore caricata dell'intero perso dell'abbaino.
- Travi Laterali sono quelle maggiormente caricate, con l'azione delle pareti di tamponamento, il pacchetto di copertura e il solaio comprensivo dell'azione agente della neve.

I pesi strutturali degli elementi sono riportati in *Tabella 2b.4 (Parte II)*. Si riportano i calcoli effettuati in *Tabella 2b.5 (Parte II)*.

### Pesi Strutturali

Acciaio	7800 Kg/mc
Vetrocamera	30 Kg/mq
Decorazioni	Kg/mc
Legno serramento	500 Kg/mc
Neve	200 Kg/mq
Pacchetto di copertura	70 Kg/mq

*Tabella 2b.4 (Parte II)- Pesi Specifici dei materiali*

Descrizione	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,80	6	0,21	103
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,30	28	0,01	5
Vetrocamera	0,06		24		41
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,86	1	0,03	17
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,26	10	0,00	2
Vetrocamera	0,06		6		10
Peso Serramento					178
Altri carichi permanenti 5%					9
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					187
Struttura reticolare verticale	0,0007	14,5	2	0,01	158
Pacchetto di copertura verticale	4,40		2		616
Struttura reticolare piana	0,0038	3,8		0,01	113
Pacchetto di copertura piano	2,85				200
Neve	2,85				570
Altri carichi permanenti 5%					83
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					1739

*Tabella 2b.5 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del primo ordine di abbaini.*

Le azioni orizzontali del vento non sono state calcolate in quanto già applicate direttamente sui pannelli precedentemente creati.

La ripartizione dei carichi sulle travi è stata effettuata tenendo conto del caso più cautelativo, ovvero della trave con lunghezza minore tra quelle presenti nella struttura ed è riportata in *Tabella 2b.6 (Parte II)*.

Ripartizione dei carichi verticali	Carico		Lunghezza Trave		Carico Distribuito	
Trave superiore 5%	9	DaN	3,26	m	3	DaN/m
Trave inferiore	174	DaN	3,86	m	45	DaN/m
Trave destra	852	DaN	5,1	m	167	DaN/m
Trave Sinistra	852	DaN	5,1	m	167	DaN/m

*Tabella 2b.6 (Parte II) -Ripartizione dei carichi del primo ordine di abbaini*

Per quanto riguarda gli altri due ordini, il procedimento è analogo e si riportano di seguito le *tabelle 2b.7-2b.10 (Parte II)* coi relativi valori di calcolo. I pesi specifici dei materiali sono gli stessi riportati nella *Tabella 2b.4 (Parte II)*.

Serramento Parte inferiore	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,10	6	0,17	84
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,28	28	0,01	5
Vetrocamera	0,05		24		35
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,08	1	0,03	14
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,24	10	0,00	1
Vetrocamera	0,05		6		9
Peso Serramento					147
Altri carichi permanenti 5%					7
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					155
Struttura reticolare verticale	0,0007	14	2	0,01	153
Pacchetto di copertura verticale	4,40		2		616
Struttura reticolare piana	0,0038	4		0,02	119
Pacchetto di copertura piano	2,40				168
Neve	2,40				480
Altri carichi permanenti 5%					77
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					1612

*Tabella 2b.7 (Parte II)- Calcolo delle azioni verticali della struttura del secondo ordine di abbaini.*

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>		<b>Lunghezza Trave</b>		<b>Carico Distribuito</b>	
Trave superiore 5%	8	DaN	2,50	m	3	DaN/m
Trave inferiore	144	DaN	2,95	m	49	DaN/m
Trave destra	790	DaN	3,85	m	205	DaN/m
Trave Sinistra	790	DaN	3,85	m	205	DaN/m

*Tabella 2b.8 (Parte II)- Ripartizione dei carichi del secondo ordine di abbaini*

<b>Descrizione</b>	<b>Sezione (mq)</b>	<b>Sviluppo (m)</b>	<b>Quantità</b>	<b>Volume (mc)</b>	<b>Peso (kg)</b>
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,40	6	0,13	65
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,25	28	0,01	4
Vetrocamera	0,04		24		26
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,06	1	0,02	9
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,22	10	0,00	1
Vetrocamera	0,04		6		6
Peso Serramento					112
Altri carichi permanenti 5%					6
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					118
Struttura reticolare verticale	0,0007	7,53	2	0,01	82
Pacchetto di copertura verticale	2,90		2		406
Struttura reticolare piana	0,0038	4		0,02	119
Pacchetto di copertura piano	1,40				98
Neve	1,40				280
Altri carichi permanenti 5%					49
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					1034

*Tabella 2b.9 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del terzo ordine di abbaini.*

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>		<b>Lunghezza Trave</b>		<b>Carico Distribuito</b>	
Trave superiore 5%	6	DaN	1,86	m	3	DaN/m
Trave inferiore	110	DaN	2,16	m	51	DaN/m
Trave destra	507	DaN	2,65	m	191	DaN/m
Trave Sinistra	507	DaN	2,65	m	191	DaN/m

*Tabella 2b.10 (Parte II)- Ripartizione dei carichi del terzo ordine di abbaini*

I carichi ottenuti sono di seguito riportati in *Tabella 2b.11 (Parte II)*.

**Carichi della costruzione**

(G2) - Peso Proprio elementi non strutturali	68	DaN/m <sup>2</sup>	6,80E-02	Mpa
(Qk1) - Sovraccarico accidentale (manutenzione)Qkm	50	DaN/m <sup>2</sup>	5,00E-02	Mpa
(Qk2) - Sovraccarico accidentale (neve) Qkn	200	DaN/m <sup>2</sup>	2,00E-01	Mpa
(Qk3) - Sovraccarico accidentale (vento) Qkv	100	DaN/m <sup>2</sup>	1,00E-01	Mpa

**Cipolla**

<b>Totale Carichi Verticali</b>	851	DaN/m	8,51E+00	N/mm
---------------------------------	-----	-------	----------	------

**Abbaini 1° ordine**

Trave superiore 5%	3	DaN/m	2,82E-02	N/mm
Trave inferiore	45	DaN/m	4,52E-01	N/mm
Trave destra	167	DaN/m	1,67E+00	N/mm
Trave Sinistra	167	DaN/m	1,67E+00	N/mm

**Abbaini 2° ordine**

Trave superiore 5%	3	DaN/m	3,03E-02	N/mm
Trave inferiore	49	DaN/m	4,88E-01	N/mm
Trave destra	205	DaN/m	2,05E+00	N/mm
Trave Sinistra	205	DaN/m	2,05E+00	N/mm

**Abbaini 3° ordine**

Trave superiore 5%	3	DaN/m	3,11E-02	N/mm
Trave inferiore	51	DaN/m	5,08E-01	N/mm
Trave destra	191	DaN/m	1,91E+00	N/mm
Trave Sinistra	191	DaN/m	1,91E+00	N/mm

*Tabella 2b.11(Parte II) - Riepilogo dei carichi applicati I carichi sono stati convertiti in N e mm (Mpa) al fine di un inserimento più agevole all'interno del software.*

## Visualizzazione dei risultati e Verifiche

I risultati sono espressi in N e mm (Mpa).

A seguito dell'applicazione dei carichi descritti nei paragrafi precedenti, vi è la visualizzazione dei risultati. Vengono riportati i casi più gravosi. In particolare:

- Grafici delle sollecitazioni in campo statico N, T22, M33; N in campo statico con applicazione carico da vento, in sezione e in pianta (figg. 2.b.4 – 2.b.7 (Parte II))
- Deformate SLU fondamentale, SLV, SLU accidentale, SLE rara (figg. 2b.8-2b.11 (Parte II))
- Deformate dei Principali modi di vibrare (figg. 2b.12-2b.17 (Parte II))

A questi risultati segue la progettazione degli elementi e le verifiche secondo gli Eurocodici. La verifica avviene con un confronto diretto dei valori da normativa e pertanto i valori sono espressi in rapporto tra domanda e capacità. La verifica è quindi positiva se il rapporto è uguale o inferiore a 1. Lo stato di progetto permette la visualizzazione dello stato delle verifiche della struttura. Esso viene espresso mediante l'utilizzo di colori con il colore giallo per elementi non progettati (ad esempio elementi di materiale diverso), colore ciano per elementi progettati e verificati, e colore rosso per elementi progettati e non verificati (fig. 2b.18 (Parte II)). Il risultato D2 Sfruttamento, espresso in termine percentuale, permette, sempre attraverso l'utilizzo di una mappa di colore, la visualizzazione dei valori di sfruttamento degli elementi trave (fig. 2b.19 (Parte II)). Come riportato in [26], lo sfruttamento % permette la visualizzazione mediante mappa dei valori di sfruttamento degli elementi strutturali espressi, in percentuale, come il maggiore dei tre rapporti tra le tensioni massime (resistenza, stabilità, svergolamento) e quelle limite di progetto. Le altre verifiche effettuate dal programma per gli elementi trave sono [26] :

- **D2 S.L.U.**\_ verifiche agli Stati Limite Ultimi, composta dalle seguenti parti:
  - o Verifica 6.2.6/6.2.7 V/T "Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a taglio e torsione degli elementi espressi mediante i valori di  $V_{Ed}/V_c, R_d$ "<sup>1</sup> (fig. 2b.20 (Parte II));
  - o Verifica 6.2.10 N/M "Permette la visualizzazione dei risultati ottenuti dalla verifica a presso/tenso flessione degli elementi. La verifica tiene conto del fattore di riduzione per taglio  $q$ " [26] (fig. 2b.21 (Parte II));
  - o Verifica 6.3.3 Presso-fless. "Permette la visualizzazione dei risultati delle verifiche di stabilità delle membrature presso-inflesse" [26] (fig. 2b.22 (Parte II)).
- **D2 S.L.E.**\_ verifiche agli Stati Limite di Esercizio, composta dalle seguenti parti:
  - o Freccia (1000/L) "Permette la visualizzazione dei valori della freccia massima negli elementi, espressi come rapporto: freccia =  $X/1000/L$  esprimibile anche come freccia =  $X \cdot L/1000$  dove X è il valore riportato nella *Tabella* mediante

mappa di colore,  $L$  è la luce dell'elemento considerato. Ad esempio se per un determinato elemento viene riportato in *Tabella* il valore  $X = 5$ ; la freccia massima ha il seguente valore:  $\text{freccia} = 5 \cdot L / 1000 = L / 200''$  [26] (*fig. 2b.23 (Parte II)*).

I numeri dell'analisi spettrale dinamica corrispondono a:

- 6=  $\alpha=0.0$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale positiva.
- 7=  $\alpha=0.0$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale negativa.
- 8=  $\alpha=90.00$  (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale positiva.
- 9=  $\alpha=90.00$  (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale negativa.

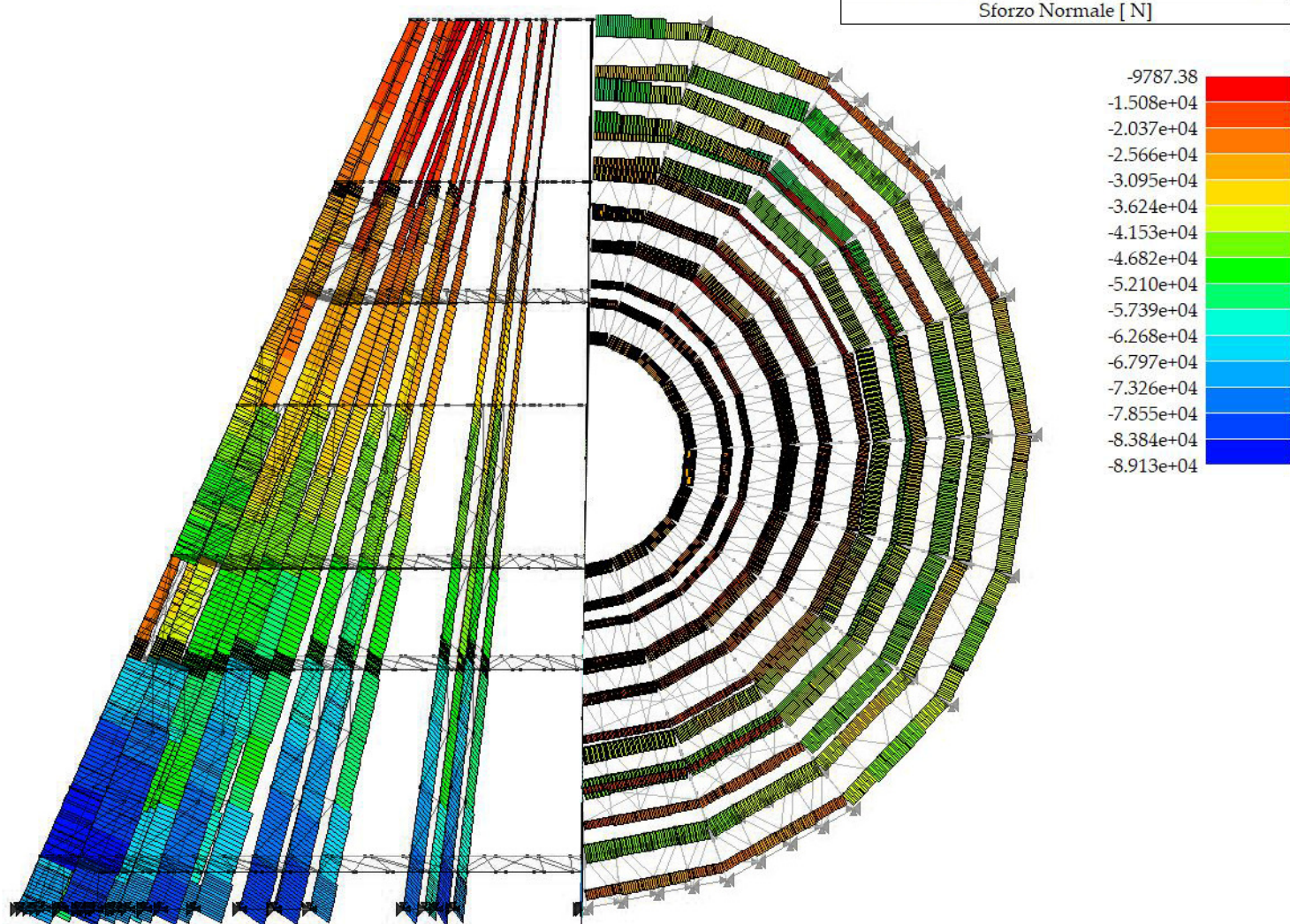


Figura 2b.4 (Parte II) – Sforzo Normale in sezione nei costoloni (a sinistra) e in pianta nelle cerchiature (a destra)

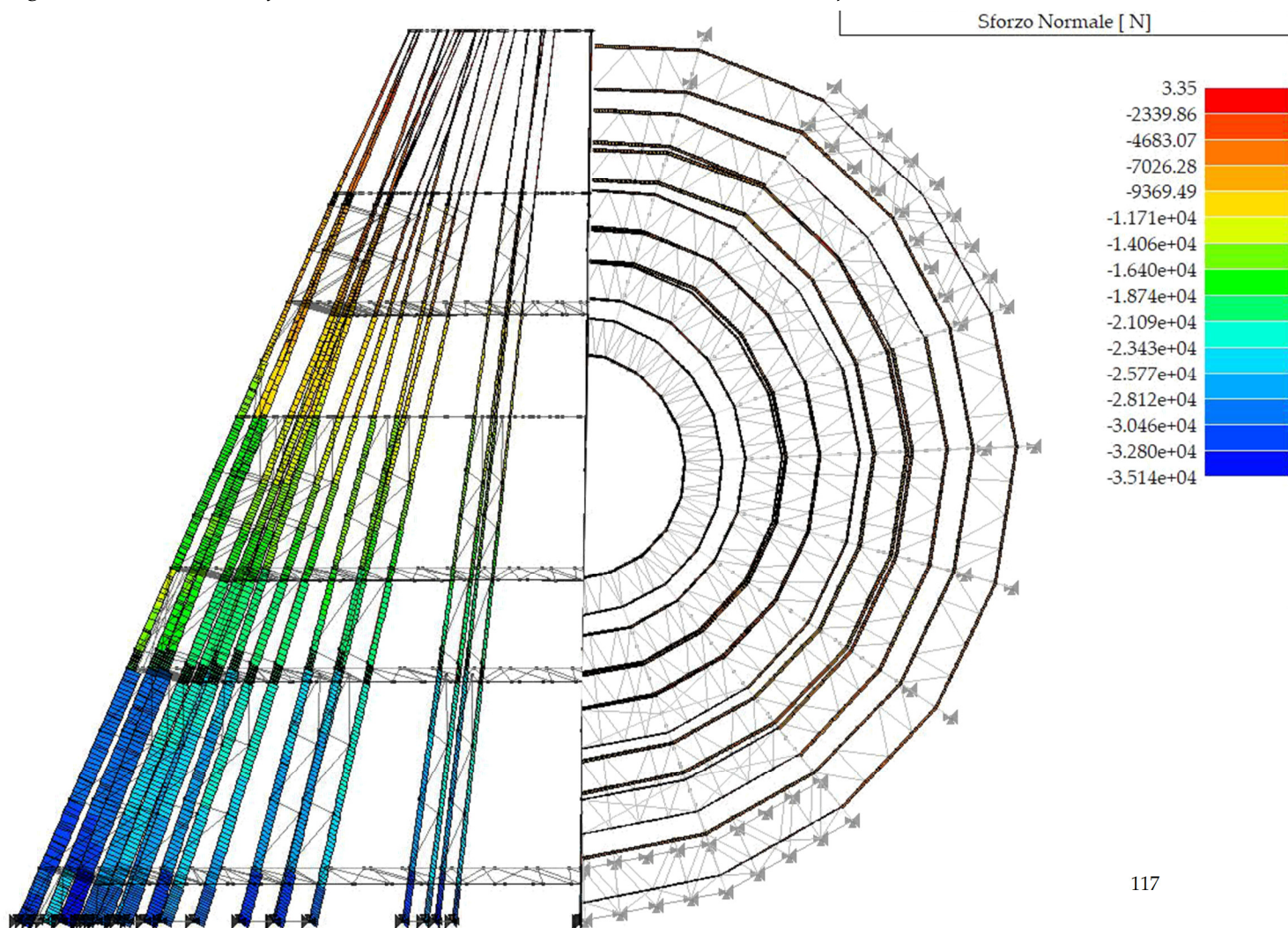


Figura 2b.5 (Parte II) – Sforzo Normale in sezione nei costoloni (a sinistra) e in pianta nelle cerchiature (a destra) con l'aggiunta dell'azione del vento

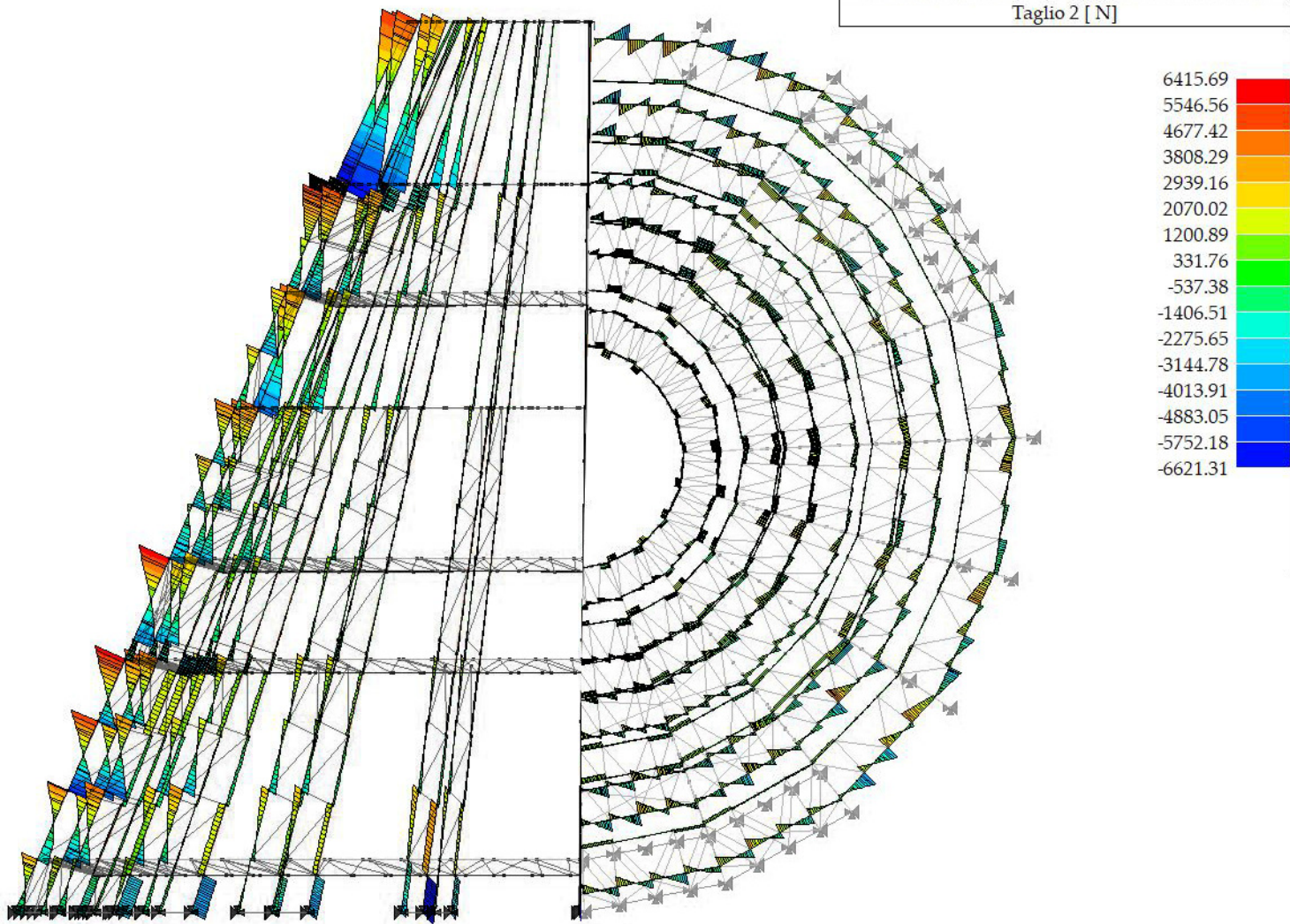


Figura 2b.6 (Parte II) – Taglio 22 in sezione nei costoloni (a sinistra) e in pianta nelle cerchiature (a destra)

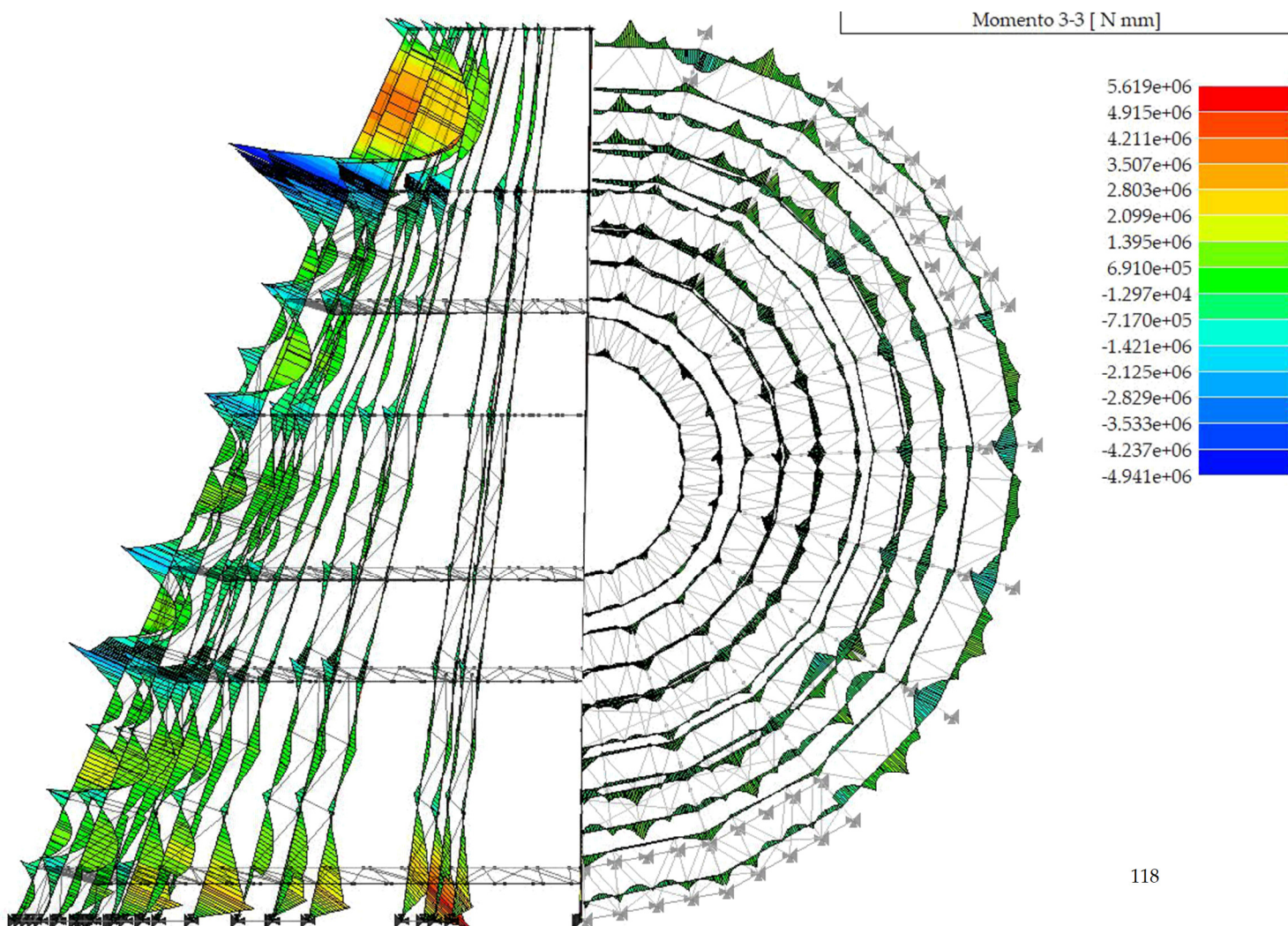


Figura 2b.7 (Parte II) – Momento 33 in sezione nei costoloni (a sinistra) e in pianta nelle cerchiature (a destra)



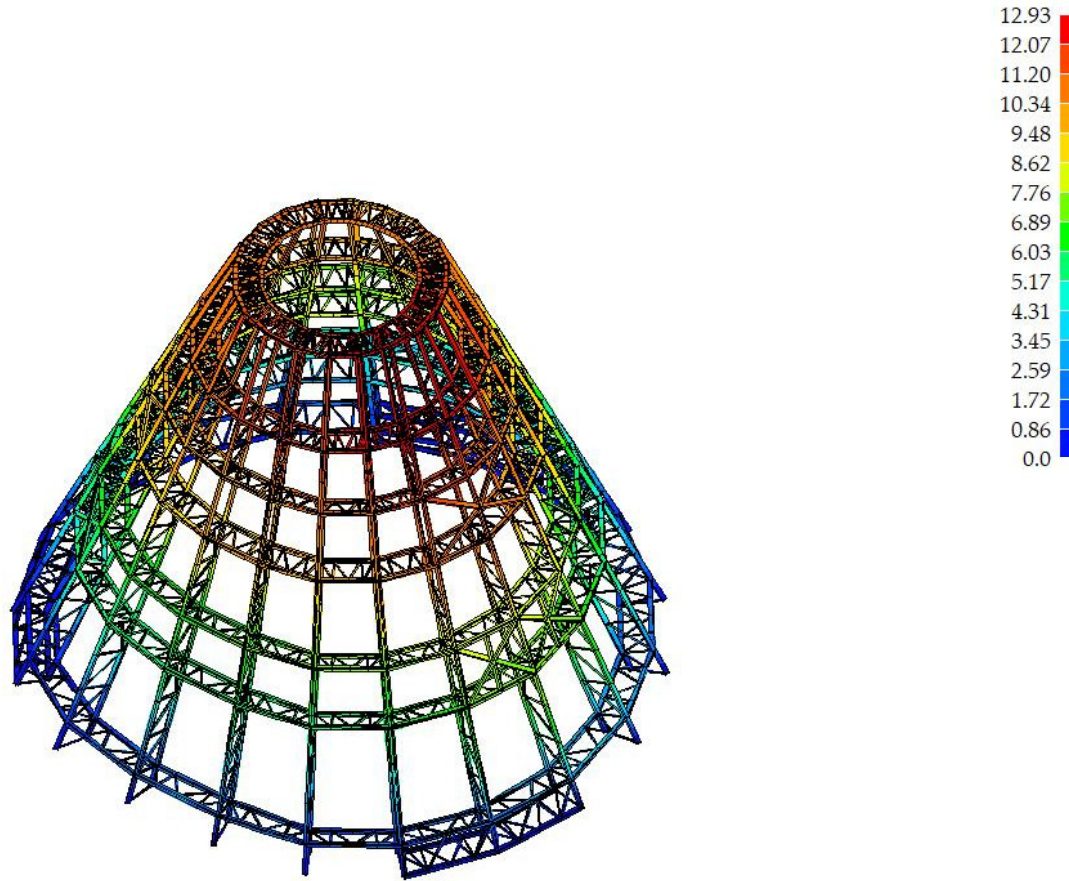


Figura 2b.8 (Parte II) - Deformata SLU

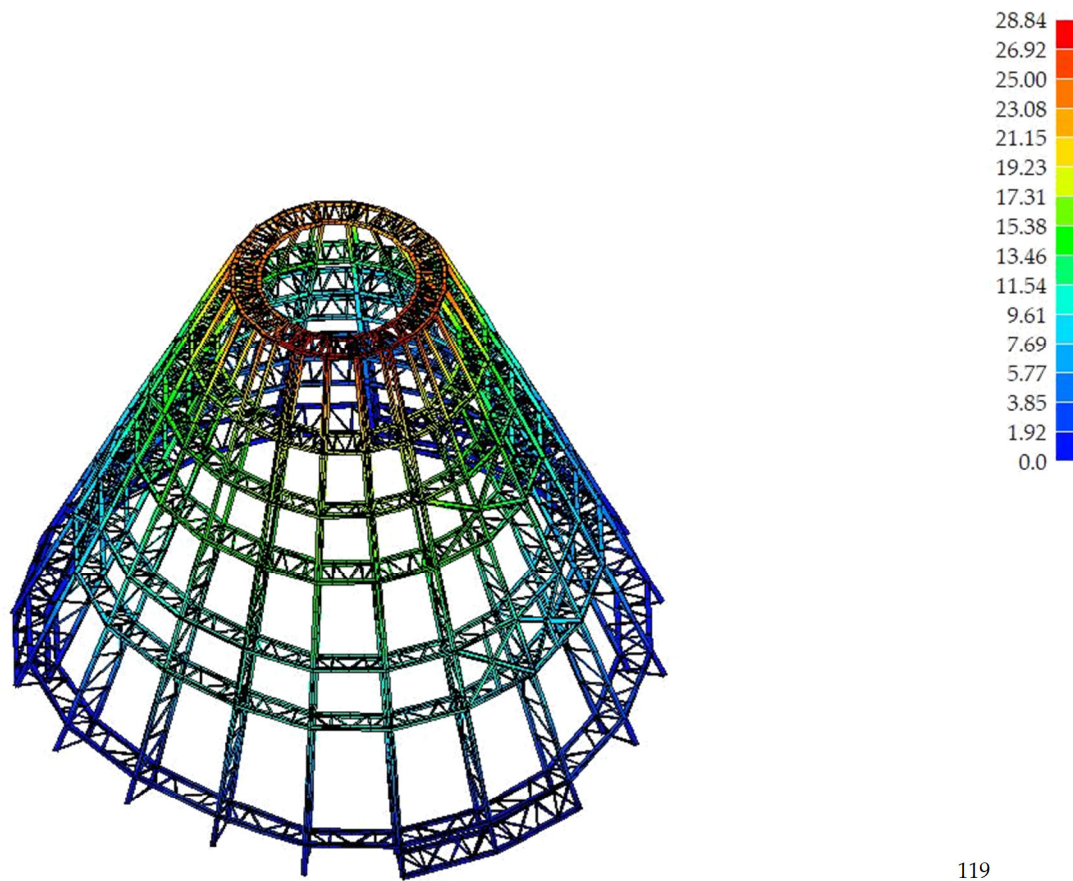


Figura 2b.9 (Parte II) - Deformata SLV

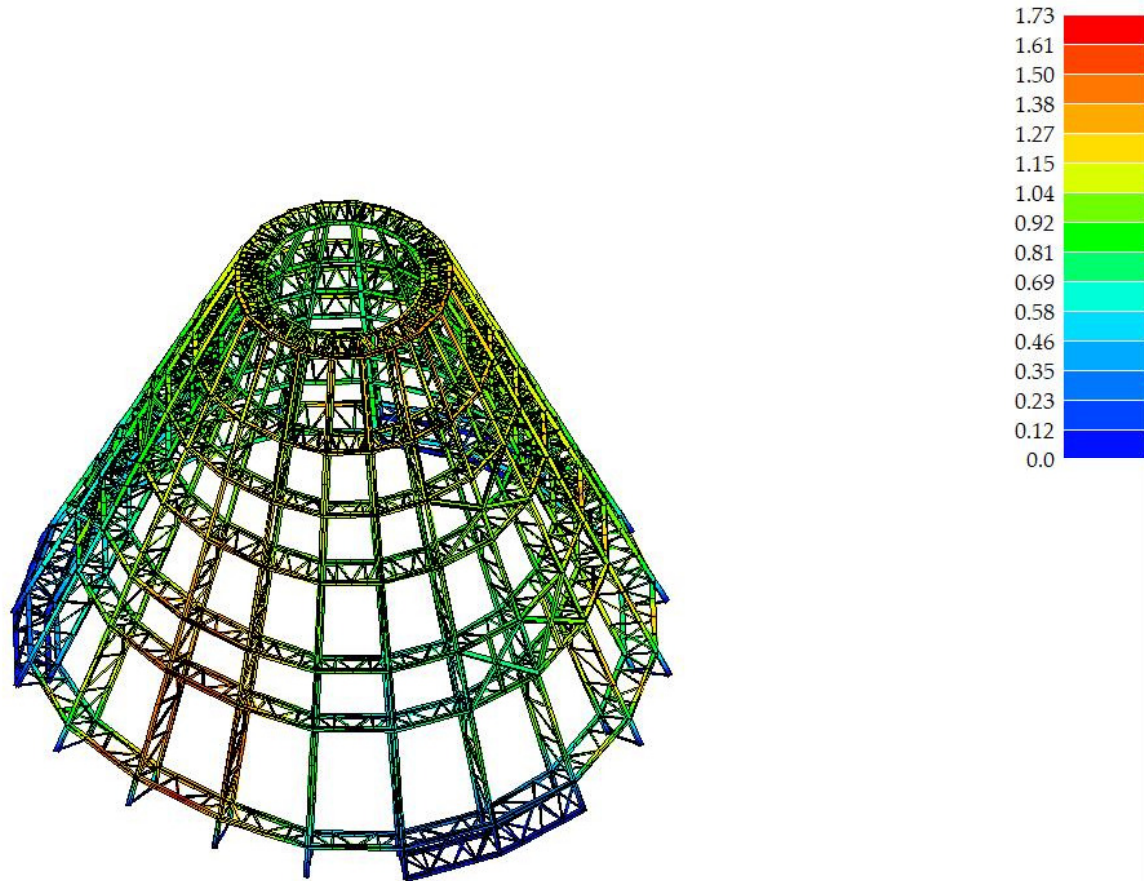


Figura 2b.10 (Parte II) - Deformata SLU accidentale

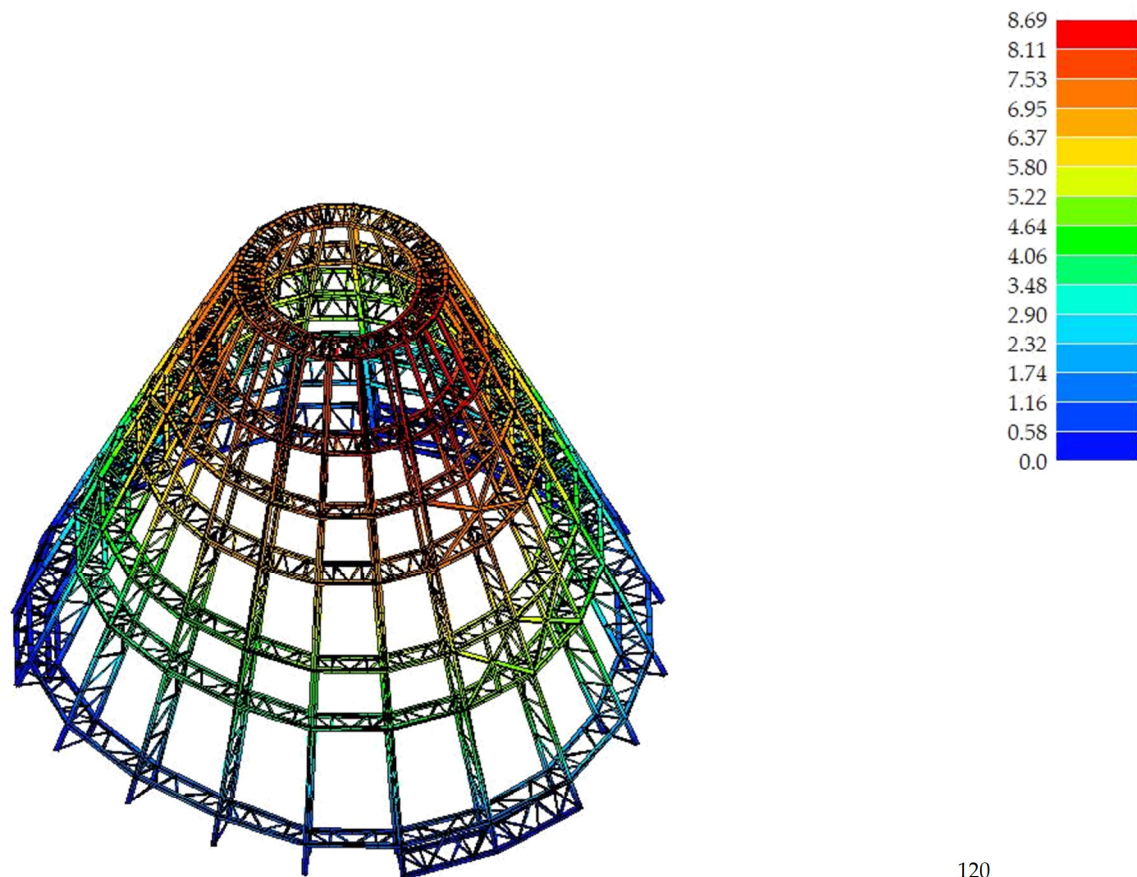
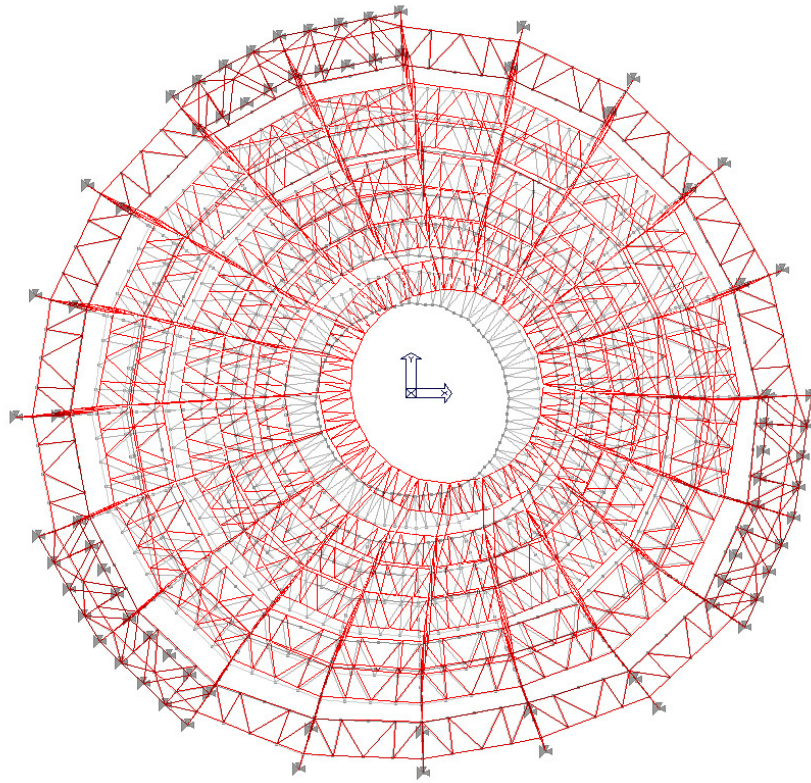
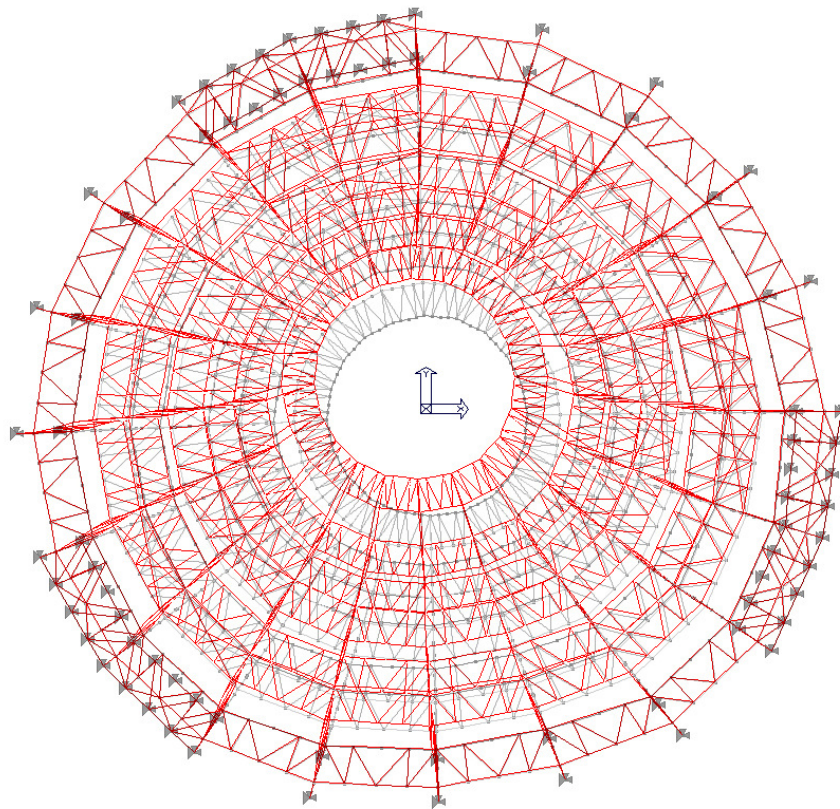


Figura 2b.11 (Parte II) - Deformata SLE rara



*Figura 2b.12 (Parte II) – Secondo modo di vibrare in direzione X*



*Figura 2a.13 (Parte II) – Terzo modo di vibrare in direzione Y*

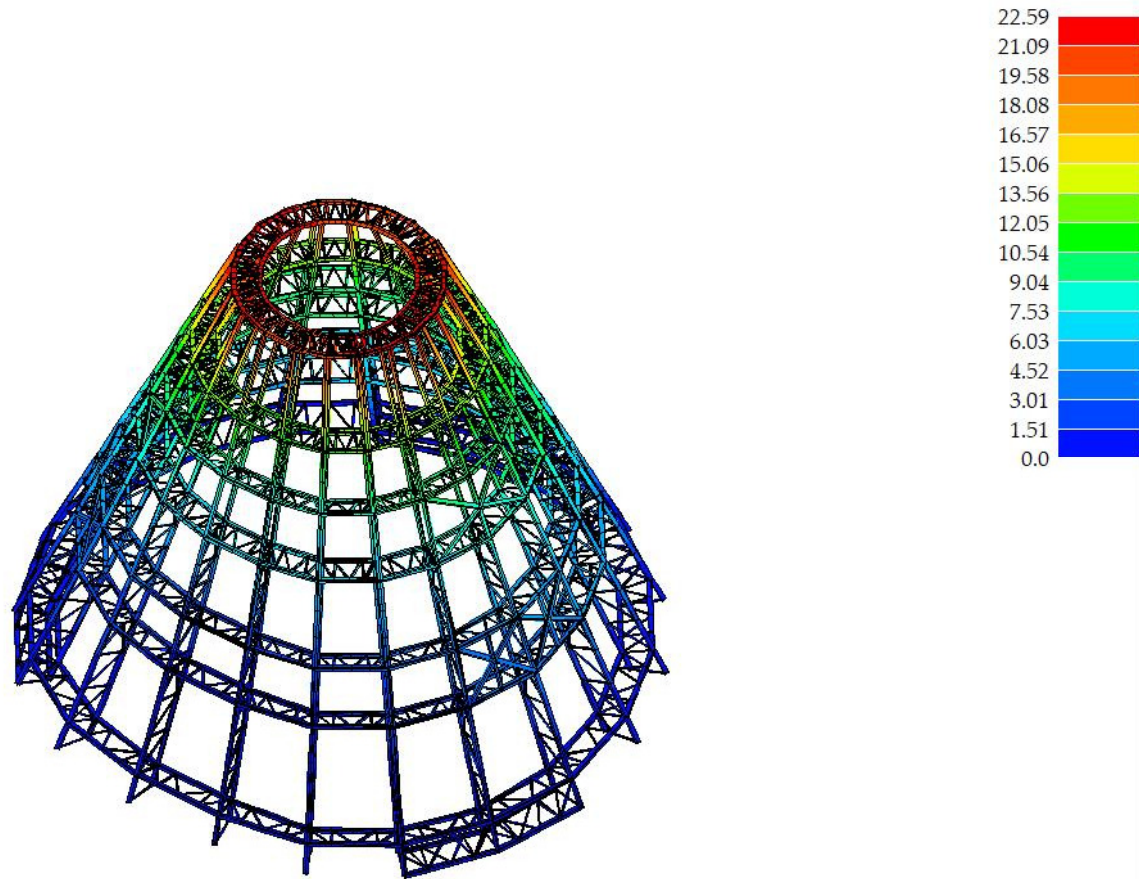


Figura 2a.14 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 6, modo 2, freq: 1,45Hz, T:0,69 s

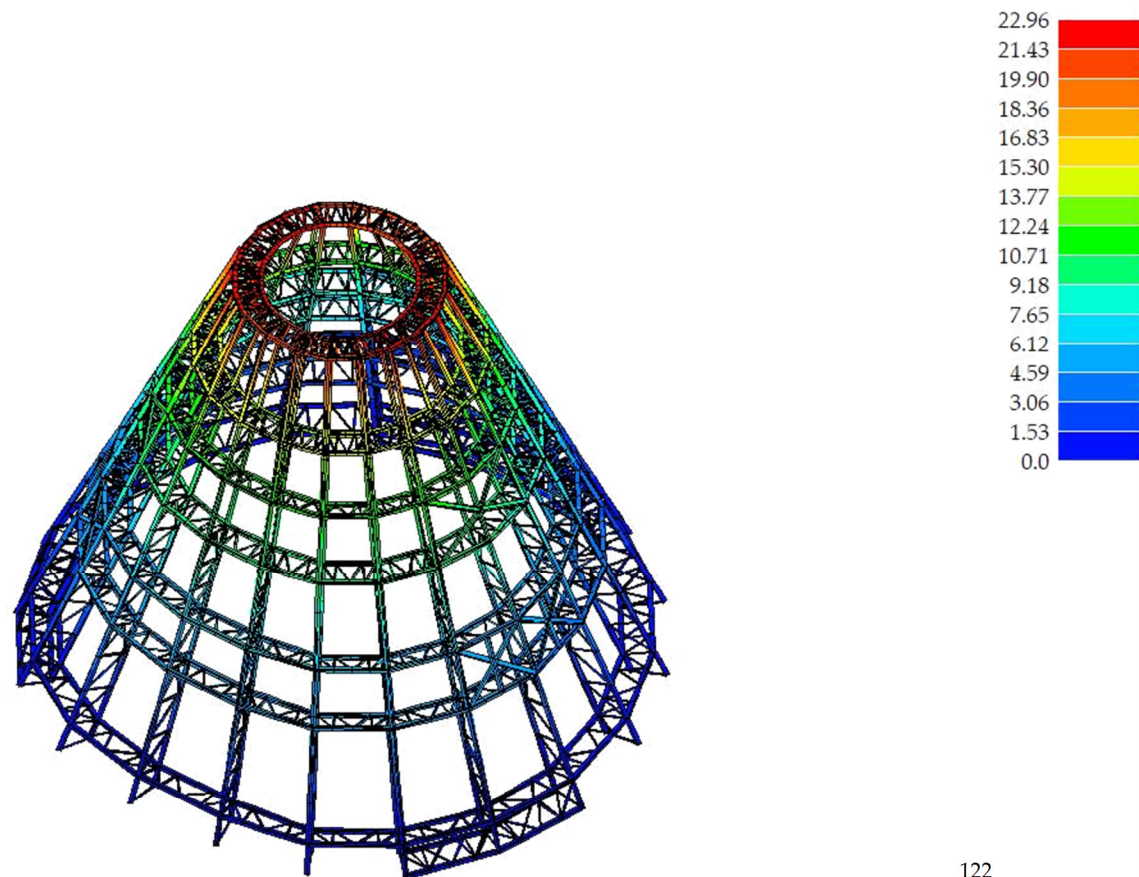


Figura 2a.15 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 7, modo 2, freq: 1,45Hz, T:0,69 s

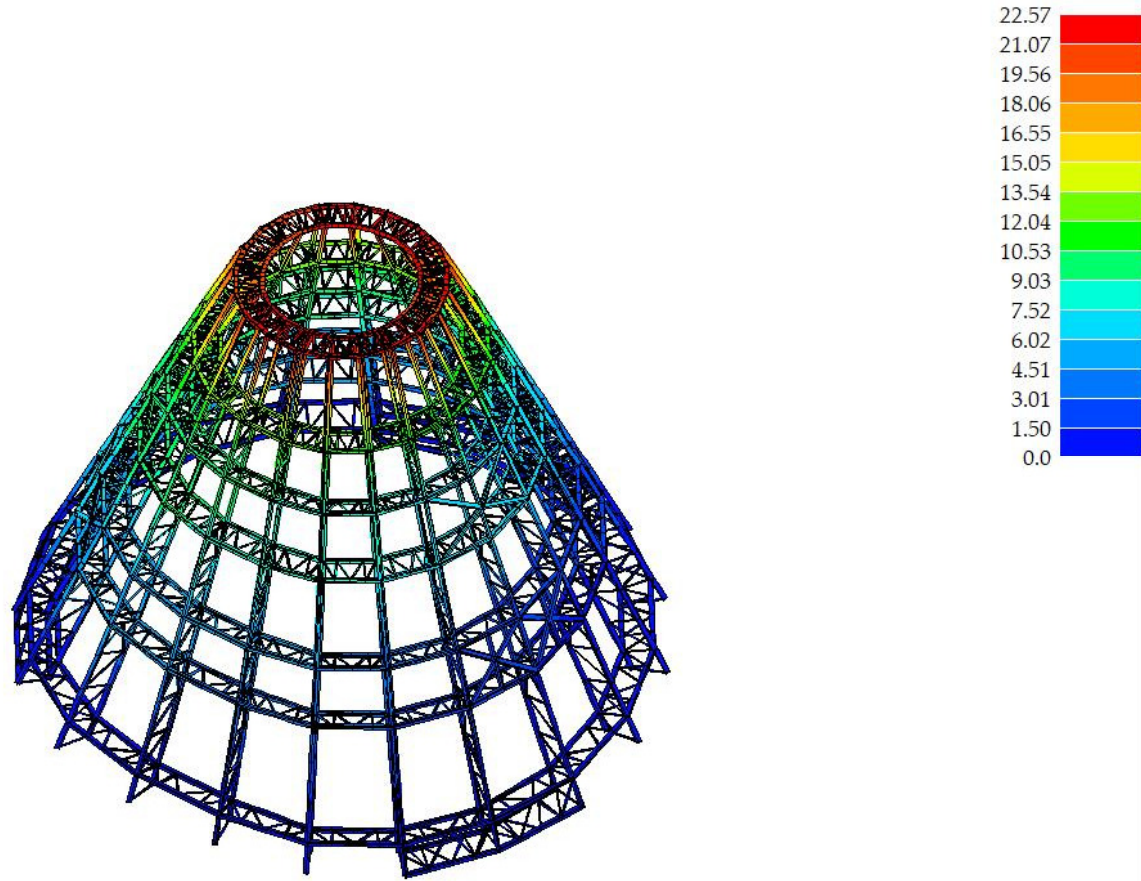


Figura 2a.16 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 8, modo 3, freq: 1,50Hz, T:0,67 s

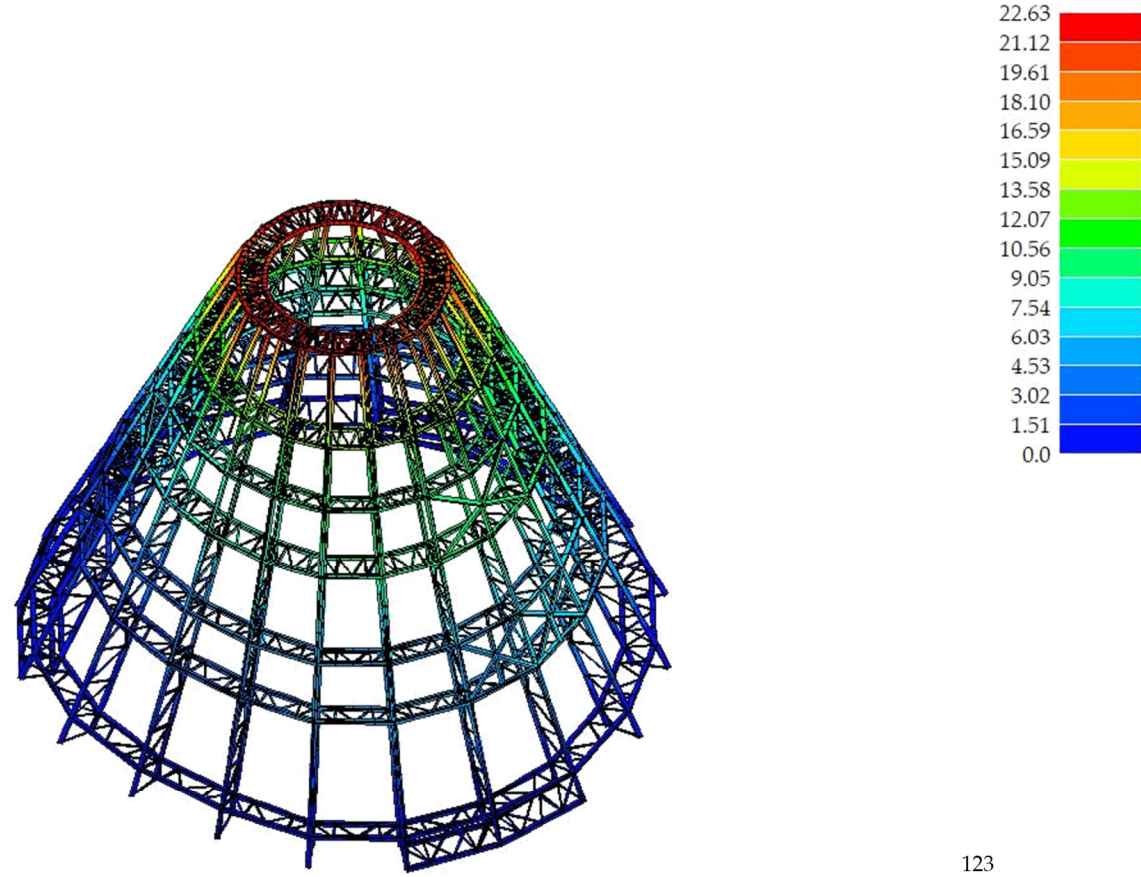


Figura 2a.17 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 9, modo 3, freq: 1,50Hz, T:0,67 s

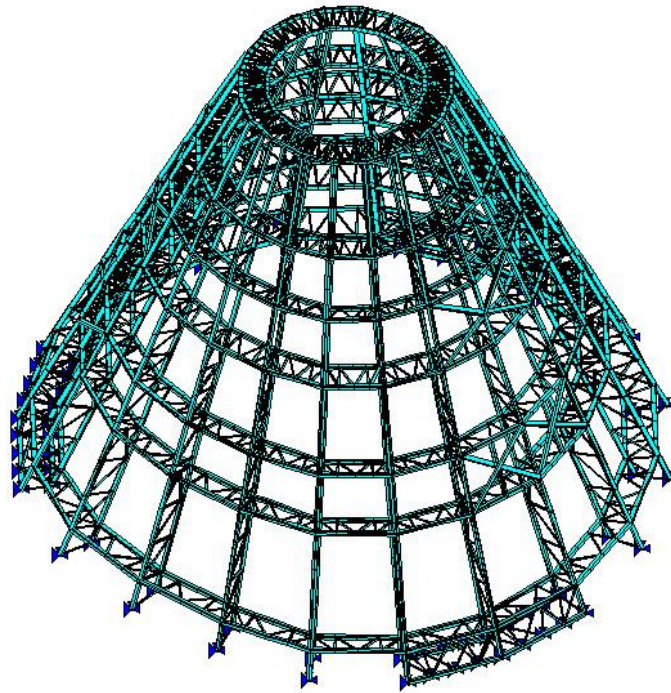


Figura 2a.18 (Parte II) - Stato di progetto, tutti gli elementi risultano verificati (colore ciano).

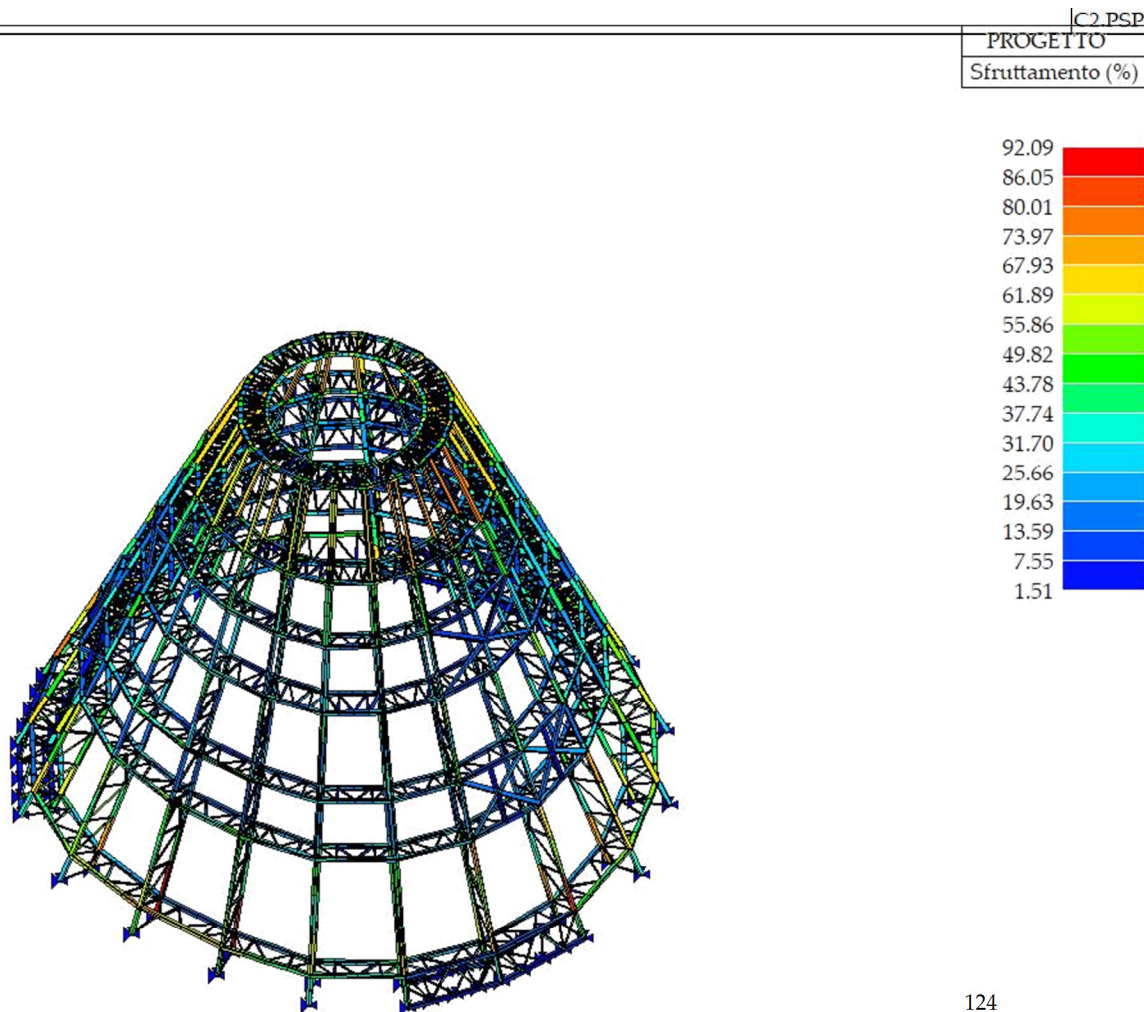


Figura 2a.19 (Parte II) - Stato di progetto, sfruttamento degli elementi.

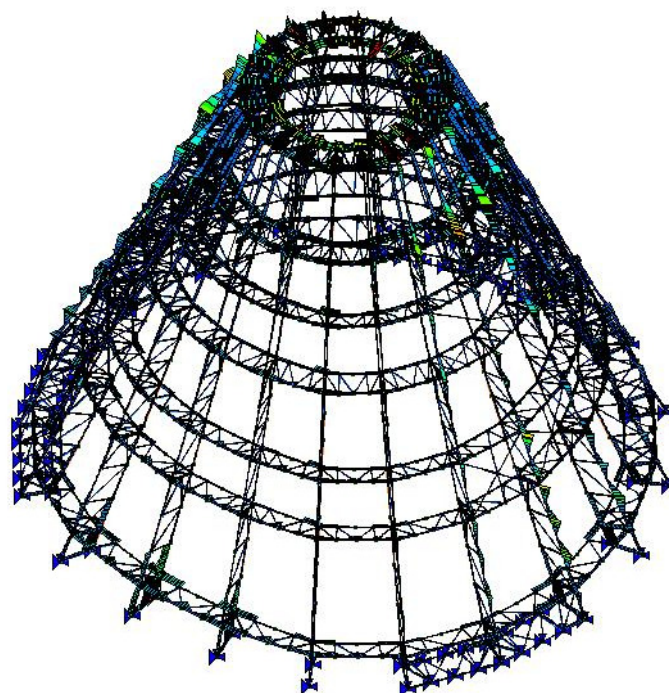
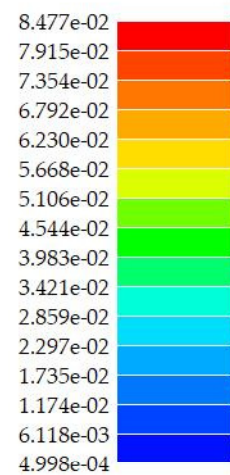


Figura 2a.20 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica a taglio torsione

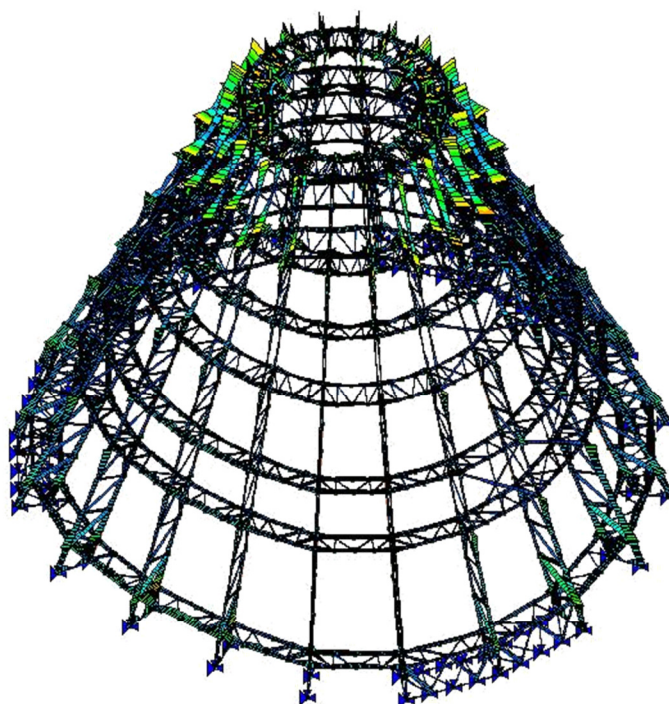
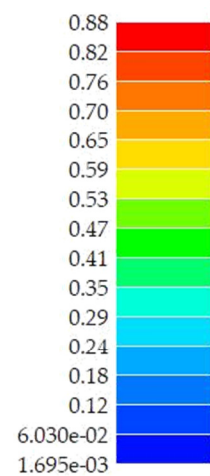


Figura 2a.21 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica a presso tenso flessione

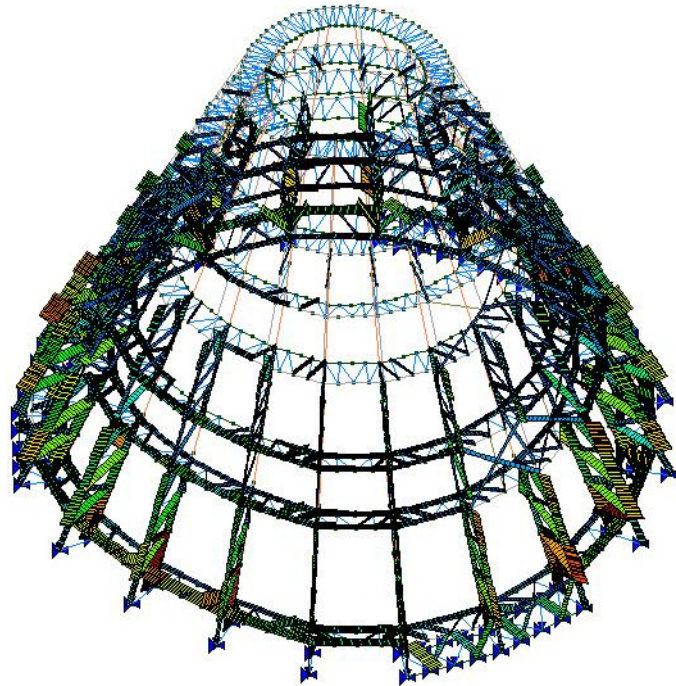
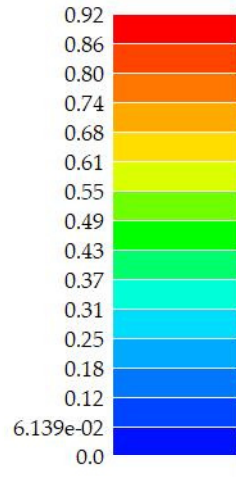


Figura 2a.22 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica a presso flessione

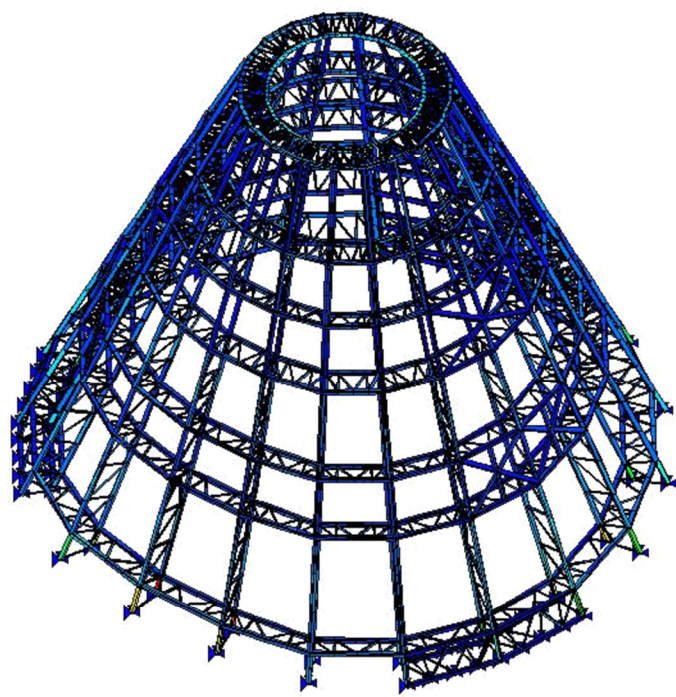
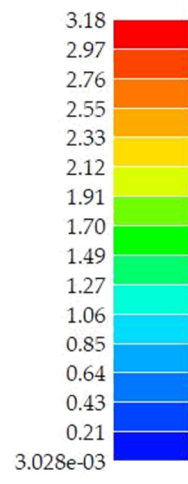


Figura 2a.23 (Parte II) - Verifiche SLE, freccia



## Commenti

I grafici dello sforzo normale si vede che la struttura è interamente compressa, sia nei costoloni che negli irrigidimenti orizzontali. Il carico da vento in direzione Y tuttavia genera sforzi di trazione, seppur con valori minimi. Gli sforzi di compressione sono maggiori alla base e decrescono con lo sviluppo verticale della copertura. Gli sforzi di taglio sono maggiori in corrispondenza dei nodi con valori positivi nei nodi più in alto e negativi in quelli in basso. Ne deriva che il momento flettente generato sia massimo nei punti dove il taglio è nullo ovvero nella zona mediana delle travi.

Dalle deformate si evince che la parte della struttura più sollecitata è in corrispondenza della cerchiatura di sommità. In particolare, la parte più critica è in corrispondenza della porzione compresa tra l'ultimo ordine di abbaini e l'imposta della cupola a cipolla di sommità. L'analisi dinamica ha evidenziato la massima sollecitazione nella zona superiore laddove si verificano spostamenti con una frequenza di circa 1,45 Hz (il range di valori va da 1,45 Hz a 1,50 Hz) e un periodo T di 0,67/0,69 secondi. Il periodo fondamentale T1 della struttura, calcolato secondo l'EC 8, è 0.732 s. I modi di vibrare che maggiormente sollecitano la struttura sono il secondo e il terzo in entrambe le direzioni X e Y. Il secondo modo presenta prevalentemente una sola componente di traslazione lungo l'asse di spostamento mentre il terzo modo è composto anche da una, seppur non così evidente, componente torsionale rispetto al punto centrale. Il secondo modo di vibrare sollecita maggiormente la struttura quando l'angolo di ingresso del sisma è pari a 0 mentre il terzo modo di vibrare crea tensioni più significative con un angolo di ingresso di 90° rispetto al sistema di riferimento.

La verifica secondo gli eurocodici è stata soddisfatta per tutti gli elementi, con uno sfruttamento massimo, espresso in termini percentuali, del 92% circa. Gli elementi sollecitati in maniera più significativa sono irrigidimenti delle travi reticolari e le porzioni dei costoloni nell'ultimo tratto compreso tra la sesta cerchiatura e la sommità. Questo è dovuto al fatto che quest'ultima porzione presenta un angolo differente rispetto alla struttura sottostante. I costoloni infatti non sono rettilinei ma formano un angolo di 4° di nell'ultimo tratto.

Un analogo considerazione può essere fatta per quanto riguarda le verifiche agli SLU. La verifica per taglio torsione evidenzia che la parte maggiormente sollecitata è l'ultimo tratto della struttura. Tuttavia i valori sono ampiamente soddisfatti con un massimo di 8.5<sup>-2</sup> in confronto alla normativa. La verifica per presso tenso flessione evidenzia invece dei massimi di 0,88, con la porzione superiore maggiormente sollecitata. La verifica per presso flessione invece evidenzia una sollecitazione evidente nei tratti di costoloni compresi tra l'imposta e il primo ordine di abbaini con un valore massimo di 0,92.

Va sottolineato che la snellezza della struttura risulta essere non congruente con gli attuali valori di progetto secondo normativa. Tuttavia, essendo la struttura degli anni '70, questo

aspetto non risulta essere anomalo in quanto la progettazione della snellezza era un parametro non obbligatorio ma solo consigliato.

La freccia 1000/L evidenzia che la struttura agli SLE è globalmente verificata con valori molto bassi intorno allo 0,2. Solo alcune piccole porzioni di struttura, collocate nell'imposta e in corrispondenza dell'irregolarità in pianta, presentano valori superiori a 3.

### c. La copertura del XXI Secolo

#### Modellazione

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi trave D2, generati interpolando la prima cerchiatura e quella di sommità. La sezione di tali costoloni è di 32x82 cm con il lato corto rivolto verso l'interno della cupola. Le cerchiature hanno invece una sezione di 54x24 cm, con il lato maggiore rivolto verso il basso. La cerchiatura di sommità ha invece sezione quadrata 40x40 cm. Tra un ordine di abbaini e l'altro sono stati generati i controventi tramite l'utilizzo di elementi D3 con spessore 12 cm. Per realizzare le cerchiature alla stessa altezza è stato utilizzato il comando "intersezione piano-retta" generando i nodi, successivamente intersecati alle travi, alle quote esatte degli irrigidimenti. I nodi alla base sono stati quindi vincolati alla traslazione nelle direzioni X,Y e Z in modo da non risultare nodi liberi. Tutte gli elementi sopra descritti sono realizzati con materiale Legno Lamellare omogeneo GL32h (Tabella 2c.1 (Parte II)), numero 133 del programma.

Proprietà	Simbolo	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
	$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Modulo a taglio	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Modulo a rototaglio	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densità	$r_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$r_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Tabella 2c.1 (Parte II) - Caratteristiche meccaniche legno lamellare omogeneo con evidenza su quello di progetto, UNI EN 14080:2013.

Per un'applicazione più diretta dei carichi e dei pesi propri degli elementi non strutturali, sono stati generati per l'intera struttura, pannelli di tamponamento tramite lo strumento solaio. Questi elementi si distinguono in quanto, attivando la spunta "usa come pannello", non danno contributo di rigidezza alla struttura e servono quindi per calcolare i pesi propri e per un'applicazione automatica dei carichi da neve, vento e sovraccarichi accidentali. I pannelli sono suddivisi in due categorie:

- I pannelli posizionati lungo le file degli abbaini non donano contributo di peso alla struttura in quanto il pacchetto di copertura non è presente. Gli abbaini infatti vengono applicati come carichi concentrati lungo le travi d'ambito. Per questo motivo, i pannelli assumono un ruolo fittizio per la sola applicazione dei sovraccarichi accidentali. È stato quindi assegnato il materiale numero 158 del programma, un materiale infinitamente rigido ma senza contributo di peso. Questo materiale non va ad influire sulle simulazioni in quanto l'elemento pannello di per sé non dona contributo di rigidità. L'elemento così creato, con uno spessore ininfluenza di 0,1 cm, non altera quindi le proprietà della sottostruttura ma ne facilita solamente l'applicazione dei carichi.
- Ai rimanenti pannelli è stato invece assegnato il materiale Legno X-Lam numero 144, le cui caratteristiche meccaniche sono trascurabili. Lo spessore assegnato è risultato del calcolo derivato a seguito dell'analisi dei carichi, tale che il carico applicato fosse di 100 DaN/mq.

L'intera struttura è stata traslata di 28 metri lungo l'asse Z in modo da simulare l'altezza effettiva di imposta della cupola.

## Analisi Dei Carichi

### Cupola

I carichi della cupola sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel precedente paragrafo. I pesi propri della struttura sono generati in automatico dal programma mentre quelli degli elementi non strutturali sono calcolati per un valore di 100 DaN/mq (pannelli in legno, lamiera, finitura). L'applicazione dei carichi da Neve e Vento è stata invece calcolata secondo le mappe fornite (fig. 2c.1 (Parte II)). La zona di Mosca presenta un carico neve medio di 200 DaN/mq e un carico del vento di circa 100 DaN/mq.

**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СНЕГОВЫМ НАГРУЗКАМ**  
MAPPA CARICHI NEVE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ТЕМПЕРАТУРЕ В ЯНВАРЕ**  
MAPPA TEMPERATURA MINIMA INVERNALE



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО СКОРОСТИ ВЕТРА**  
MAPPA VELOCITA' MASSIMA DEL VENTO



**КАРТА РАЙОНИРОВАНИЯ ПО ДАВЛЕНИЮ ВЕТРА**  
MAPPA CARICHI VENTO



Fig. 2c.1 (Parte II) - Mappe neve e vento da Normativa Russa, fornita dalla società 000 Atrium.

Il sovraccarico accidentale dovuto alla manutenzione è ricavato dall'EC 0.

## Cipolla

La cupola a cipolla posta sulla sommità della cupola non è stata modellata ed è stata invece applicata come carico linearmente distribuito lungo l'ultima cerchiatura. Lo schema ipotizzato per l'applicazione dei carichi è quello descritto nell'immagine 2.

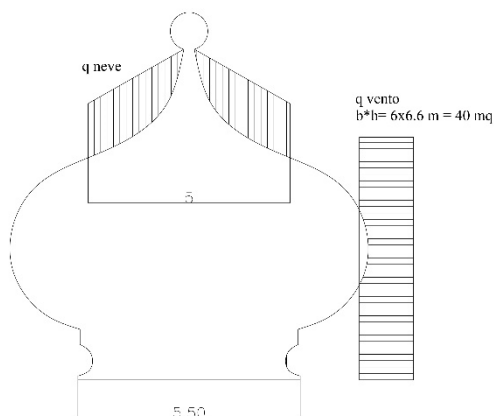


Fig. 2c.2 (Parte II) - Schema dell'applicazione dei carichi di neve e vento sulla cupola a cipolla

I pesi degli elementi strutturali e non strutturali sono stati calcolati secondo le stratigrafie descritte nel paragrafo precedente. Si riportano i calcoli effettuati nelle tabelle 2c.2-2c.3 (Parte II).

Pesi Strutturali		
Pannelli multistrato	500	Kg/mc
Lamellare GL32h	470	Kg/mc
Acciaio	7800	Kg/mc
Rame	8960	Kg/mc
Tavolato	500	Kg/mc

Tabella 2c.2 (Parte II) -Pesi Specifici dei materiali di progetto

Descrizione	Superficie (mq)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Multistrato =80mm Solette	48		3,8	1920
Multistrato =60mm Solette	24		1,4	720
Corona in acciaio 40 cm h10 Ø550			0,1	546
Corona in acciaio 20 cm h10 Ø275		4	0,1	546
Travi GL32h 14x14		2	1,1	508
Croce in Acciaio sp.30 mm L=200 mm			0,0	281
Tavolato =30mm	221		6,6	3315
Lamiera rame 12/10 mm	221		0,3	2376
Setti s=80 mm GL32h	274		21,9	10302
Scala in acciaio		2		100
Sovraccarico solai 50 kg/mq		3		896
Neve 200 kg/mq *	20			3925
<b>Totale Carichi Verticali</b>				<b>25435</b>

Tabella 2c.3 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura

\* Nella stima dell'azione della neve non si è tenuto conto del carico agente laddove la tangente dell'angolo fosse superiore a  $60^\circ$  come descritto nel c3.4.3.3.1 della Circolare 21 gennaio 2019.

Da normativa, la combinazione delle azioni per lo stato limite ultimo definisce un moltiplicatore di 0,7 per i pesi propri. Tuttavia, in via cautelativa, si sono presi in considerazione moltiplicatori pari a 1 andando quindi a valutare l'intero peso della struttura sottoposta a carico da neve in regime pieno.

Le azioni orizzontali del vento non sono state applicate in quanto considerate trascurabili al fine dei calcoli globali della sottostruttura. Inoltre, l'applicazione di un momento direttamente sulle travi di sommità genererebbe un momento torcente delle travi, azione poco plausibile nella realtà in quanto la struttura tenderebbe a ribaltarsi rigidamente.

Il carico della cupola è stato poi ripartito linearmente lungo la circonferenza di imposta, con diametro di 5,5 m. Il risultato così ottenuto è:

**Cupola a Cipolla**

**Totale Carichi Verticali**

1443 DaN/m

## Abbaini

Il calcolo del peso degli abbaini è avvenuto in maniera analoga a quello sopra descritto della cipolla. Le tre file di abbaini sono state calcolate separatamente. La ripartizione dei carichi è stata ipotizzata come segue:

- Trave Superiore pressoché scarica, il carico qui distribuito è pari al 5%.
- Trave Inferiore caricata dell'intero perso dell'abbaino.
- Travi Laterali sono quelle maggiormente caricate, con l'azione delle pareti di tamponamento, il pacchetto di copertura e il solaio comprensivo dell'azione agente della neve.

I pesi strutturali degli elementi sono riportati in *Tabella 2c.4 (Parte II)*. Si riportano i calcoli effettuati in *Tabella 2c.5 (Parte II)*.

### Pesi Strutturali

Pannelli sandwich	150	Kg/mc
Vetrocamera	30	Kg/mq
Decorazioni		Kg/mc
Legno serramento	500	Kg/mc
Neve	200	Kg/mq

*Tabella 2c.4 (Parte II) - Pesi Specifici dei materiali*

Descrizione	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,35	6	0,18	91
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,28	28	0,01	5
Vetrocamera	0,05		24		39
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	3,46	1	0,03	16
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,24	10	0,00	1
Vetrocamera	0,05		6		10
Peso Serramento					161
Altri carichi permanenti 5%					8
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					169
Pannello Sandwich Verticale 200mm	3,33		2	0,67	200
Pannello Sandwich Orizzontale 200mm	2,98			0,60	89
Neve	2,98				595
Altri carichi permanenti 5%					44
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					928

*Tabella 2c.5 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del primo ordine di abbaini.*



Le azioni orizzontali del vento non sono state calcolate in quanto già applicate direttamente sui pannelli precedentemente creati. La ripartizione dei carichi sulle travi è stata effettuata tenendo conto del caso più cautelativo, ovvero della trave con lunghezza minore tra quelle presenti nella struttura ed è riportata in *Tabella 2c.6 (Parte II)*.

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>	<b>Lunghezza Trave</b>	<b>Carico Distribuito</b>
Trave superiore 5%	8 DaN	2,95 m	3 DaN/m
Trave inferiore	157 DaN	3,5 m	45 DaN/m
Trave destra	455 DaN	4,3 m	106 DaN/m
Trave Sinistra	455 DaN	4,3 m	106 DaN/m

*Tabella 2c.6 (Parte II) - Ripartizione dei carichi del primo ordine di abbaini*

Per quanto riguarda gli altri due ordini, il procedimento è analogo e si riportano di seguito le *tabelle 2c.7-2c.10 (Parte II)* coi relativi valori di calcolo. I pesi specifici dei materiali sono gli stessi riportati nella *Tabella 2c.4 (Parte II)*.

<b>Descrizione</b>	<b>Sezione (mq)</b>	<b>Sviluppo (m)</b>	<b>Quantità</b>	<b>Volume (mc)</b>	<b>Peso (kg)</b>
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,86	6	0,15	77
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,25	28	0,01	4
Vetrocamera	0,04		24		29
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,66	1	0,02	12
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,21	10	0,00	1
Vetrocamera	0,04		6		7
Peso Serramento					131
Altri carichi permanenti 5%					7
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					138
Pannello Sandwich Verticale 200mm	2,80		2	0,56	168
Pannello Sandwich Orizzontale 200mm	2,51			0,50	75
Neve	2,51				501
Altri carichi permanenti 5%					37
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					782

*Tabella 2c.7 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del secondo ordine di abbaini.*

<b>Ripartizione dei carichi verticali</b>	<b>Carico</b>	<b>Lunghezza Trave</b>	<b>Carico Distribuito</b>
Trave superiore 5%	7 DaN	2,25 m	3 DaN/m
Trave inferiore	128 DaN	2,75 m	47 DaN/m
Trave destra	383 DaN	4 m	96 DaN/m
Trave Sinistra	383 DaN	4 m	96 DaN/m

*Tabella 2c.8 (Parte II) - Ripartizione dei carichi del secondo ordine di abbaini*

Descrizione	Sezione (mq)	Sviluppo (m)	Quantità	Volume (mc)	Peso (kg)
Serramento Parte inferiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,39	6	0,13	65
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,001	0,21	28	0,01	4
Vetrocamera	0,03		24		21
Serramento parte superiore					
Listelli Grossi 95x95 mm	0,01	2,25	1	0,02	10
Listelli Piccoli 35x35 mm	0,00	0,17	10	0,00	1
Vetrocamera	0,03		6		5
Peso Serramento					106
Altri carichi permanenti 5%					5
<b>Totale Carichi Travi orizzontali</b>					111
Pannello Sandwich Verticale 200mm	1,30		2	0,26	78
Pannello Sandwich Orizzontale 200mm	1,18			0,24	36
Neve	1,18				237
Altri carichi permanenti 5%					18
<b>Totale Carichi Travi Verticali</b>					368

Tabella 2c.9 (Parte II) - Calcolo delle azioni verticali della struttura del terzo ordine di abbaini.

Ripartizione dei carichi verticali	Carico	Lunghezza Trave	Carico Distribuito
Trave superiore 5%	5 DaN	1,45 m	4 DaN/m
Trave inferiore	103 DaN	1,85 m	56 DaN/m
Trave destra	180 DaN	3,05 m	59 DaN/m
Trave Sinistra	180 DaN	3,05 m	59 DaN/m

Tabella 2c.10 (Parte II) - Ripartizione dei carichi del terzo ordine di abbaini

I carichi ottenuti sono di seguito riportati in *Tabella 2c.11 (Parte II)*.

### **Carichi della costruzione**

(G2) - Peso Proprio elementi non strutturali	100	DaN/m <sup>2</sup>	1,00E-01	Mpa
(Qk1) - Sovraccarico accidentale (manutenzione)Qkm	50	DaN/m <sup>2</sup>	5,00E-02	Mpa
(Qk2) - Sovraccarico accidentale (neve) Qkn	200	DaN/m <sup>2</sup>	2,00E-01	Mpa
(Qk3) - Sovraccarico accidentale (vento) Qkv	100	DaN/m <sup>2</sup>	1,00E-01	Mpa

### **Cipolla**

<b>Totale Carichi Verticali</b>	1443	DaN/m	1,44E+01	N/mm
---------------------------------	------	-------	----------	------

### **Abbaini 1° ordine**

Trave superiore 5%	3	DaN/m	2,81E-02	N/mm
Trave inferiore	45	DaN/m	4,49E-01	N/mm
Trave destra	106	DaN/m	1,06E+00	N/mm
Trave Sinistra	106	DaN/m	1,06E+00	N/mm

### **Abbaini 2° ordine**

Trave superiore 5%	3	DaN/m	3,00E-02	N/mm
Trave inferiore	47	DaN/m	4,67E-01	N/mm
Trave destra	96	DaN/m	9,57E-01	N/mm
Trave Sinistra	96	DaN/m	9,57E-01	N/mm

### **Abbaini 3° ordine**

Trave superiore 5%	4	DaN/m	3,75E-02	N/mm
Trave inferiore	56	DaN/m	5,58E-01	N/mm
Trave destra	59	DaN/m	5,91E-01	N/mm
Trave Sinistra	59	DaN/m	0,590901	N/mm

*Tabella 2c.11 (Parte II) - Riepilogo dei carichi applicati I carichi sono stati convertiti in N e mm (Mpa) al fine di un inserimento più agevole all'interno del software.*

## Visualizzazione dei risultati e Verifiche

I risultati sono espressi in N e mm (Mpa).

A seguito dell'applicazione dei carichi descritti nei paragrafi precedenti, vi è la visualizzazione dei risultati. Vengono riportati i casi più gravosi. In particolare:

- Grafici delle sollecitazioni in campo statico N, T22, M33; N in campo statico con applicazione carico da vento (*figg. 2.a.3 – 2.a.6 (Parte II)*)
- Confronto con il modello di progetto esecutivo della società 000 Atrium (*figg. 2c.7-2c.14 (Parte II)*)
- Deformate SLU fondamentale, SLU accidentale, SLE rara (*figg. 2c.15-2c.17 (Parte II)*)
- Deformate dei Principali modi di vibrare (*figg. 2c.18-2c.22 (Parte II)*)

A questi risultati segue la progettazione degli elementi e le verifiche secondo gli Eurocodici. La verifica avviene con un confronto diretto dei valori da normativa e pertanto i valori sono espressi in rapporto tra domanda e capacità. La verifica è quindi positiva se il rapporto è uguale o inferiore a 1. Lo stato di progetto permette la visualizzazione dello stato delle verifiche della struttura. Esso viene espresso mediante l'utilizzo di colori con il colore giallo per elementi non progettati (ad esempio elementi di materiale diverso), colore ciano per elementi progettati e verificati, e colore rosso per elementi progettati e non verificati (*fig. 2c.23 (Parte II)*). Il risultato D2 Sfruttamento, espresso in termine percentuale, permette, sempre attraverso l'utilizzo di una mappa di colore, la visualizzazione dei valori di sfruttamento degli elementi trave (*fig.2c.24 (Parte II)*). Come riportato in [26], lo sfruttamento % permette la visualizzazione mediante mappa dei valori di sfruttamento degli elementi strutturali espressi, in percentuale, come il maggiore dei tre rapporti tra le tensioni massime (resistenza, stabilità, svergolamento) e quelle limite di progetto. Le altre verifiche effettuate dal programma per gli elementi trave sono [26] :

- **D2 S.L.U.**\_ verifiche agli Stati Limite Ultimi, composta dalle seguenti parti :
  - Verifica N+/M : Verifica per tensoflessione (*fig.2c.25 (Parte II)*);
  - Ver N-/M: per pressoflessione (*fig.2c.26 (Parte II)*);
  - Ver V/T: Verifica per taglio torsione (*fig.2c.27 (Parte II)*);
  - Stabilità: Verifica per pressoflessione di elementi con snellezza relativa in un piano maggiore di 0.3 (*fig.2c.28 (Parte II)*);
  - Svergolamento: Verifica per instabilità laterale (*fig.2c.29 (Parte II)*).
- **D2 S.L.E.**\_ verifiche agli Stati Limite di Esercizio, composta dalle seguenti parti:
  - Def. ini. R (1000/L): "massima deformazione iniziale in combinazione rara, espressa come rapporto: freccia = X/1000/L esprimibile anche come: freccia =  $X \otimes L / 1000$  dove X è il valore riportato nella *Tabella* mediante mappa di colore, L è la luce dell'elemento considerato. Ad es: per un determinato elemento viene riportato in *Tabella* il valore X =5; la freccia massima ha il seguente valore: freccia =  $5 \otimes L / 1000 = L / 200$ " [26] (*fig.2c.30 (Parte II)*);

- Def. ini. F (1000/L) Massima deformazione iniziale in combinazione frequente (*fig.2c.31 (Parte II)*);
- Def. ini. P (1000/L) Massima deformazione iniziale in combinazione quasi permanente (*fig.2c.32 (Parte II)*);
- Def. fin. R (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione rara (*fig.2c.33 (Parte II)*);
- Def. fin. F (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione frequente (*fig.2c.34 (Parte II)*);
- Def. fin. P (1000/L) Massima deformazione finale in combinazione quasi permanente (*fig.2c.35 (Parte II)*).

I numeri dell'analisi spettrale dinamica corrispondono a:

- 12= alfa=0.0 (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale positiva.
- 13= alfa=0.0 (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione X con eccentricità accidentale negativa.
- 14= alfa=90.00 (ecc. +) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale positiva.
- 15= alfa=90.00 (ecc. -) sisma dinamico allo SLV in direzione Y con eccentricità accidentale negativa.

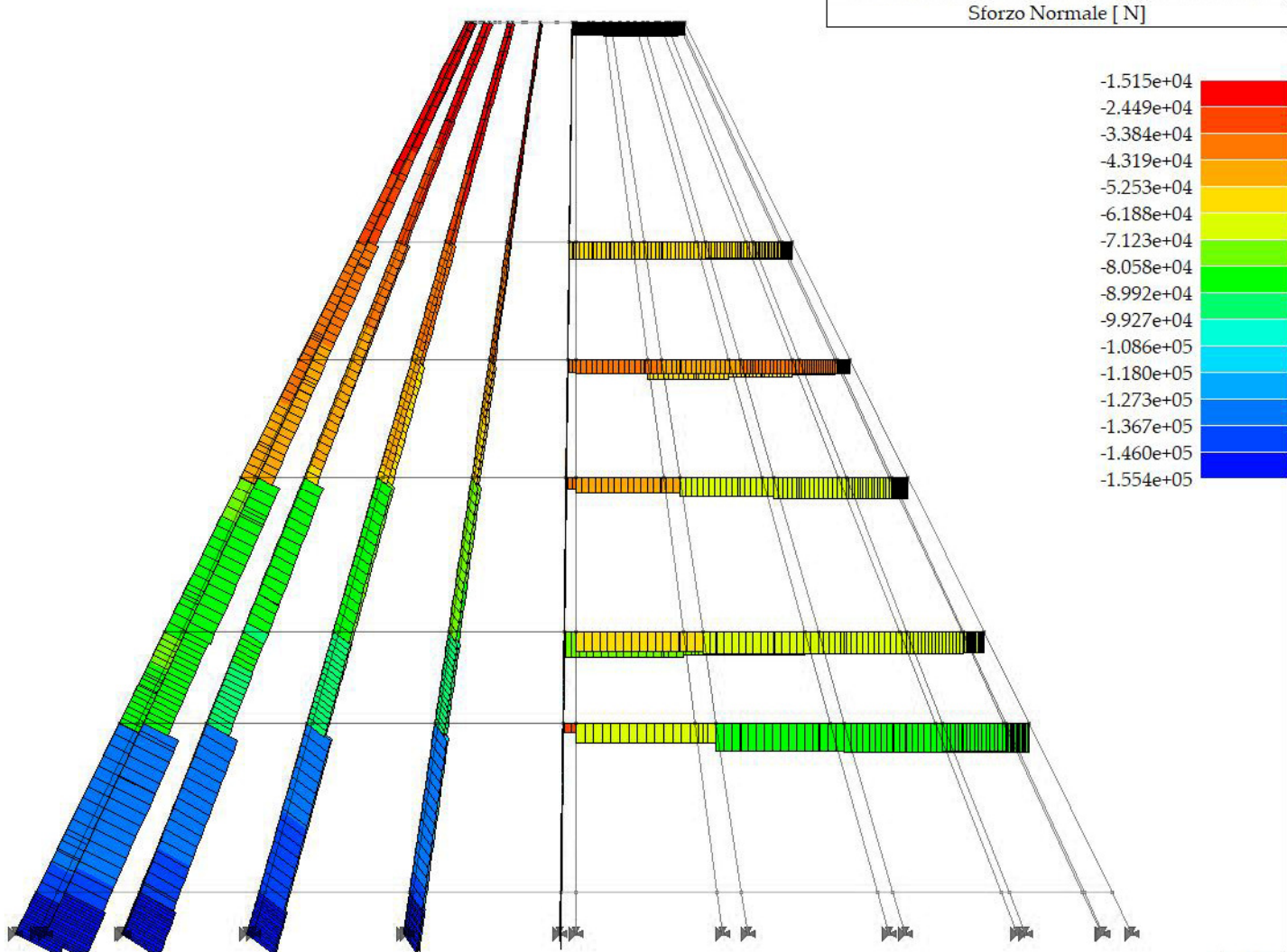


Figura 2c.3 (Parte II) – Sforzo Normale

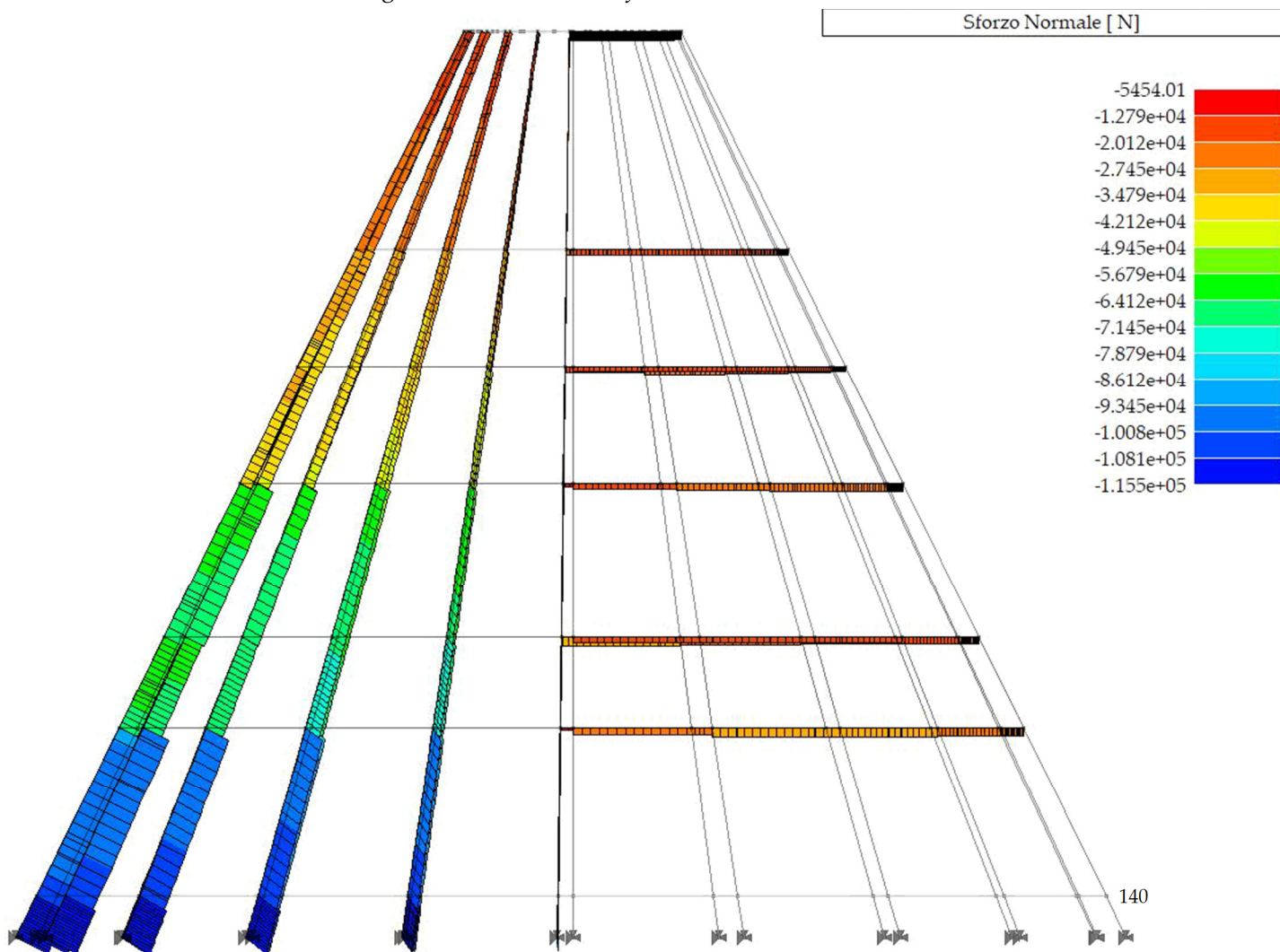


Figura 2c.4 (Parte II) – Sforzo Normale con l'aggiunta dell'azione del vento

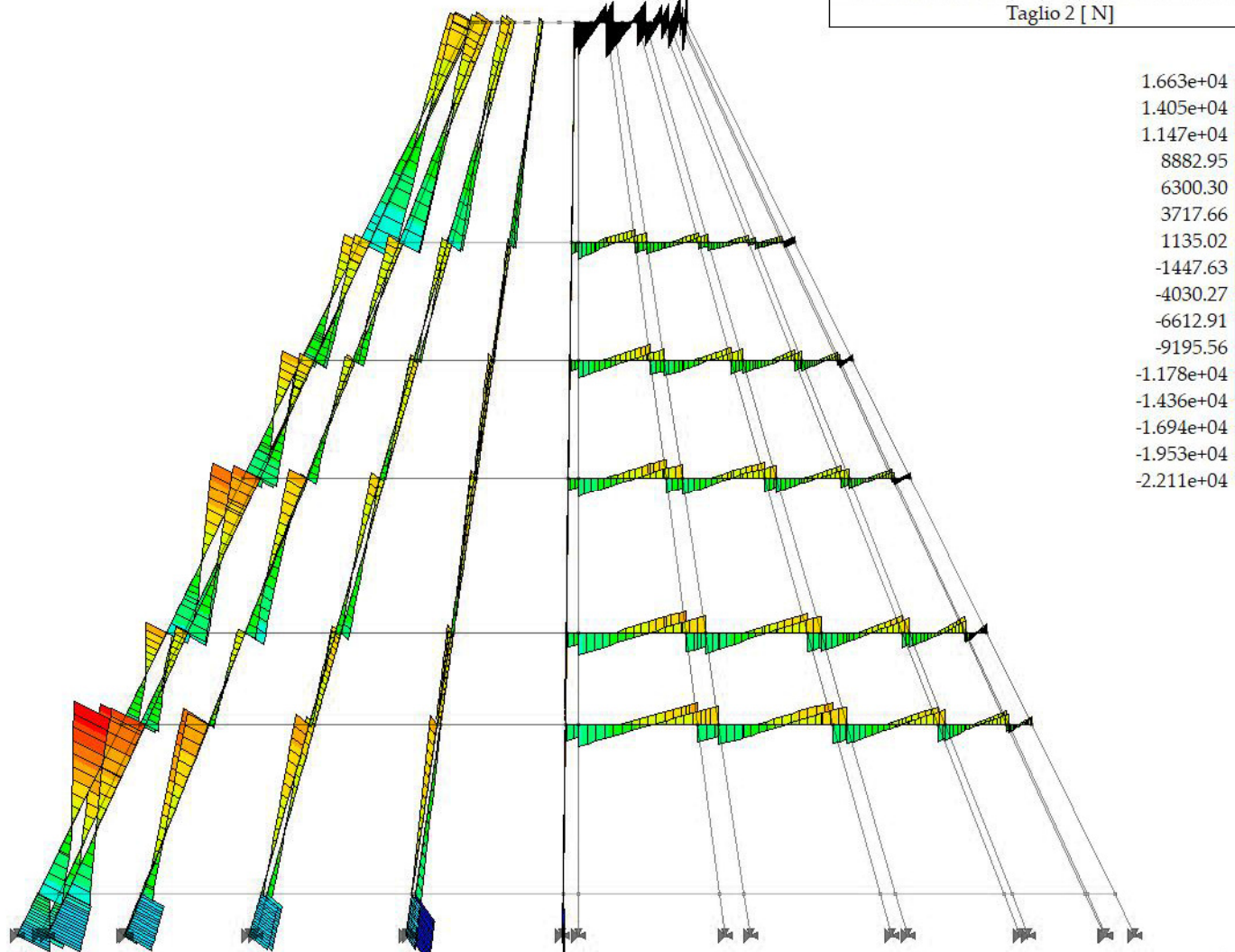


Figura 2c.5 (Parte II) – Taglio 22

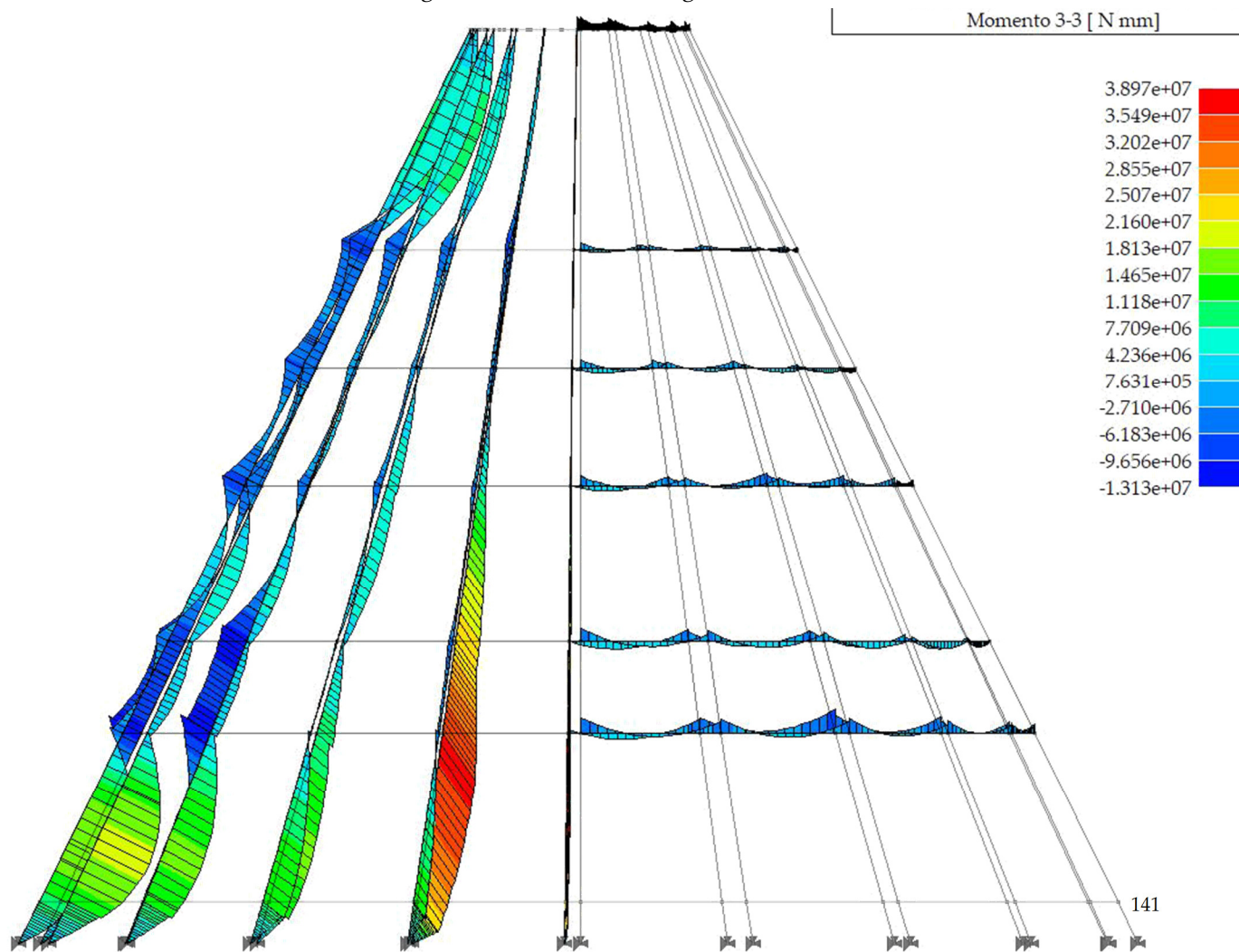


Figura 2c.6 (Parte II) – Momento 33

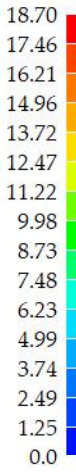
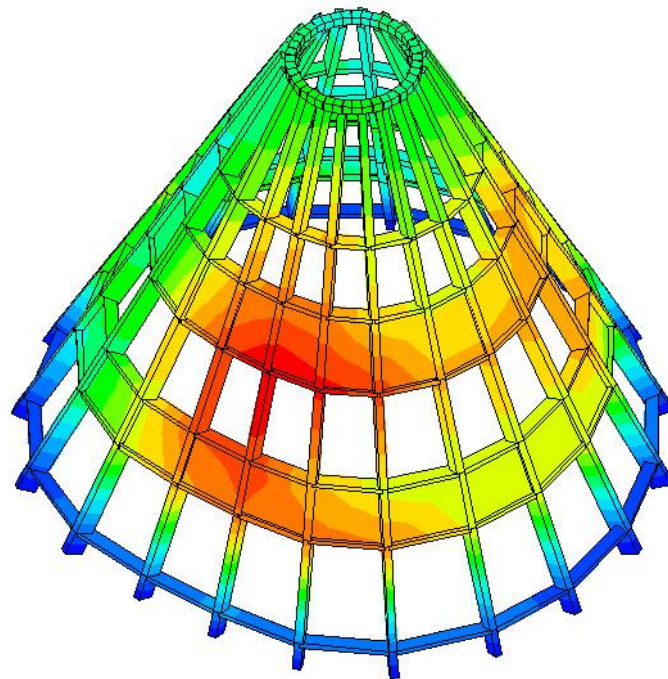
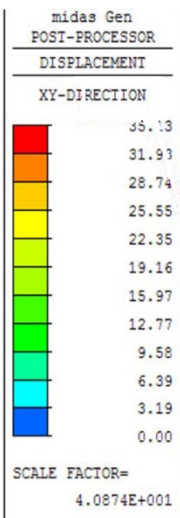
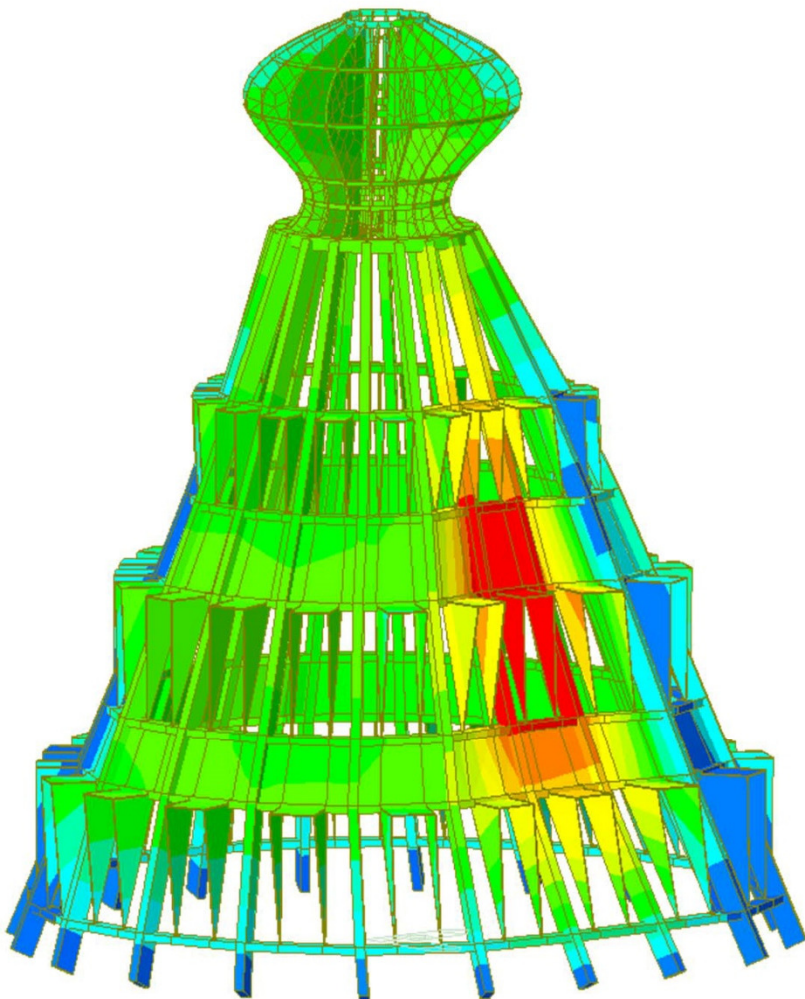


Figura 2c.7 (Parte II) - Deformata SLV



CB: Vento

Figura 2c.7 (Parte II) - Deformata SLV del modello fornito dalla società 000 Atrium



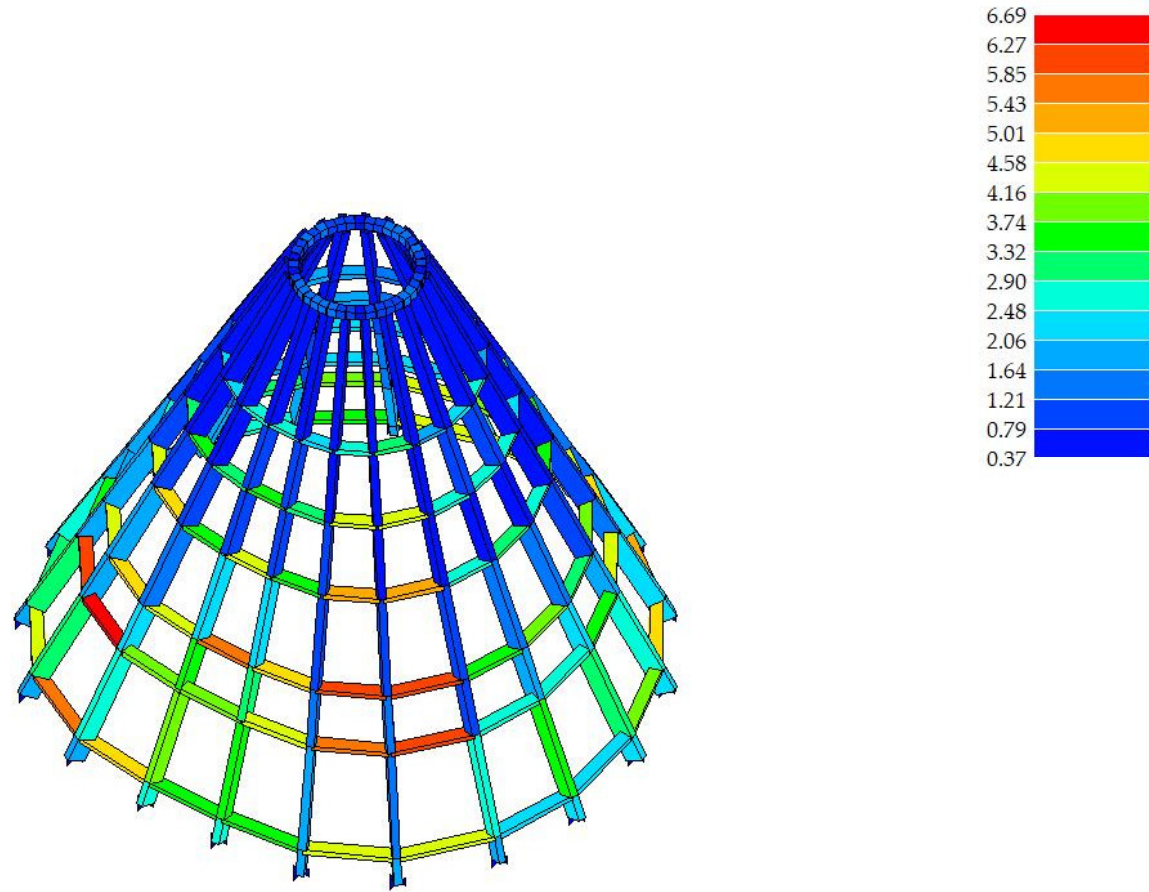


Figura 2c.8 (Parte II) - Valori della sollecitazione in pressoflessione in SLU

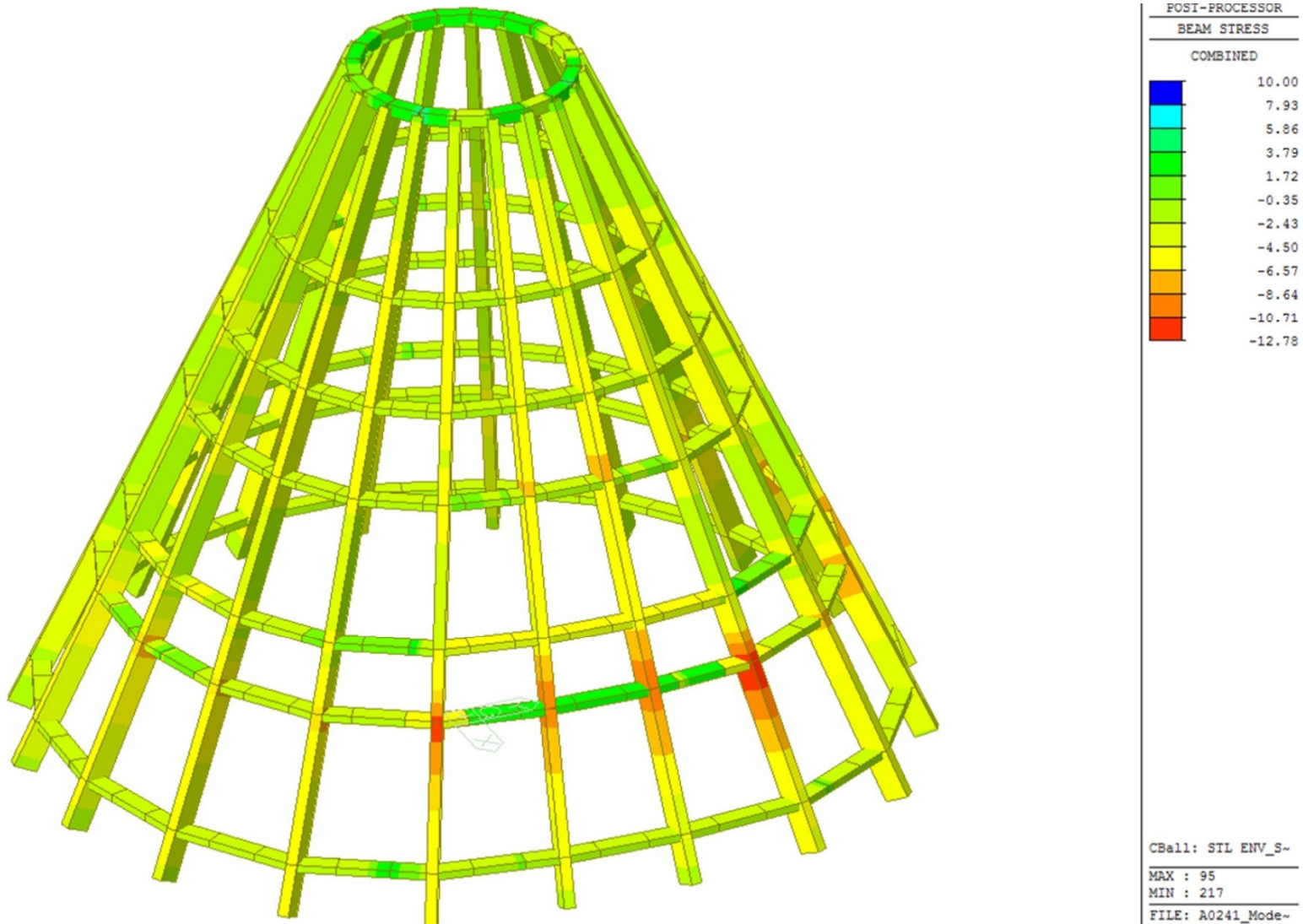


Figura 2c.9 (Parte II) - Valori della sollecitazione in pressoflessione in SLU del modello fornito dalla società 000 Atrium

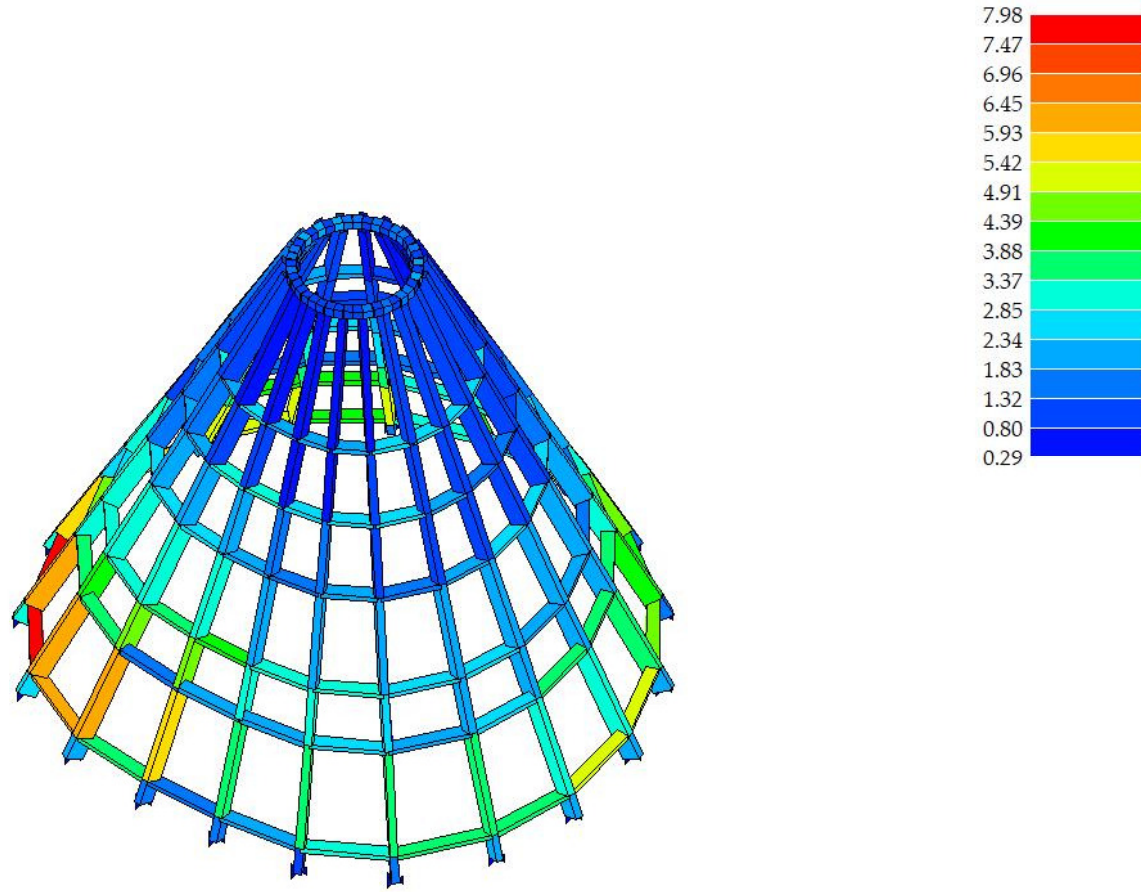


Figura 2c.10 (Parte II) - Valori della sollecitazione in pressoflessione in SLV

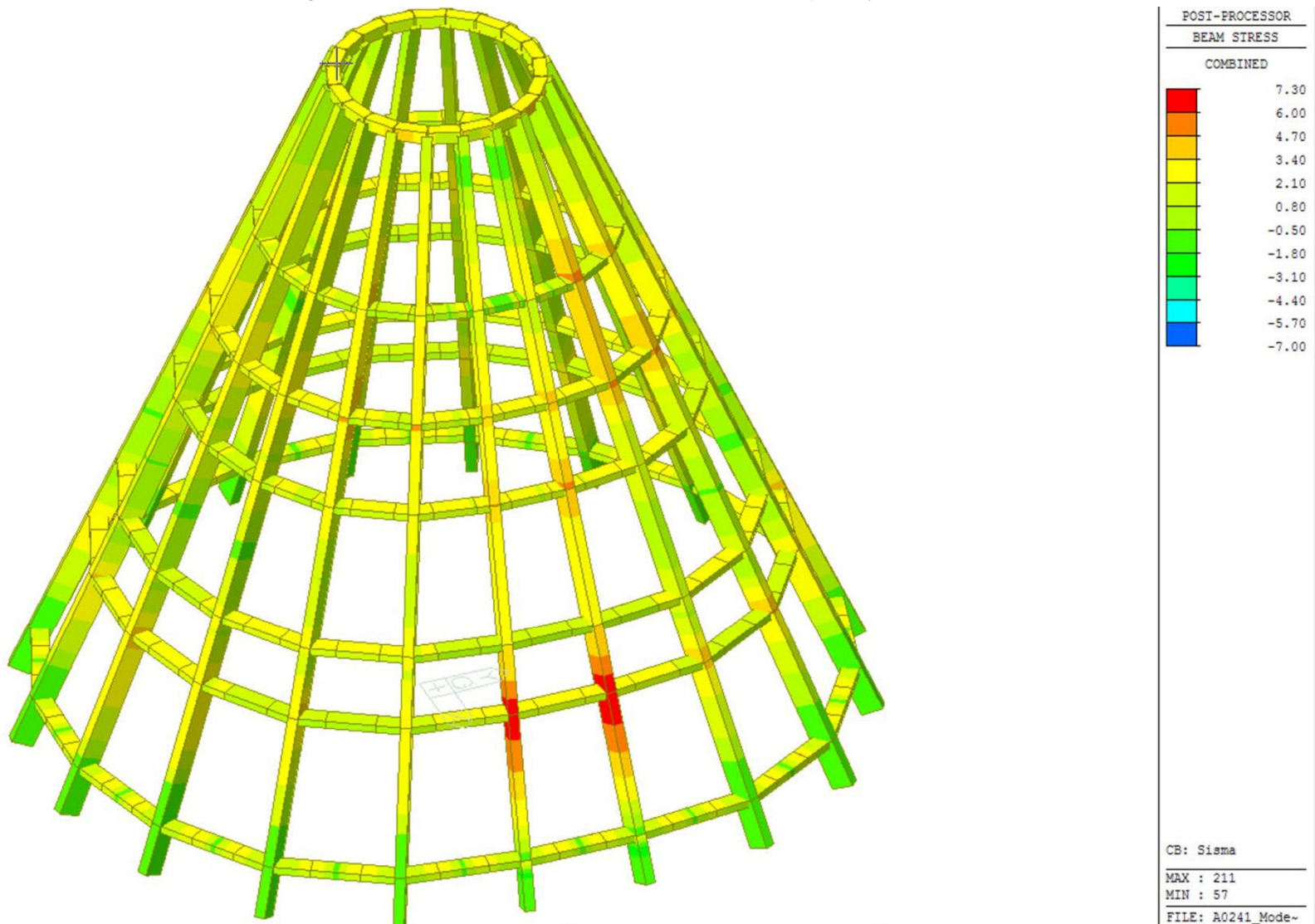


Figura 2c.11 (Parte II) - Valori della sollecitazione in pressoflessione in SLV del modello fornito dalla società 000 Atrium

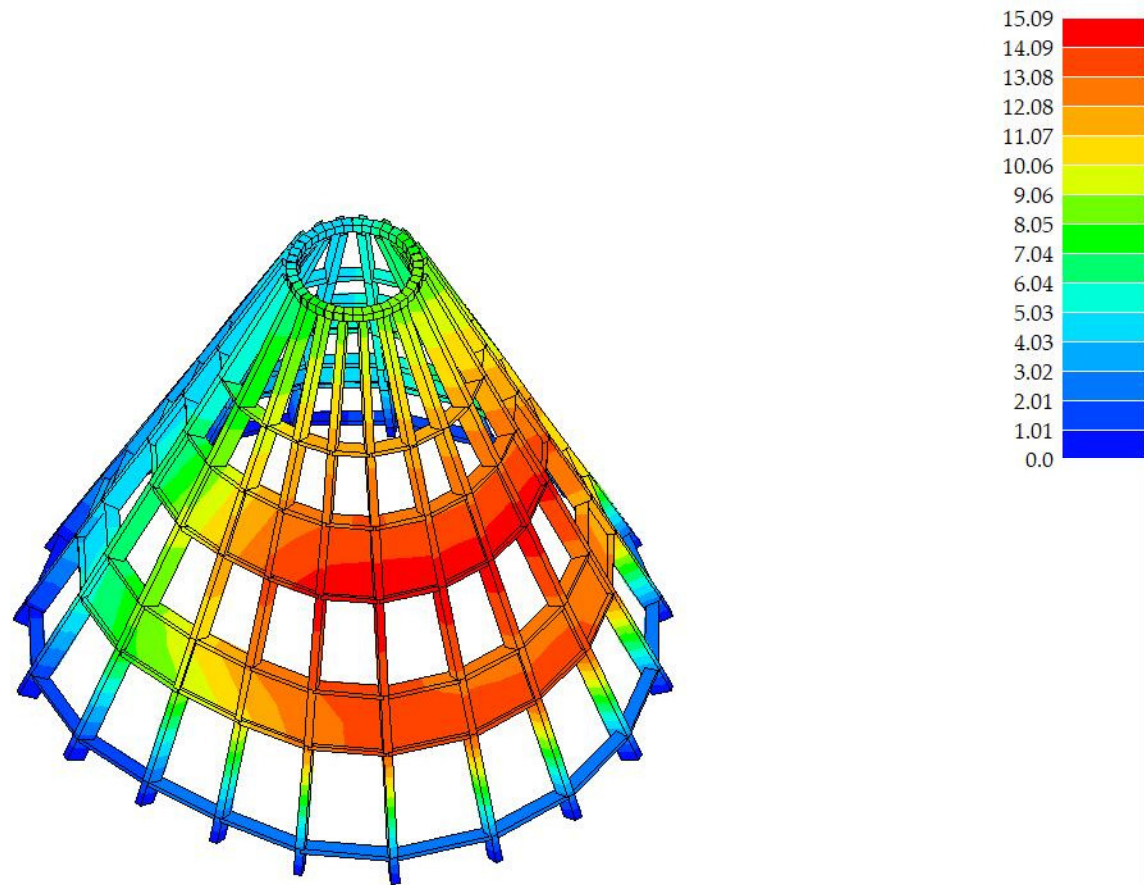


Figura 2c.12 (Parte II) - Deformata principale dell'analisi dinamica Spt. 14, modo 1, freq: 2,23Hz, T:0,45 s

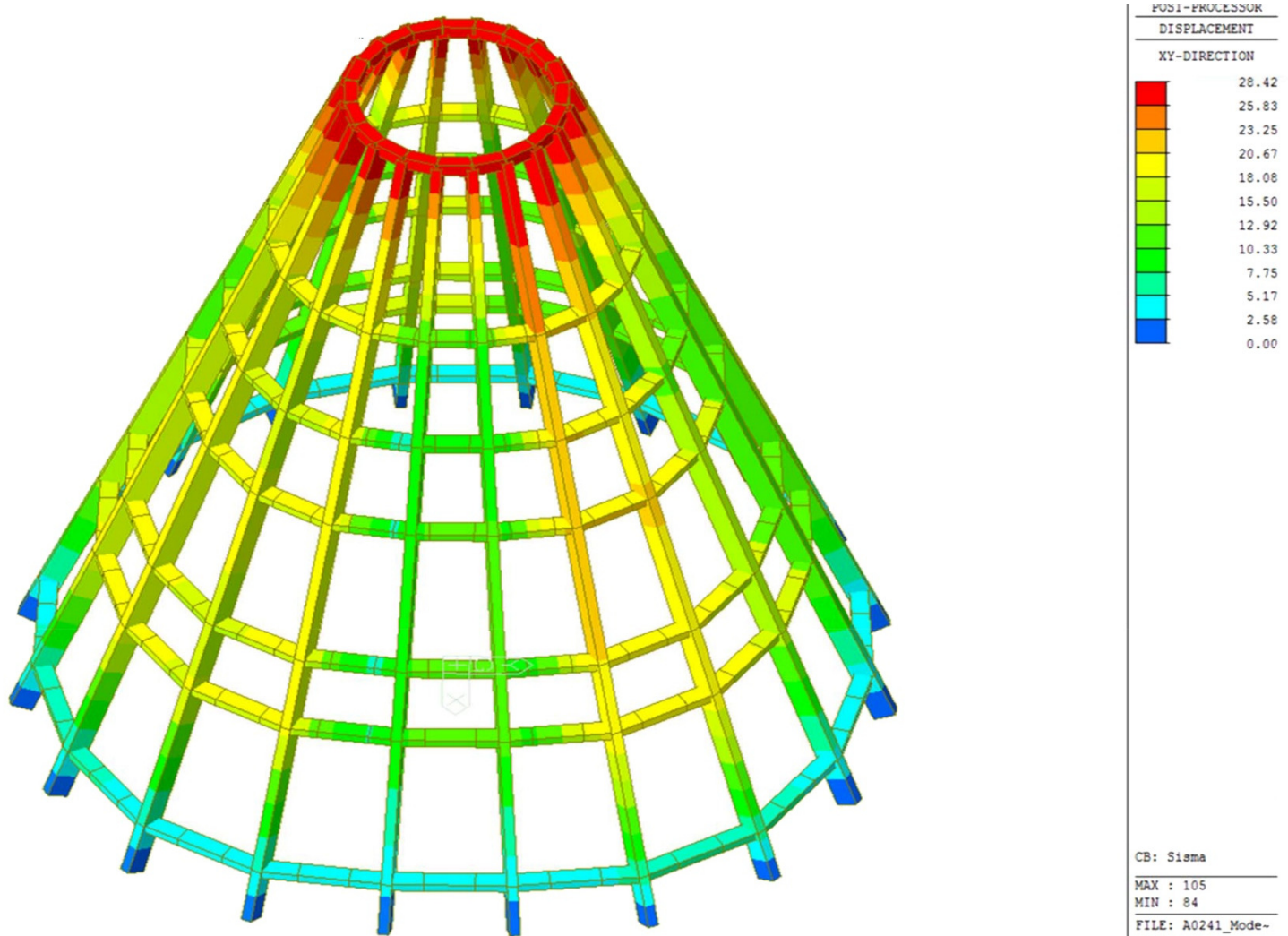


Figura 2c.13 (Parte II) - Deformata principale dell'analisi dinamica del modello fornito dalla società 000 Atrium

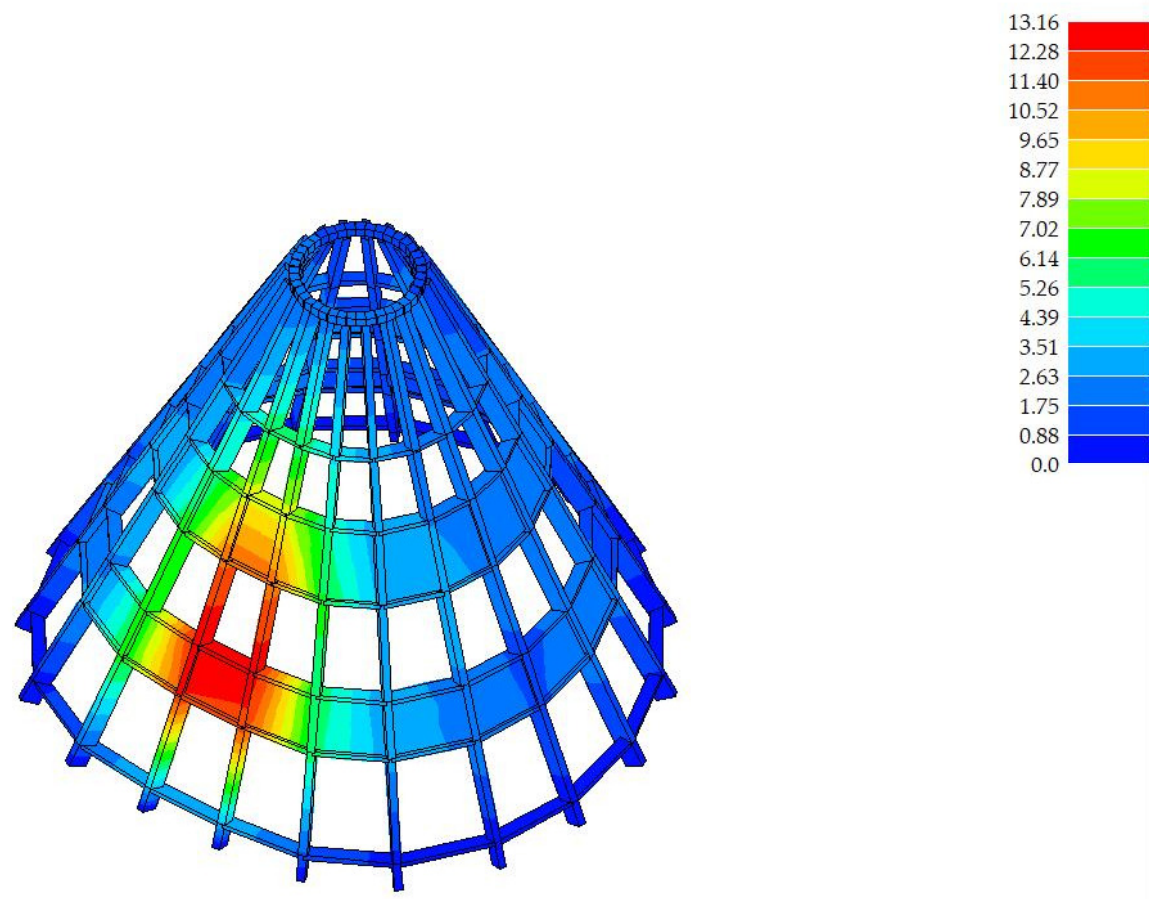


Figura 2c.14 (Parte II) - Deformata SLU

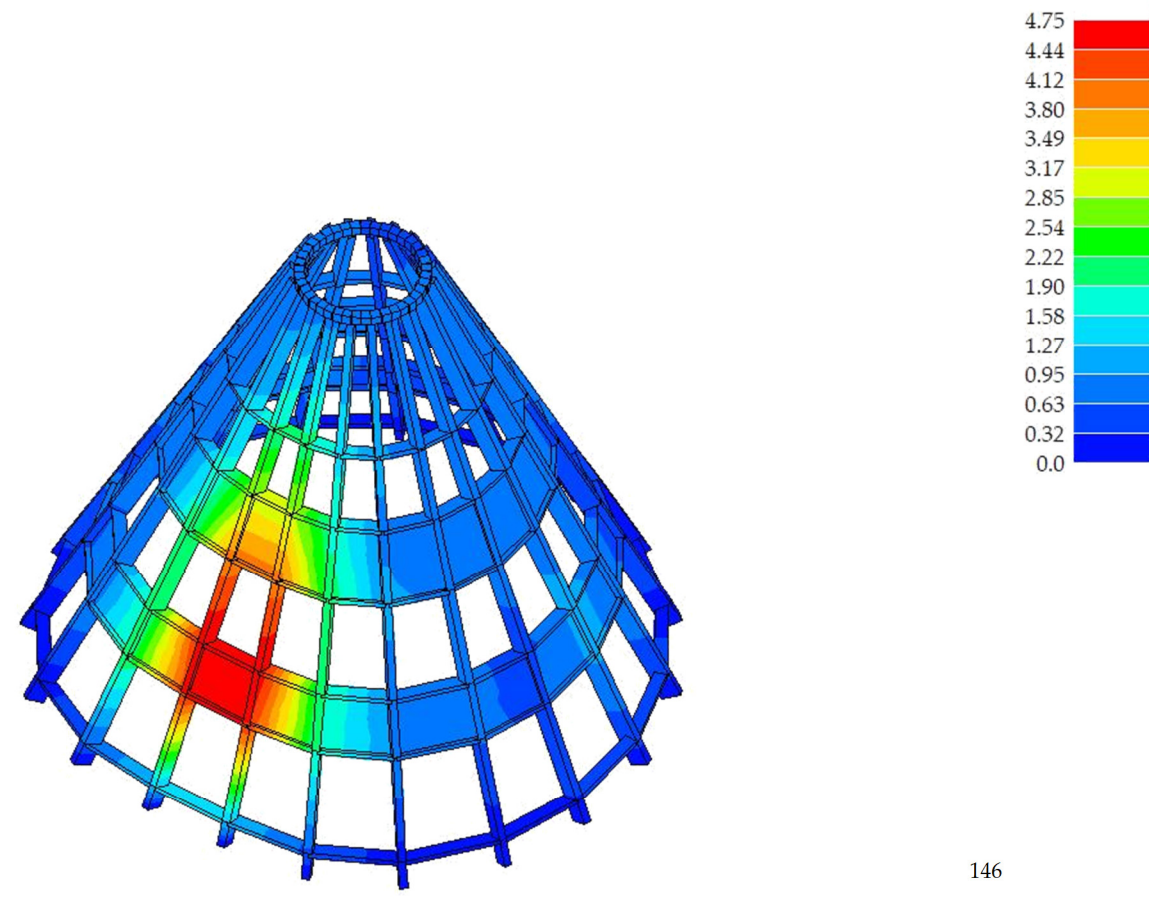


Figura 2c.15 (Parte II) - Deformata SLU accidentale

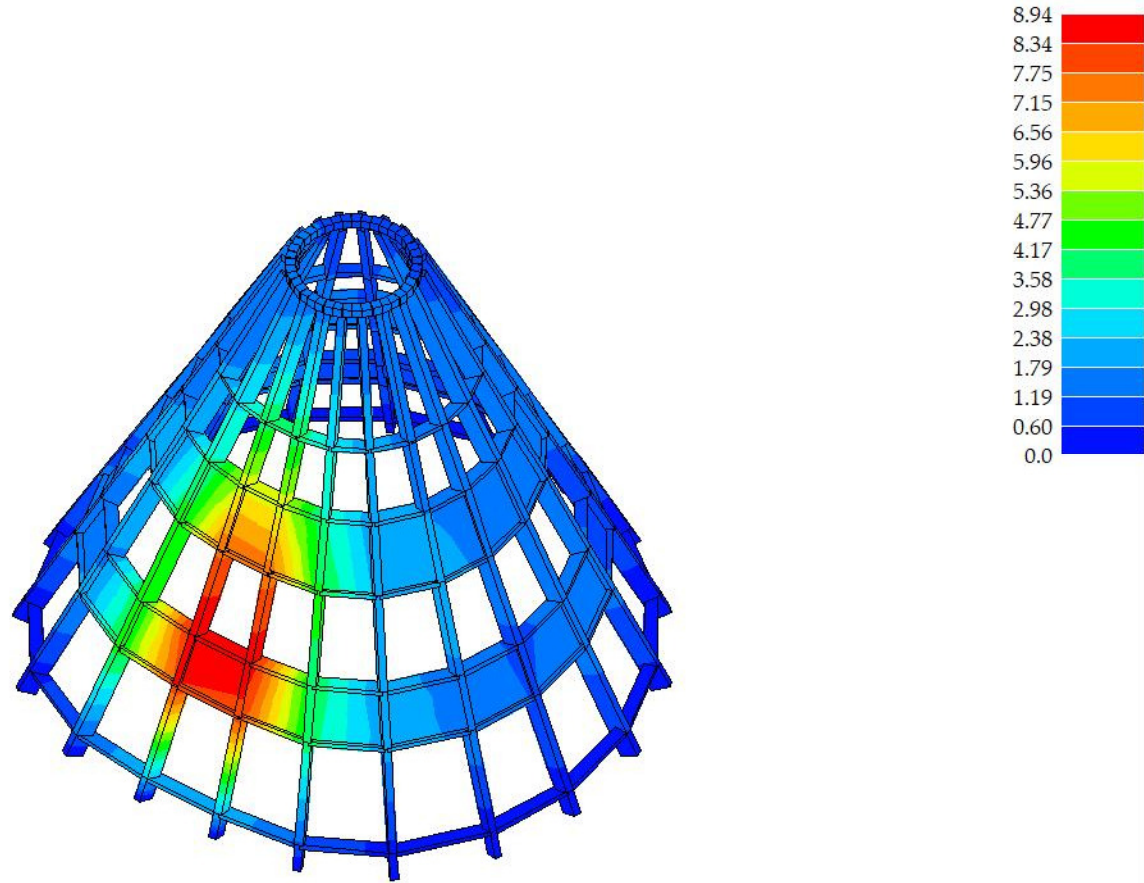


Figura 2c.16 (Parte II) - Deformata SLE (rara)

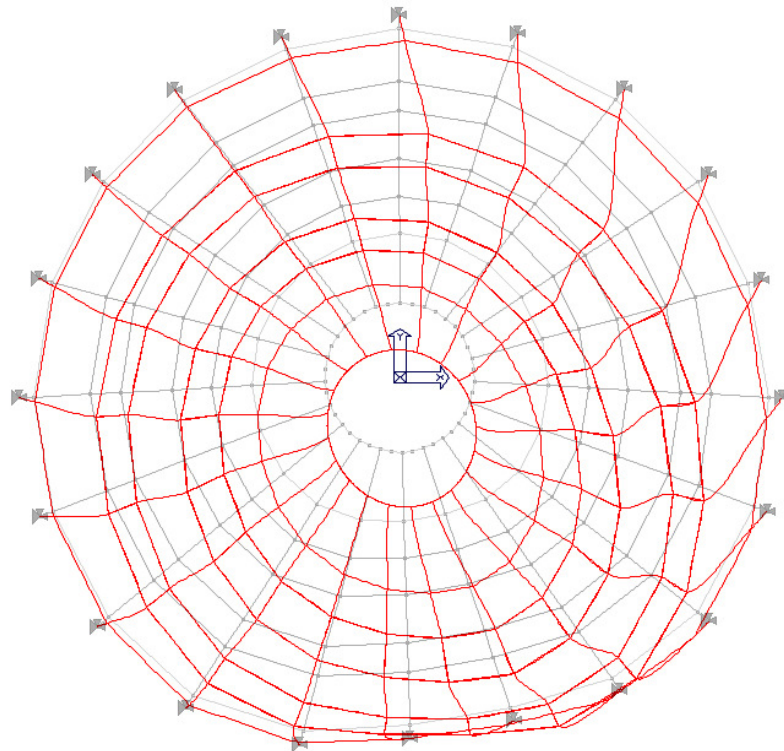


Figura 2c.17 (Parte II) – Primo modo di vibrare in direzione Y

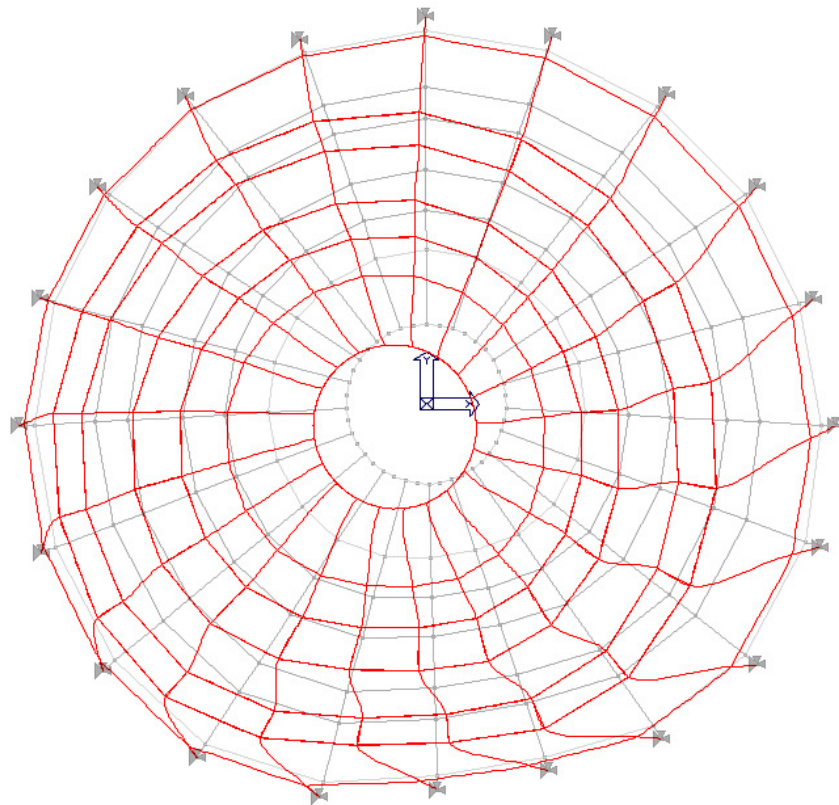


Figura 2c.18 (Parte II) – Secondo modo di vibrare in direzione X

RISULTATI Spt. 12 Modo 2 Freq.= 2.32 Hz T= 0.43 s  
Deformata [ mm]

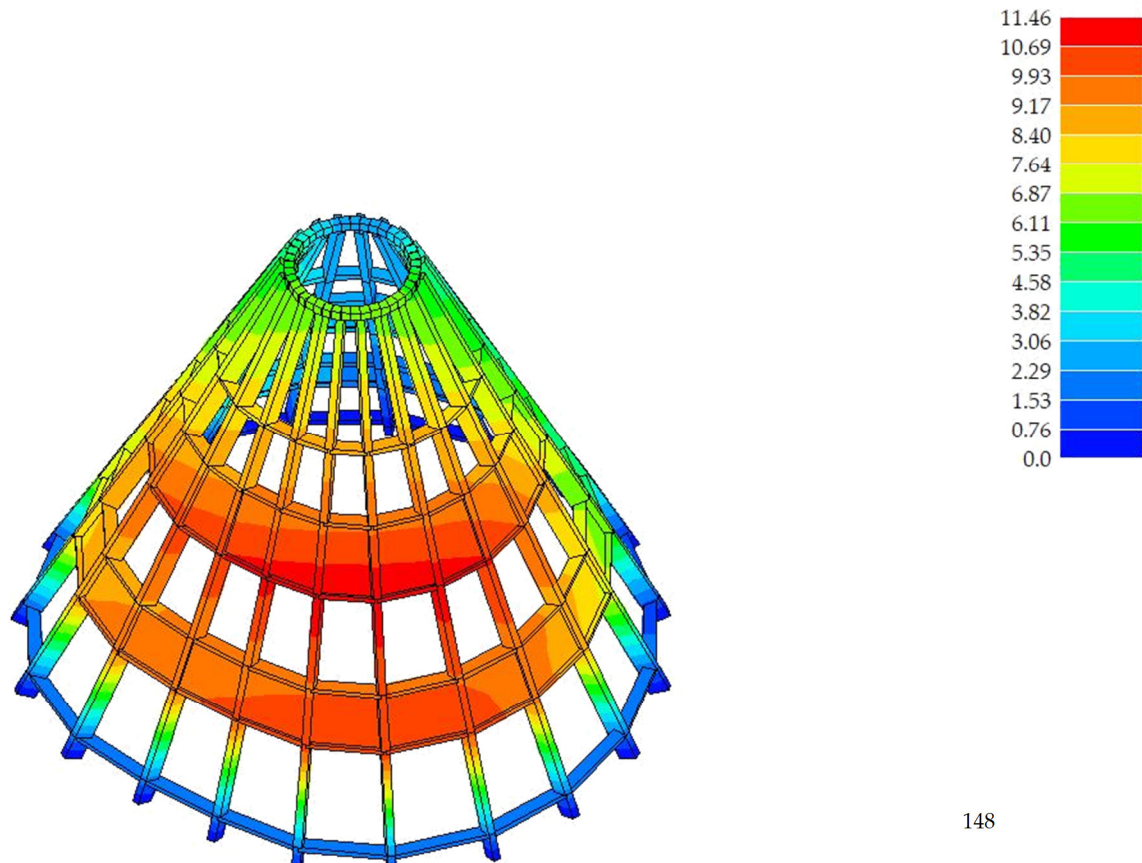


Figura 2c.19 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 12, modo 2, freq: 2,32 Hz, T:0,43 s

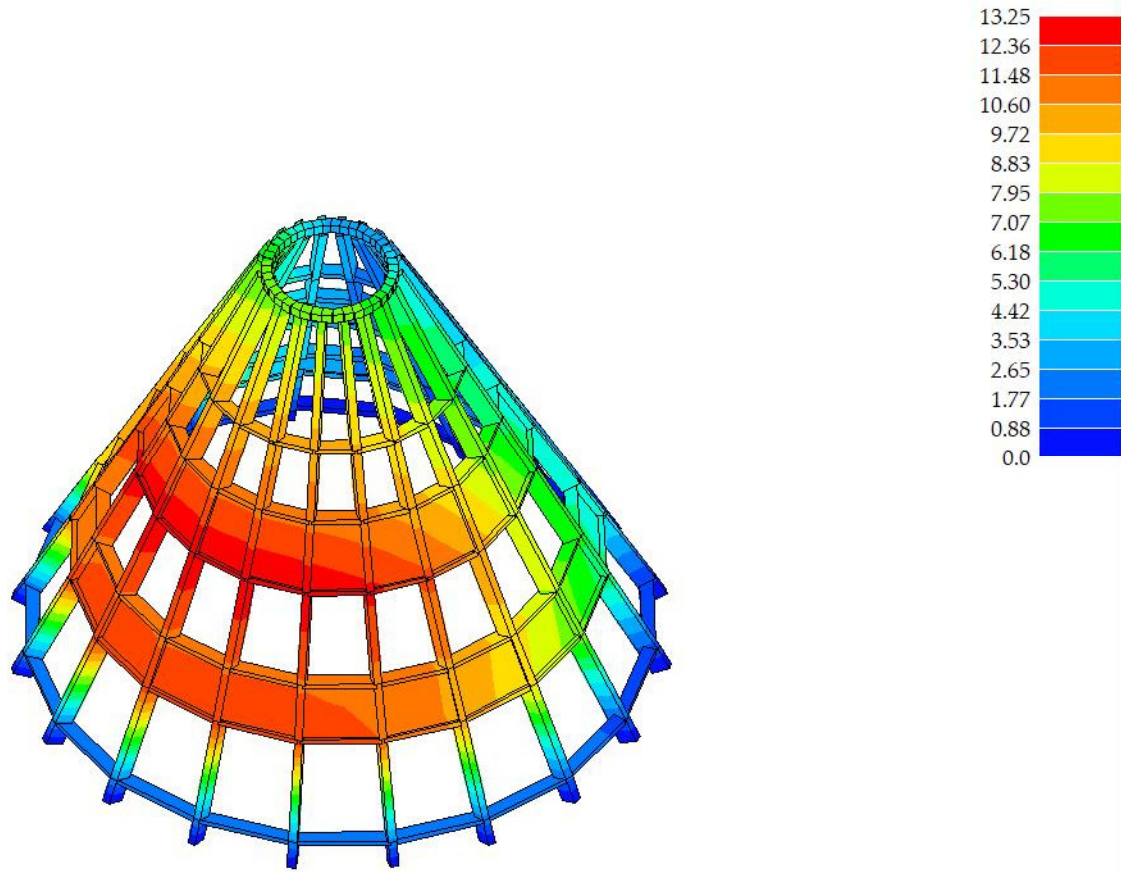


Figura 2c.20 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 13, modo 2, freq: 2,32 Hz, T:0,43 s

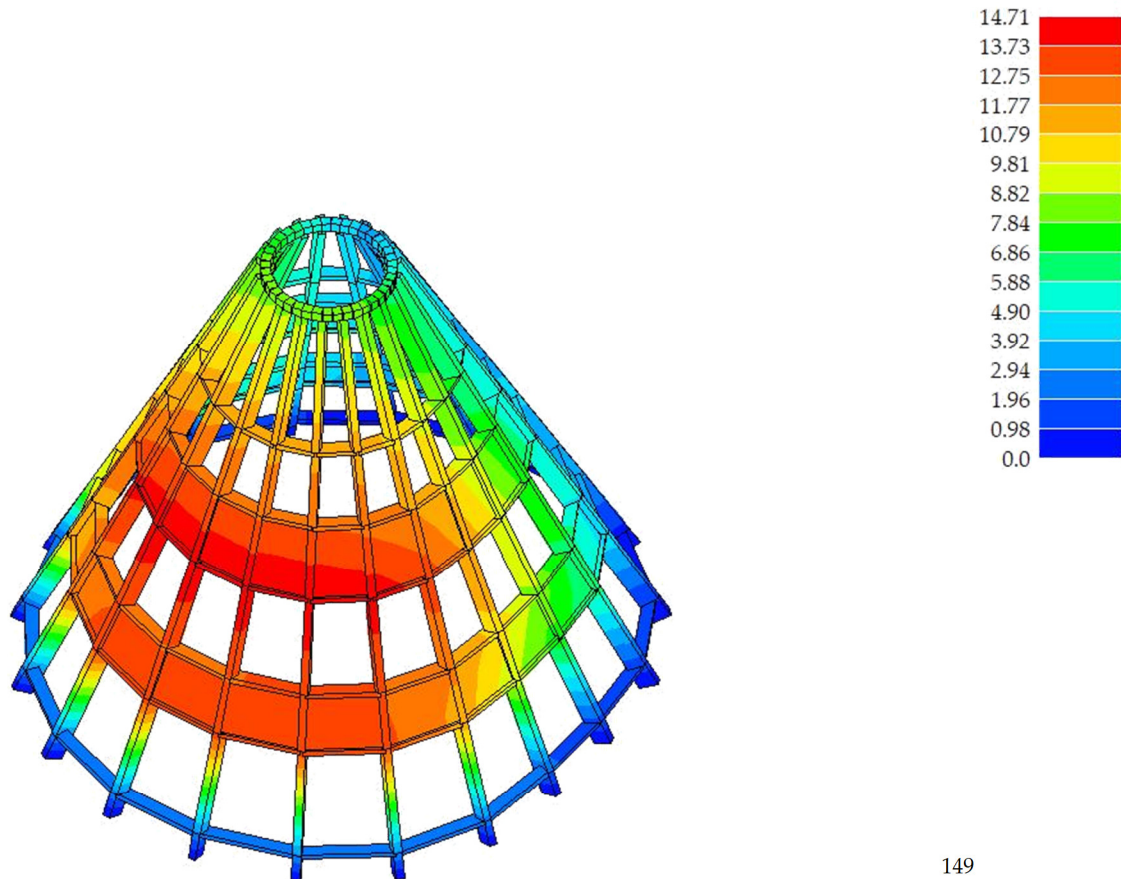


Figura 2c.21 (Parte II) - Deformata analisi dinamica: Spt. 15, modo 1, freq: 2,23 Hz, T:0,45 s

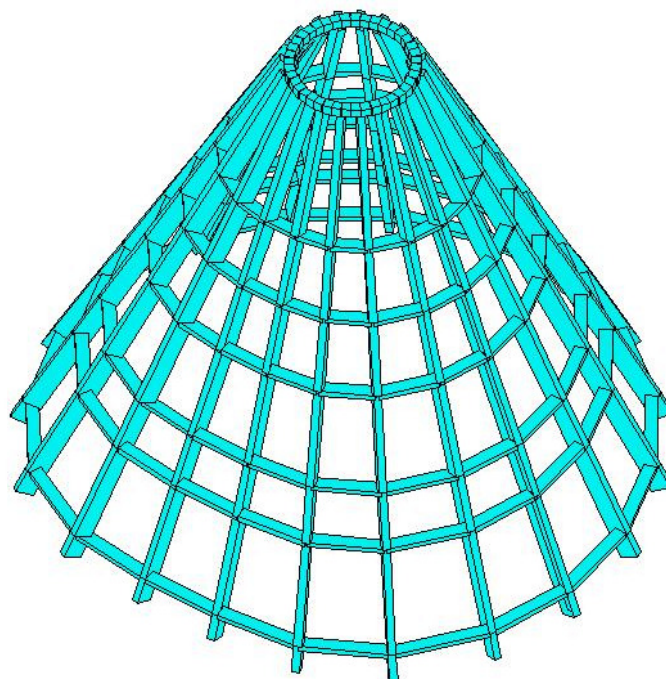


Figura 2c.22 (Parte II) - Stato di progetto, tutti gli elementi risultano verificati (colore ciano).

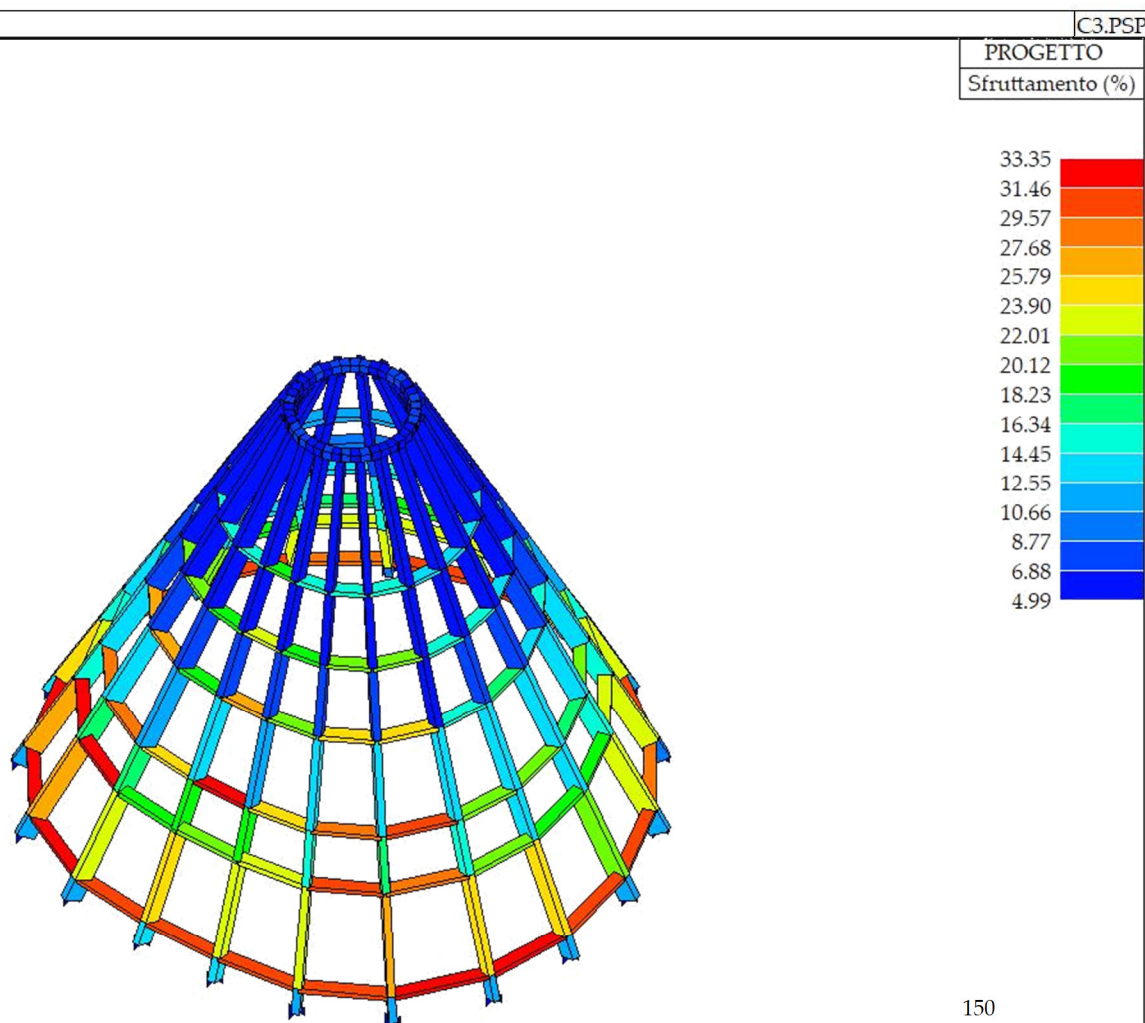


Figura 2c.23 (Parte II) - Stato di progetto, sfruttamento degli elementi.



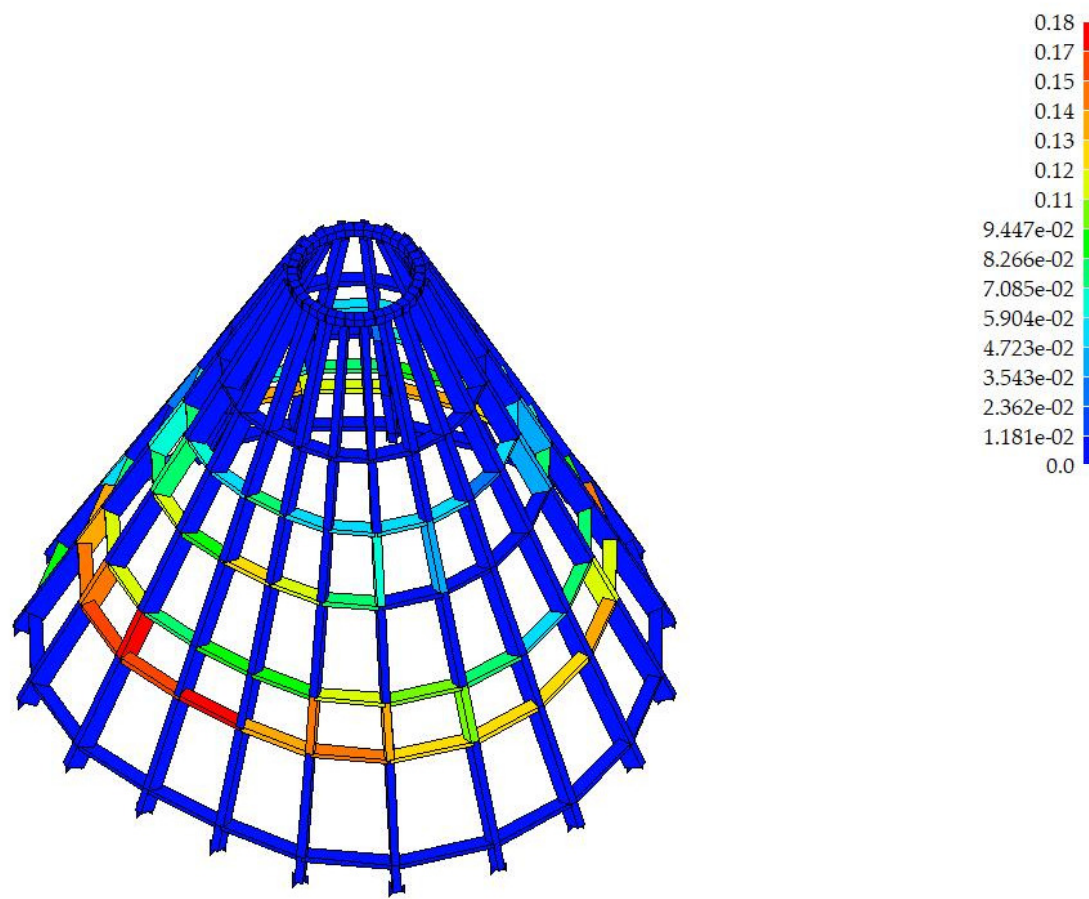


Figura 2c.24 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica per tensoflessione.

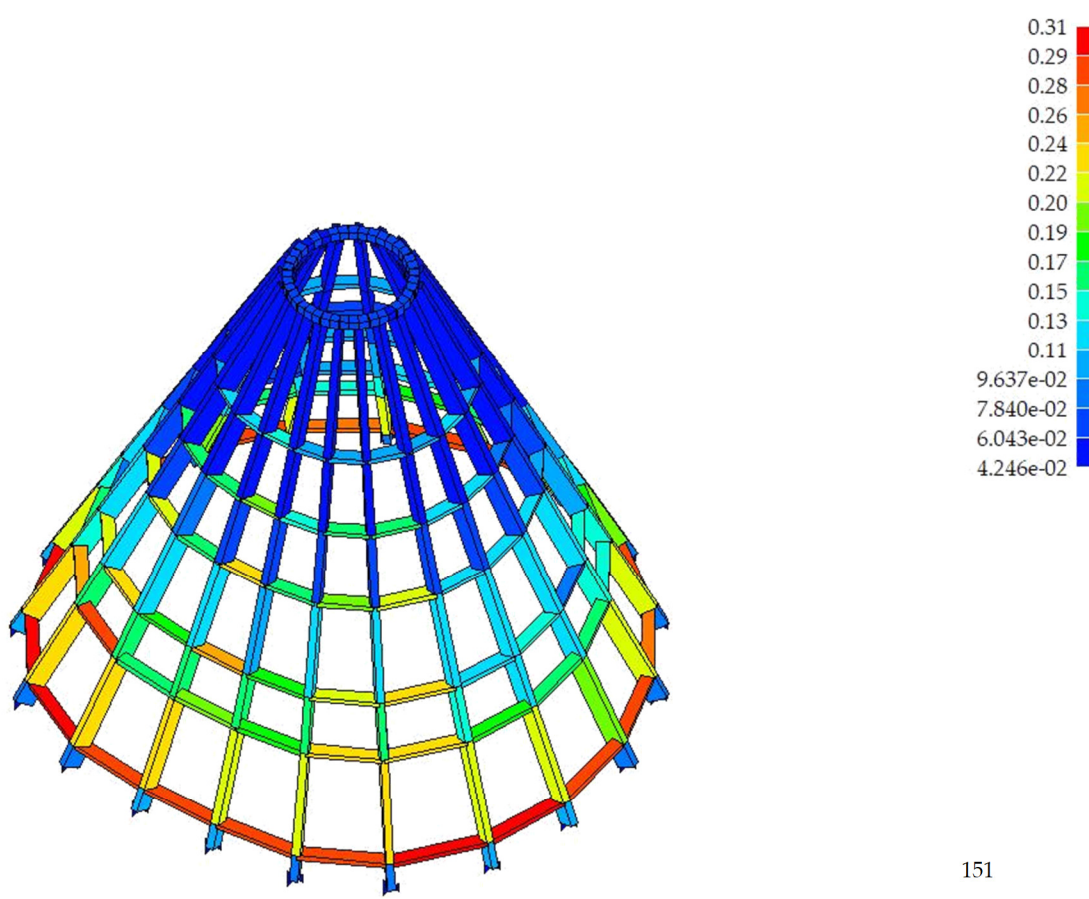


Figura 2c.25 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica per pressoflessione.

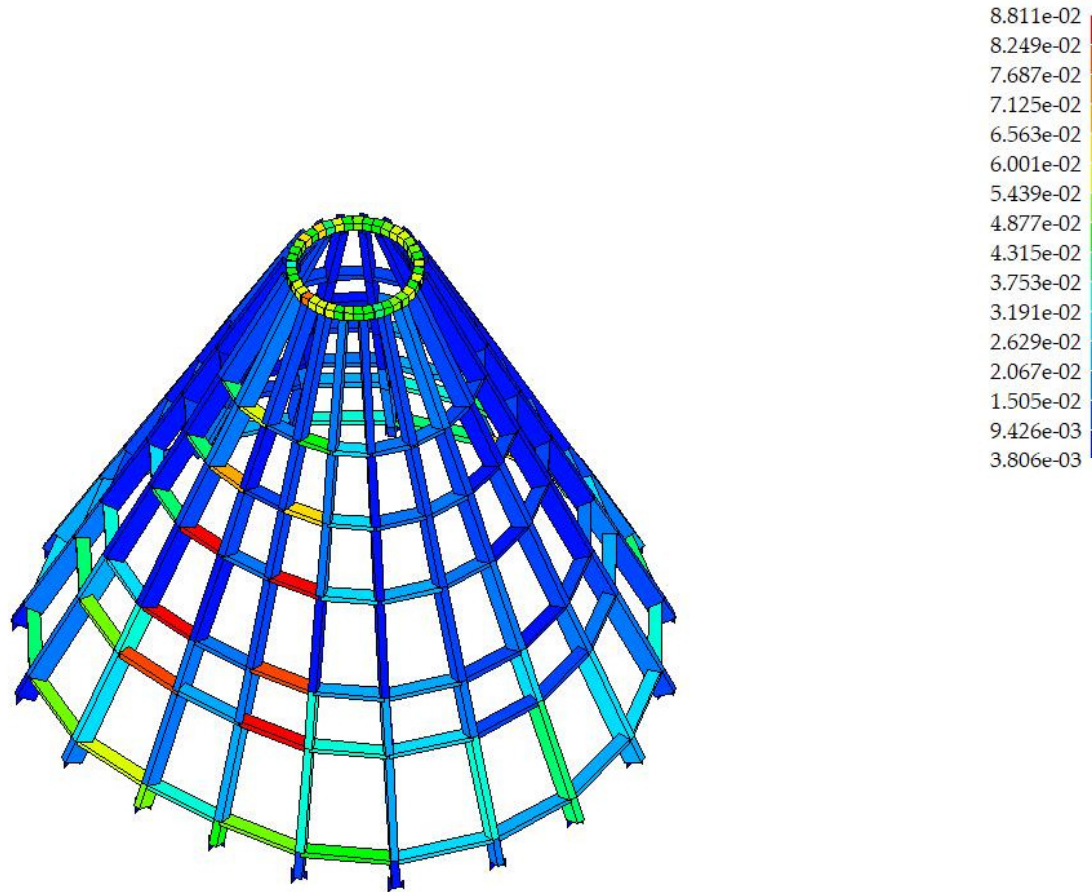


Figura 2c.26 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica per taglio torsione.

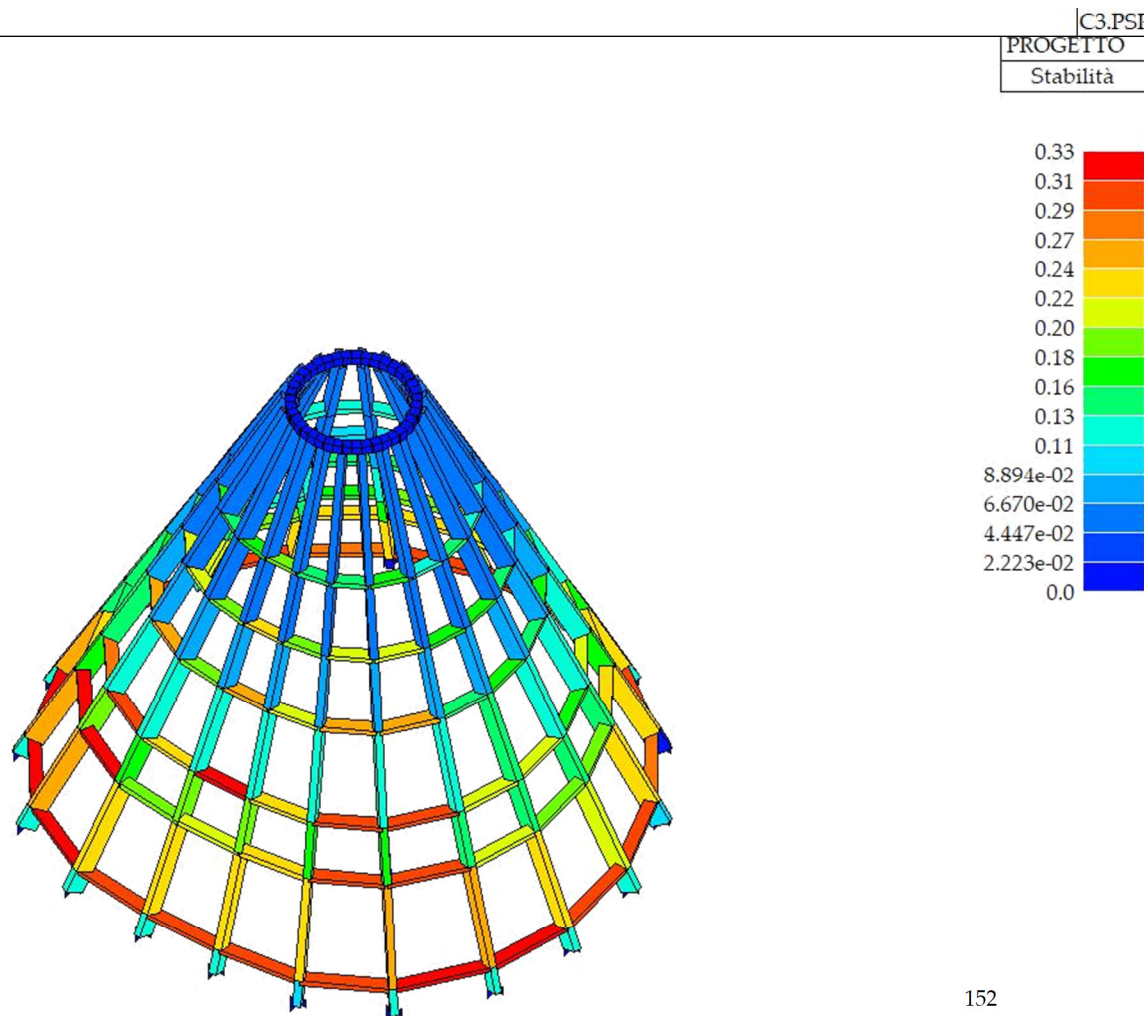


Figura 2c.27 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica per stabilità.

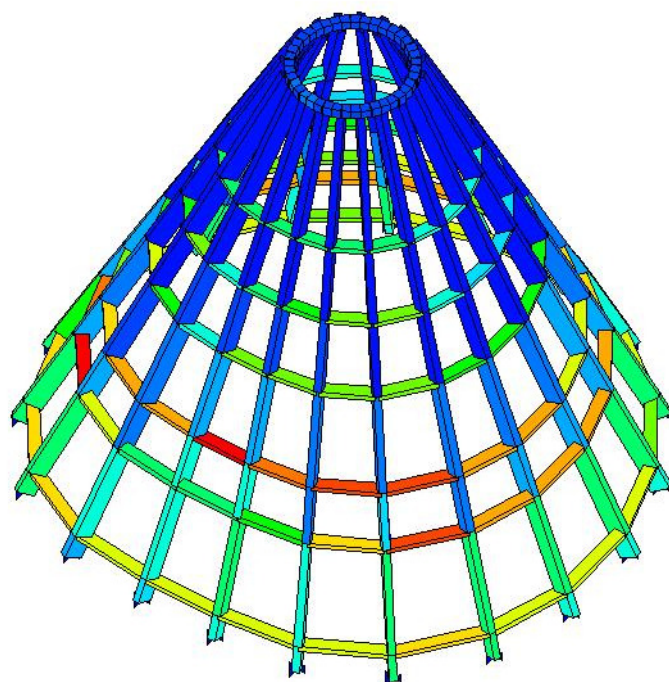
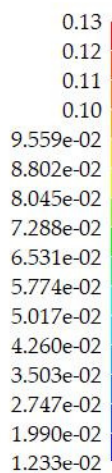


Figura 2c.28 (Parte II) - Verifiche SLU, verifica per svergolamento.

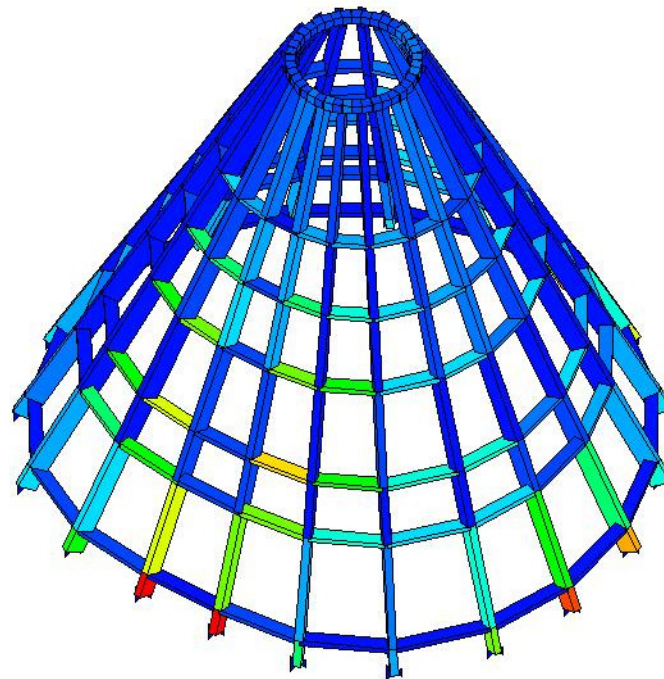
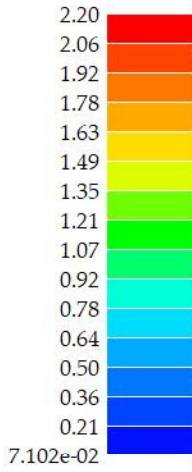


Figura 2c.29 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione rara.

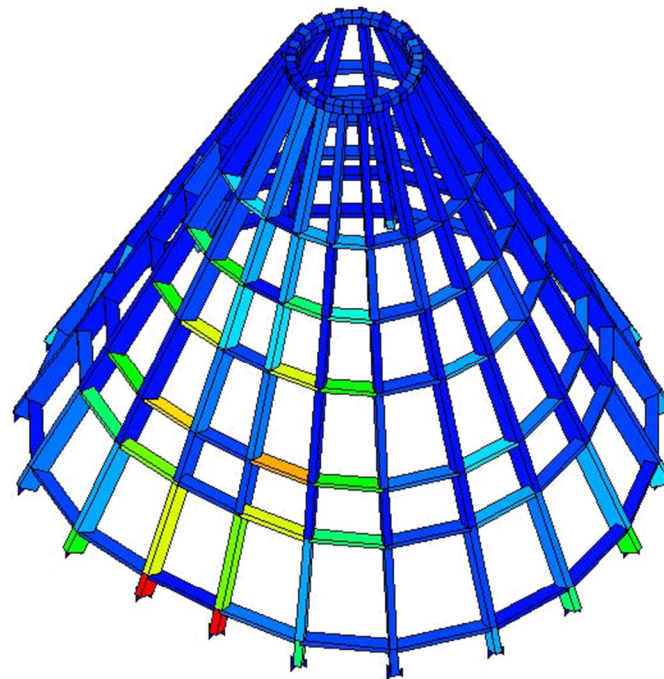
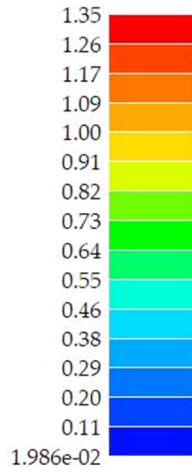


Figura 2c.30 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione frequente

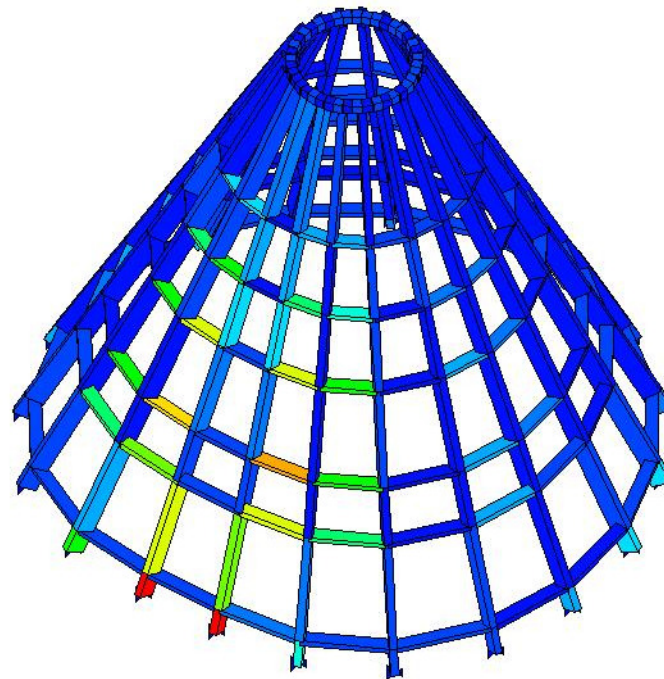
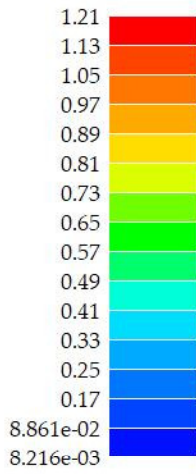


Figura 2c.31 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione iniziale in combinazione permanente.

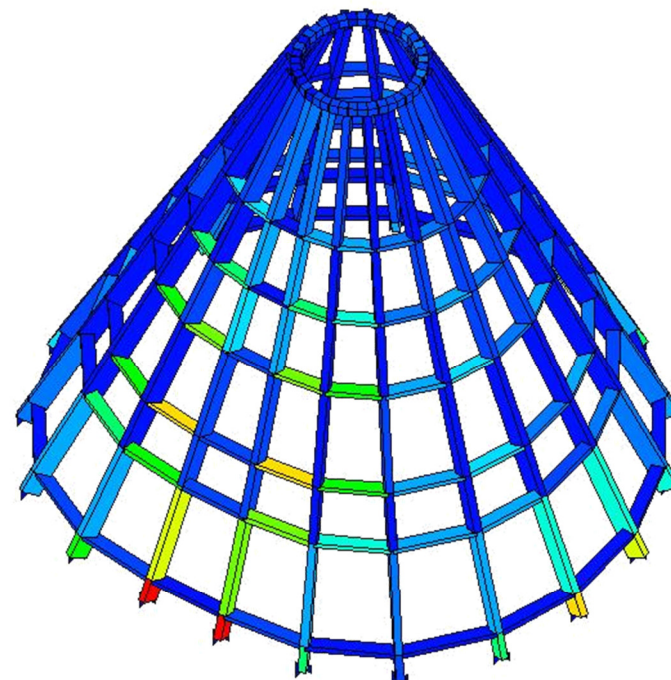
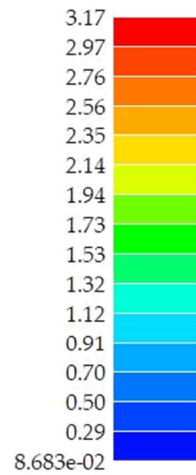


Figura 2c.32 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione rara.

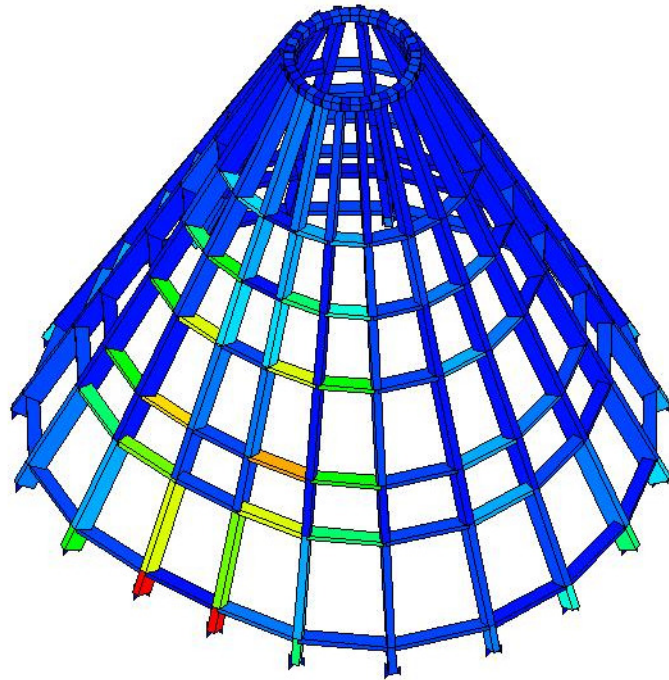
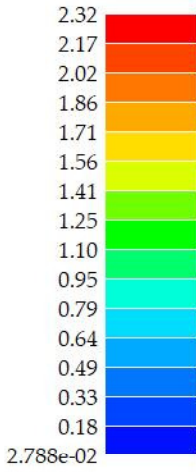


Figura 2c.33 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione frequente.

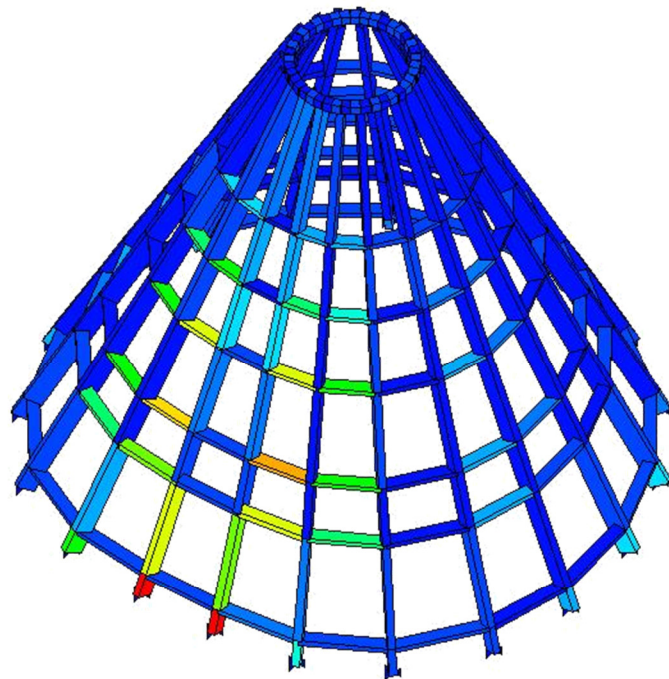
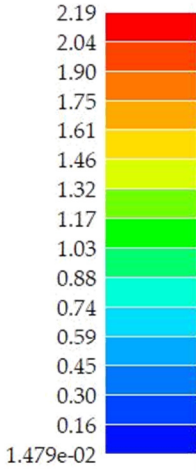


Figura 2c.34 (Parte II) - Verifiche SLE, massima deformazione finale in combinazione permanente.

## Commenti

I grafici dello sforzo normale si vede che la struttura è interamente compressa, sia nei costoloni che negli irrigidimenti orizzontali. Il carico da vento in direzione Y alleggerisce la i carichi a compressione ma tuttavia non genera sforzi di trazione. Gli sforzi di compressione sono maggiori alla base e decrescono con lo sviluppo verticale della copertura. Gli sforzi di taglio sono maggiori in corrispondenza dei nodi con valori positivi nei nodi più in alto e negativi in quelli in basso. Ne deriva che il momento flettente generato sia massimo nei punti dove il taglio è nullo ovvero nella zona mediana delle travi.

Dal confronto con il modello fornito dalla società 000 Atrium, emergono i seguenti aspetti:

- Le deformate allo SLV sono collocate nella stessa zona, ovvero quella in corrispondenza dell'attacco con la basilica, dove la pianta presenta uno schiacciamento. Le due deformate differiscono di circa 16 mm (19 mm per il modello svolto per la tesi, 35 mm per il modello esecutivo). Tale differenza deriva dal fatto che i due modelli sono morfologicamente diversi in quanto nel primo i pesi della cupola a cipolla e degli abbaini sono stati applicati come carichi verticali, mentre nel secondo sono stati modellati come elementi D3. Inoltre, la finalità dei due modelli era in principio diversa. La società 000 Atrium ha fornito un progetto esecutivo, mentre il modello svolto per questa tesi serviva a confrontare le tre diverse ipotesi strutturali che si sono susseguite nel corso dei secoli. I due risultati comunque, riportano lo stesso ordine di grandezza e una differenza limitata.
- I valori delle tensioni massime sono ancora più simili con:
  - o Tensione N-M SLU: 6.69 Mpa rispetto a 10 Mpa del modello esecutivo
  - o Tensione N-M SLV: 7.98 Mpa rispetto a 7.30 Mpa del modello esecutivo
- La deformata del modi di vibrare è forse l'unico aspetto che si discosta maggiormente. Sebbene i valori massimi siano sempre nello stesso ordine di grandezza (13 mm rispetto a 28mm del modello esecutivo), la zona maggiormente sollecitata nel secondo caso risulta essere la cerchiatura di sommità. Questo aspetto è probabilmente dovuto alla modellazione della sovrastruttura a cipolla che, in analisi dinamica, comporta una sollecitazione maggiore all'imposta.

Dalle rimanenti deformate si evince che la parte della struttura più sollecitata è quella centrale, corrispondente alla prima controventatura. In particolare, come era prevedibile, la parte più critica è in corrispondenza dell'irregolarità in pianta, dove è presente la risega in corrispondenza dell'attacco con la basilica. L'analisi dinamica ha evidenziato la massima sollecitazione nella zona centrale laddove si verificano spostamenti con una frequenza di circa 2,32 Hz (il range di valori va da 2,23 Hz a 2,32 Hz) e un periodo T di 0,43/0,45 secondi. Il periodo fondamentale T1 della struttura, calcolato secondo l'EC 8, è 0.496 s. I modi di vibrare che maggiormente sollecitano la struttura sono il secondo e il terzo. Il secondo modo

di vibrare sollecita maggiormente la struttura quando l'angolo di ingresso è pari a 0. Questo modo di vibrare ha una componente di traslazione più evidente associata a una componente di torsione minore. Il terzo modo di vibrare invece sollecita in maniera significativa la struttura quando l'angolo di ingresso è 90° rispetto al sistema di riferimento. Questo modo di vibrare ha una componente prevalentemente torsionale.

La verifica secondo gli eurocodici è stata soddisfatta per tutti gli elementi, con uno sfruttamento massimo, espresso in termini percentuali, del 33% circa. Tale risultato si attiene ai confronti eseguiti con il modello esecutivo in cui lo sfruttamento massimo risultava il 35% circa. Gli elementi maggiormente sollecitati sono la prima cerchiatura in corrispondenza dell'attacco con la basilica e alcuni tratti della cerchiatura superiore.

Un'analoga considerazione può essere fatta per quanto riguarda le verifiche agli SLU. La verifica per tensoflessione evidenzia che la maggior parte degli elementi principali e secondari sono ampiamenti verificati. La parte più critica risulta essere la seconda cerchiatura. La verifica per presso flessione suggerisce invece una sollecitazione maggiore nella prima cerchiatura. I valori maggiori (0,31) si collocano in corrispondenza dell'irregolarità in pianta. La verifica per taglio torsione evidenzia invece una sollecitazione generale molto bassa con un valore massimo di 8.811<sup>-2</sup>.

Le verifiche per stabilità e svergolamento confermano le considerazioni fatte per le verifiche a presso flessione e tenso flessione.

Le verifiche agli SLE definiscono invece alcune criticità nei primi tratti dei costoloni in corrispondenza dell'irregolarità in pianta con valori superiori a 2.



### 3- Confronti

A seguito degli studi condotti nei capitoli precedenti i risultati ottenuti delle tre strutture sono stati confrontati. I valori comparati sono riportati nelle *tabelle 3.1-3.5 (Parte II)*.

Una prima considerazione essenziale riguarda le dimensioni della struttura. La copertura del XX Secolo è infatti più grande delle altre di alcuni metri. Questo comporta un maggior interasse delle travi, in particolare nel primo ordine di abbaini e quindi una diversa distribuzione dei carichi. I carichi applicati, a parità di intensità, saranno quindi maggiormente distribuiti nella copertura del XX Secolo.

Carichi della costruzione	Copertura del XVIII Secolo		Copertura del XX Secolo		Copertura del XXI Secolo	
(G2) - Peso Proprio elementi non strutturali	1,00E-01	MPa	6,80E-02	MPa	1,00E-01	MPa
(Qk1) - Sovraccarico accidentale (manutenzione) Qkm	5,00E-02	MPa	5,00E-02	MPa	5,00E-02	MPa
(Qk2) - Sovraccarico accidentale (neve) Qkn	2,00E-01	MPa	2,00E-01	MPa	2,00E-01	MPa
(Qk3) - Sovraccarico accidentale (vento) Qkv	1,00E-01	MPa	1,00E-01	MPa	1,00E-01	MPa
<b>Cipolla</b>						
<b>Totale Carichi Verticali</b>	6,08E+00	N/mm	8,51E+00	N/mm	1,44E+01	N/mm
<b>Abbaini 1° ordine</b>						
Trave superiore 5%	2,17E-02	N/mm	2,82E-02	N/mm	2,81E-02	N/mm
Trave inferiore	3,48E-01	N/mm	4,52E-01	N/mm	4,49E-01	N/mm
Trave destra	1,84E+00	N/mm	1,67E+00	N/mm	1,06E+00	N/mm
Trave Sinistra	1,84E+00	N/mm	1,67E+00	N/mm	1,06E+00	N/mm
<b>Abbaini 2° ordine</b>						
Trave superiore 5%	2,38E-02	N/mm	3,03E-02	N/mm	3,00E-02	N/mm
Trave inferiore	3,70E-01	N/mm	4,88E-01	N/mm	4,67E-01	N/mm
Trave destra	1,70E+00	N/mm	2,05E+00	N/mm	9,57E-01	N/mm
Trave Sinistra	1,70E+00	N/mm	2,05E+00	N/mm	9,57E-01	N/mm
<b>Abbaini 3° ordine</b>						
Trave superiore 5%	3,05E-02	N/mm	3,11E-02	N/mm	3,75E-02	N/mm
Trave inferiore	4,55E-01	N/mm	5,08E-01	N/mm	5,58E-01	N/mm
Trave destra	1,13E+00	N/mm	1,91E+00	N/mm	5,91E-01	N/mm
Trave Sinistra	1,13E+00	N/mm	1,91 E+00	N/mm	5,91E-01	N/mm

Tabella 3.1 (Parte II) – Confronto dei carichi applicati

Il primo confronto effettuato riguarda i carichi applicati alla struttura. Dalla *Tabella 3.1 (Parte II)* si evince:

- Il peso proprio degli elementi non strutturali è maggiore nella prima e nell'ultima copertura in cui sono presenti anche i carichi dovuti all'intonaco e alle decorazioni interne, assenti nella struttura del dopo guerra.
- Il peso della cipolla di sommità viene scaricato in maniera più uniforme nei primi due casi in quanto la struttura reticolare permette una distribuzione lungo le due

cerchiature, interna e esterna, mentre nell'ultima copertura l'intero peso è distribuito su un unico cerchio di imposta.

- La cupola a cipolla più pesante è quella con struttura in acciaio del XX Secolo.
- I serramenti della prima copertura sono più leggeri in quanto hanno un vetro singolo e non la vetrocamera.
- I pesi della struttura degli abbaini sono differenti in tutte e tre le strutture: la prima presenta un supporto in travi reticolari in legno, la seconda in ferro e l'ultima una tamponatura in pannelli multistrato, decisamente più leggeri.
- La distribuzione dei pesi degli abbaini è la medesima nelle tre strutture, con le pareti laterali e la copertura appoggiate sulle travi laterali e il serramento su quella inferiore. La trave superiore è pressoché scarica con un carico distribuito pari al 5% del peso del serramento.

Sforzi		Copertura del XVIII Secolo		Copertura del XX Secolo		Copertura del XXI Secolo	
Sforzo Normale	MAX	-1,26E+03	N	-9,79E+03	N	-1,52E+04	N
	MIN	-9,90E+04	N	-8,91E+04	N	-1,55E+05	N
Sforzo Normale con Carico da Vento	MAX	7,51E+02	N	3,35E+00	N	-5,45E+03	N
	MIN	-7,53E+04	N	-3,51E+04	N	-1,16E+05	N
Taglio 22	MAX	1,54E+04	N	6,42E+03	N	1,66E+04	N
	MIN	-9,94E+03	N	-6,62E+03	N	-2,21E+04	N
Momento 33	MAX	1,46E+07	N mm	5,62E+06	N mm	3,90E+07	N mm
	MIN	-6,32E+06	N mm	-4,94E+06	N mm	-1,31E+07	N mm

Tabella 3.2 (Parte II) – Valori massimi e minimi degli sforzi.

A seguito dell'applicazione dei carichi sopra descritti si sono analizzati gli sforzi generati dalle tre strutture. Dalla Tabella 3.2 (Parte II) si evince:

- Tutte e tre le coperture soggette unicamente a carichi verticali in campo statico presentano solo sforzi di compressione. Tuttavia, quelli presenti nell'ultima struttura sono maggiori di un ordine di grandezza rispetto ai precedenti. Tale comportamento è dovuto al fatto che tutti i paesi sono scaricati su un'unica serie di elementi strutturali che presentano a loro volta un peso significativo dovuto alla sezione avente dimensioni considerevoli.
- La stessa differenza in termini di ordini di grandezza si riscontra negli sforzi di taglio e momento flettente.
- Con la presenza del carico da vento le strutture reticolari presentano sforzi di trazione, anche se minimi. L'azione del vento non è sufficiente invece a generare sforzi di trazione nella copertura in legno lamellare, sebbene alleggerisca gli sforzi di compressione presenti.

Dalle precedenti tabelle si evince quindi che le strutture reticolari presentano una risposta migliore in campo statico, a parità di carichi applicati. Questo comportamento è dovuto alla distribuzione dei carichi lungo le travi sia esterne che interne. In una struttura più semplice come quella attuale si riscontra invece un'incidenza maggiore degli sforzi in quanto vi è una sola serie di elementi strutturali e con sezioni maggiori.

Deformate massime	Copertura del XVIII Secolo		Copertura del XX Secolo		Copertura del XXI Secolo	
	Valore	Unità	Valore	Unità	Valore	Unità
Deformata SLU	25,43	mm	12,93	mm	13,16	mm
Deformata SLV	22,41	mm	28,84	mm	18,7	mm
Deformata SLU acc.	4,78	mm	1,73	mm	4,75	mm
Deformata SLE rara	17,12	mm	8,69	mm	8,94	mm

Tabella 3.3 (Parte II) – Valori massimi delle deformate

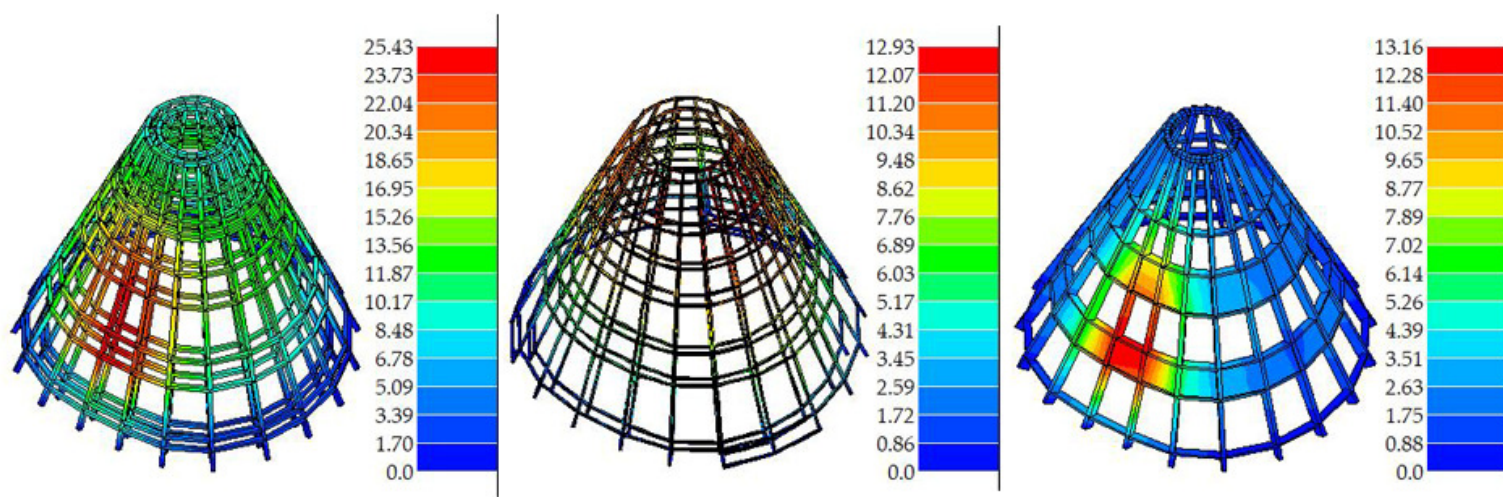


Figura 3.1 (Parte II) – Deformate SLU a confronto (valori in mm). Da sinistra a destra: copertura XVIII Secolo, copertura XX Secolo, copertura XXI Secolo

A seguito dell'analisi della distribuzione degli sforzi, si sono analizzate le deformazioni massime indotte nella struttura. Dalla *tabella 3.3 (Parte II)* e dall'immagine dei confronti (*fig. 3.1 (Parte II)*) si può notare che:

- Le strutture reticolari presentano le deformate SLU e SLV maggiori rispetto alla struttura attuale.
- Gli elementi più sollecitati delle coperture in legno sono collocati nella parte centrale, in corrispondenza del secondo ordine di abbaini e della risega in pianta generata dall'attacco con la basilica. Nella struttura in acciaio invece gli elementi più sollecitati sono quelli collocati in sommità dove è presente una diversa inclinazione dei costoloni. Questo porta ad una discontinuità negli elementi strutturali e quindi ad una intensificazione degli sforzi.

- Complessivamente la struttura in legno lamellare presenta una distribuzione delle deformate in ordini di grandezza minori rispetto alle altre due strutture. L'intera copertura presenta deformate agli SLU con valori medi di circa 1 mm. La struttura in acciaio presenta invece una zona più critica in alto con valori medi intorno ai 10 mm e valori molto più bassi di circa 1 mm all'imposta. Infine, la struttura reticolare del XVIII Secolo presenta una deformazione più distribuita con una sollecitazione minore all'imposta di circa 2 mm, valori medi di circa 12 mm nella parte centrale e di circa 8 mm in sommità.

Il comportamento delle deformate nelle tre strutture deriva dalle diverse conformazioni delle coperture. La struttura reticolare in legno è meno rigida di quella attuale e quindi più soggetta a deformazioni. Tuttavia, la connessione degli elementi permette una distribuzione uniforme delle azioni. La struttura in acciaio presenta invece delle criticità in quanto la parte superiore, realizzata con una correzione di 4° rispetto all'andamento dei costoloni inferiore, è molto soggetta a deformazioni così come i tratti di costoloni immediatamente sottostanti. La copertura in legno lamellare infine presenta un comportamento molto rigido con deformate minime se non in prossimità del punto più sollecitato.

Proprietà		Copertura del XVIII Secolo		Copertura del XX Secolo		Copertura del XXI Secolo	
Periodo proprio T1		0,772	s	0,732	s	0,496	s
Modi di vibrare principali		Primo Modo		Secondo Modo, Terzo Modo		Secondo Modo, Primo Modo	
Frequenza modi di vibrare		1,8	Hz	1,45	Hz	2,32	Hz
Periodo modi di vibrare		0,55	s	0,69	s	0,43	s
Deformate massime	angolo 0° ecc. positiva	16,67	mm	22,59	mm	11,46	mm
	angolo 0° ecc. negativa	16,94	mm	22,96	mm	13,25	mm
	angolo 90° ecc. positiva	18,57	mm	22,57	mm	15,09	mm
	angolo 90° ecc. negativa	18,53	mm	22,63	mm	14,71	mm
Zona più sollecitata		Centrale		Sommità		Centrale	

Tabella 3.4 (Parte II) – Comparazione dell'analisi dinamica

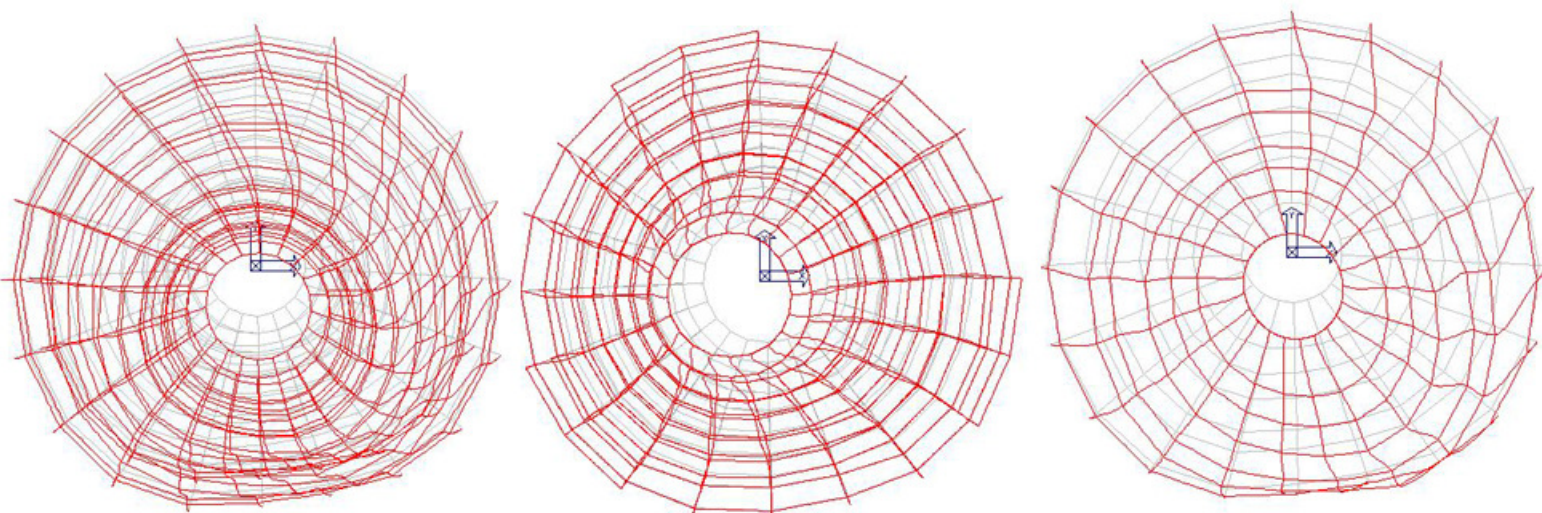


Figura 3.2 (Parte II) – Modi di vibrare a confronto. Da sinistra a destra: copertura XVIII Secolo, copertura XX Secolo, copertura XXI Secolo

L'analisi dinamica (*tab. 3.4 (Parte II)*) ha evidenziato comportamenti differenti nelle tre strutture:

- Sebbene le tre coperture siano di un'altezza nell'ordine dei 20 metri, tutte e tre presentano periodi propri inferiori ad 1 s. La copertura del XXI Secolo ha un periodo proprio molto basso dovuto alla rigidità della struttura.
- La prima copertura è sollecitata maggiormente dal Primo Modo di vibrare e presenta un comportamento traslazionale della parte esterna. Questo movimento induce contemporaneamente una torsione rispetto all'asse centrale.
- Un comportamento analogo è evidenziato dalla copertura del XXI secolo. La parte esterna trasla e porta in rotazione la copertura (*fig. 3.2 (Parte II)*). I modi di vibrare principali sono il Secondo Modo quando l'angolo di ingresso è pari a  $0^\circ$  e il Primo Modo quando è  $90^\circ$ .
- La copertura in acciaio presenta invece un comportamento diverso. I Modi che sollecitano maggiormente la struttura sono il Secondo Modo quando l'angolo di ingresso è  $0^\circ$  e il Terzo Modo quando è  $90^\circ$ . La deformazione indotta qui ha una componente solamente traslazionale, con la parte superiore della copertura che si sposta da un estremo all'altro passando per l'asse centrale (*fig. 3.2 (Parte II)*).
- Le deformate massime si trovano nella copertura in acciaio con valori intorno ai 22 mm. Le coperture in legno presentano deformate minori. La struttura reticolare del XVII secolo presenta un andamento più distribuito delle deformate, mentre la struttura in legno lamellare ha la deformata massima collocata nel punto di rientranza in pianta come già evidenziato in campo statico.

L'analisi dinamica ha quindi ribadito i comportamenti delle tre strutture precedentemente descritti. La copertura in legno lamellare presenta un comportamento molto rigido e quindi un periodo di vibrazione molto ridotto. La cupola in legno massiccio invece ha una distribuzione più uniforme delle deformate e un periodo fondamentale maggiore. Il comportamento di queste due strutture sottoposte al sisma è molto simile: entrambe traslano lateralmente generando una torsione rispetto all'asse centrale. La copertura in acciaio ha invece un comportamento molto diverso in quanto, come già analizzato in precedenza, la parte più critica è collocata in sommità. La parte superiore infatti trasla da un'estremità all'altra della struttura passando per l'asse centrale non generando moti torsionali ma inducendo deformate con valori maggiori rispetto alle altre strutture.

Verifiche	Copertura del XVIII Secolo	Copertura del XX Secolo	Copertura del XXI Secolo
Sfruttamento	95,88%	92,09%	33,35%
Tensoflessione SLU*	8,90E-01	8,80E-01	1,80E-01
Pressoflessione SLU*	8,20E-01	9,20E-01	3,10E-01
Taglio torsione SLU*	3,30E-01	8,48E-02	8,81E-02

\*Valori espressi in termini unitari in relazione alle resistenze di progetto dell'Eurocodice 8.

Tabella 3.5 (Parte II) – Verifiche di Progetto

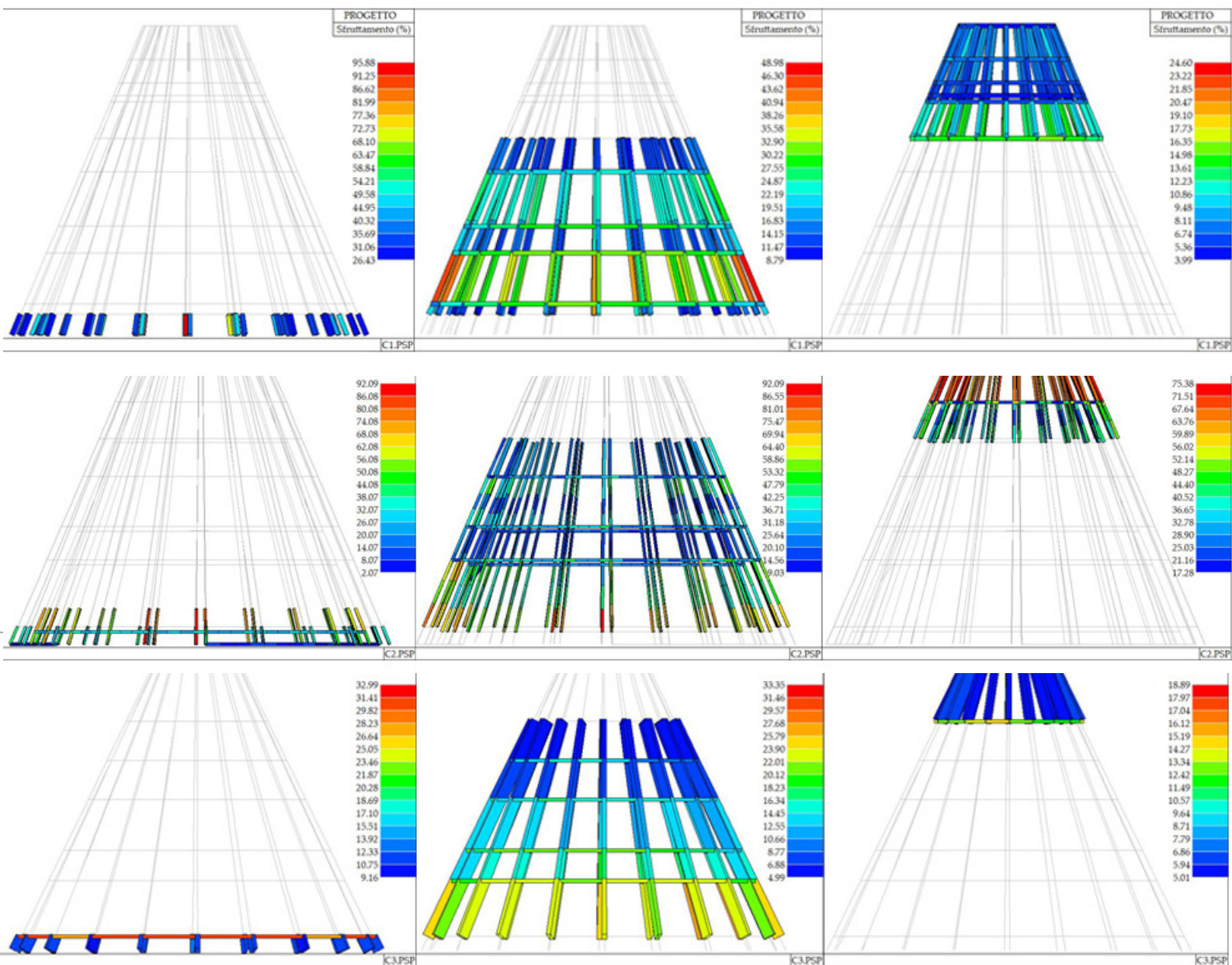


Figura 3.3 (Parte II) – Sfruttamento parziale degli elementi. Dall'alto verso il basso: copertura XVIII Secolo, copertura XX Secolo, copertura XXI Secolo

Gli elementi sono stati progettati secondo l'EC 8. Le verifiche sono state messe a confronto in *tabella 3.5 (Parte II)*:

- L'elemento più significativo è sicuramente il valore di sfruttamento che presenta i valori di sfruttamento degli elementi strutturali espressi, in percentuale, come il maggiore dei tre rapporti tra le tensioni massime (resistenza, stabilità, svergolamento) e quelle limite di progetto [26].
- Analizzando gli sfruttamenti parziali (*fig. 3.3 (Parte II)*) la prima copertura presenta uno sfruttamento massimo degli elementi nella zona vicino all'imposta. Con il procedere verso la sommità della copertura, gli elementi sono sfruttati in maniera sempre minore con un valori intorno alla metà nella parte centrale e a un quarto in quella più alta.
- Gli elementi principali della struttura in acciaio sono invece tutti sfruttati in maniera significativa in tutte e tre le sezioni con i valori massimi nei tratti vicini alle cerchiature
- La struttura del XXI Secolo è sfruttata uniformemente con valori intorno al 30%. Il valore così inferiore rispetto all'unità indica un margine di sicurezza molto ampio.
- Per i valori delle tensioni si possono effettuare le medesime considerazioni fatte per lo sfruttamento. La struttura in lamellare presenta valori minori rispetto alle precedenti. Sebbene siano nello stesso ordine di grandezza, i valori di Tensoflessione e di Pressoflessione nella copertura del XXI secolo sono di circa la metà rispetto alle precedenti. Solo il valore di Taglio torsione è molto simile a quello della copertura in acciaio.
- Le strutture del XVIII e XX Secolo presentano un comportamento molto simile a Pressoflessione e a Tensoflessione con rapporti rispetto ai valori di progetto intorno allo 0,8. La struttura reticolare in legno è però più soggetta a sforzi di Taglio torsione con un ordine di grandezza in più rispetto alle altre due.

Le verifiche di progetto hanno quindi evidenziato tre comportamenti diversi nelle tre strutture. La prima risponde globalmente in maniera più distribuita, con valori massimi nella parte inferiore che diminuiscono verso la sommità. I tratti di trave più lunghi sono più sollecitati mentre i tratti compresi tra le cerchiature più ravvicinate presentano sforzi minori. La struttura in acciaio ha invece un comportamento molto diverso con valori massimi distribuiti in tutta la struttura, dalla base alla sommità. La copertura in legno lamellare presenta valori significativamente minori. Questo suggerisce un dimensionamento molto cautelativo rispetto alle richieste di progetto.



## Conclusioni

Partendo dalla descrizione del complesso architettonico si è inquadrato il bene all'interno della corrente del barocco moscovita in modo da individuarne gli aspetti principali e studiare il comportamento di elementi tipici della Russia e non presenti nell'immagine della città tradizionale europea. La descrizione dell'impianto ha evidenziato la grande rilevanza del *Katholikon*, il fulcro dell'intero complesso. Sono state effettuate analisi storiche al fine di supportare le ipotesi di progetto e di modellazione degli elementi strutturali. La ricchezza dei materiali bibliografici e dei disegni forniti ha permesso la conoscenza dei manufatti in maniera approfondita.

I modelli così formulati e confrontati hanno messo in evidenza tre comportamenti strutturali a tratti molto simili ma anche molto diversi. La struttura più antica, risalente al XVIII secolo presenta una raffinatezza nella costruzione sorprendente. Le risposte strutturali ai canoni di progettazione attuali hanno dato esiti più che soddisfacenti. La struttura presenta infatti un comportamento molto omogeneo in ogni sua parte. La maggiore quantità di elementi e connessioni strutturali porta a una distribuzione degli sforzi e delle deformazioni più uniforme. La seconda struttura presenta una snellezza più elevata degli elementi e una deviazione rispetto all'andamento inferiore dell'ultimo tratto dei costoloni. Questo porta a un'intensificazione degli sforzi nell'ultimo tratto vicino alla sommità in cui sono presenti deformazioni significative. Tuttavia, il dimensionamento più grande porta ad una migliore distribuzione dei carichi, specialmente nella zona centrale. Rispetto alle strutture in legno quindi, la risposta strutturale della copertura in acciaio evidenzia una rigidità maggiore nella parte centrale. Il progetto del 2012 ha avuto il grande merito di ridare un'identità a uno dei luoghi più rappresentativi della Russia. L'intervento di restauro ha ricreato l'impianto quanto più fedelmente possibile a quello esistente prima dei bombardamenti della Seconda Guerra Mondiale. La struttura, rispetto alle precedenti, è molto semplice. Le travi reticolate utilizzate nel passato sono state rimpiazzate da una sola fila di costoloni con sezione considerevole. La realizzazione di tale struttura va di pari passo con il progresso tecnologico e l'impiego del legno lamellare. L'impianto così ottenuto presenta un comportamento molto diverso, con un'incidenza maggiore dei carichi in campo statico e la compressione da essi generata. La risposta generale della struttura rivela un ampio margine di sicurezza e una rigidità molto superiore alle precedenti.

Lo studio pone in risalto tre strutture collocate in periodi storici molto differenti. L'applicazione dei metodi costruttivi sono manifesti della cultura del tempo. Come succede in maniera molto frequente nello studio delle architetture del passato, non si può che rimanere stupiti dalla qualità di soluzioni adottate secoli fa e che ancora oggi, con gli attuali canoni di progetto, risultano raffinate e performanti. La cronaca storica del manufatto ha evidenziato un attaccamento straordinario al bene che ha portato alla sua ricostruzione per ben tre volte e che ha portato alla conservazione di un'opera di architettura straordinaria e identitaria della religione ortodossa nel mondo.

# Bibliografia e sitografia

## Bibliografia

- [1] Lisowski V. Architettura di Russia. La ricerca di identità nazionale. Publ. White City, Mosca, 2009
- [2] Граб-б-ря. М., Рус-ская ар-хи-тек-ту-ра пер-вой по-ло-ви-ны XVIII в., Под ред. И. Э., 1954
- [3] Ви-п-пер Б. Р., Ар-хи-тек-ту-ра рус-ско-го ба-рок-ко. М., 1978
- [4] William Craft Brumfield ,The Origins of Modernism in Russian Architecture. Berkeley and Oxford: University of California Press, 1991.
- [5] Ви-п-пер Б. Р., Архитектура русского барокко. М., 2008
- [6] Кириллов В. В., Архитектура Москвы на путях европеизации. М., 2000
- [7] John Fleming, Hugh Honour, Nikolaus Pevsner. "Architettura russa" nel Penguin Dictionary of Architecture e Architettura del Paesaggio, 5<sup>a</sup> ediz., [1966] 1998, pp 493–498
- [8] Ettore Lo Gatto, Gli artisti italiani in Russia, nella raccolta "L'opera del genio italiano all'estero", Roma, Libreria dello Stato, 1932-1943
- [9] Вениамин, архимандрит. Жизнь Святейшего Никона патриарха всероссийского. Издание Ставропигиального Воскресенского Нового Иерусалима монастыря. М., 1878.
- [10] Воскресенский Новый Иерусалим именуемый, монастырь и город Воскресенск: альбом / Авт.-сост. И.Ю. Коровин. М., 2000.
- [11] 128. Тихон (Полянский), иеромонах. Путешествие в историю русских монастырей. М., 2007.
- [12] Черненилова Л.М. Ново-Иерусалимский монастырь. М., 2003.
- [13] Кусов В.С. Московское государство XVI – начала XVIII века. Сводный каталог русских географических чертежей. М., 2007.
- [14] Историко-архитектурный и художественный музей «Новый Иерусалим» / Авт. и сост. Л. Денисова. М., 2005 (Сокровища русского искусства).
- [15] Еленская Г.М. Реставрационные и научно-исследовательские работы по Воскресенскому собору во второй половине 1990-х гг.
- [16] Димов В.А. Путешествие в Новый Иерусалим: кн. о разнообразии Истринской земли, ее святых, героях и ученых / В.А. Димов. М., 2005.
- [17] Аа.vv., Новый Иерусалим и город Воскресенск, Истра, МОК центр, 2006

- [18] Зеленская Г.М. Святыни Нового Иерусалима. М., 2002
- [19] Беляев Л.А. Гроба Господня храм в Иерусалиме; Гроб Господень // Православная Энциклопедия. Т. XIII. М., 2006.
- [20] Relazione tecnica del 2010 dello stato di fatto antecedente ai lavori del 2012, redatta dalla Sovrintendenza russa a seguito dei rilievi effettuati. Titolo originale: Отчет по комплексным научным исследованиям программа научно-исследовательских и научно-изыскательских работ по комплексу Воскресенского собора ансамбля Ново-Иерусалимского Воскресенского мо-настыря. File inviato dalla Sovrintendenza russa.
- [21] Бугаева Т.В., Гришин В.П. , Тепфер Л.Э., Чернышов М.Б. Работы И.Ф. Мичурина по восстановлению Воскресенского собора Ново-Иерусалимского монастыря // Архитектурное наследие. 1988. № 35.
- [22] Тепфер Л.Э. Реконструкция Воскресенского собора Ново- Иерусалимского монастыря на конец XVII века // Никоновские чтения в музее «Новый Иерусалим» М., 2002.
- [23] Relazione tecnica e tavole di progetto della società 000 Atrium
- [24] Relazione tecnica e tavole di rilievo dello studio Geomar
- [25] Normativa sismica russa, СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\* (с Изменением N 1)
- [26] Manuale dell'utente, software PRO\_SAP, 2Si

### **Siti di riferimento**

Vengono di seguito riportati alcuni siti di più facile consultazione rispetto alla bibliografia precedente che possono essere utilizzati per l'approfondimento dei temi trattati.

<http://www.geomar.it/>

<http://www.n-jerusalem.ru/>

<https://www.piacenti.org/it/monastero-della-nuova-gerusalemme-cattedrale-della-resurrezione-istra-mosca/>

<https://www.wmf.org/project/new-jerusalem-monastery>

<https://www.hisour.com/it/naryshkin-baroque-27757/>

[https://it.rbth.com/articles/2012/05/14/il\\_restauero\\_italiano\\_di\\_istra\\_15393](https://it.rbth.com/articles/2012/05/14/il_restauero_italiano_di_istra_15393)

[https://it.rbth.com/cultura/2013/06/06/il\\_contributo\\_russo\\_ai\\_tesori\\_della\\_terra\\_24595](https://it.rbth.com/cultura/2013/06/06/il_contributo_russo_ai_tesori_della_terra_24595)

[https://it.rbth.com/articles/2012/05/14/il\\_restauero\\_italiano\\_di\\_istra\\_15393](https://it.rbth.com/articles/2012/05/14/il_restauero_italiano_di_istra_15393)

<http://seismos-u.ifz.ru/>

<https://hazard.openquake.org/>

<https://ria.ru/20110811/415609592.html>

<http://docs.cntd.ru/document/456044318>

<http://docs.cntd.ru/document/550565571>

<https://www.robortolapiello.it/>