

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

*Multifunzionalità strutturale di ispirazione biomimetica:
un caso di struttura per telecomunicazioni*



Relatore

Prof. Bernardino Chiaia

Candidata

Antonella Babbone

Anno Accademico 2020/2021

Indice

1. INTRODUZIONE.	3
1.1 CHE COS'È LA BIOMIMETICA?	3
1.2 BIOMIMETICA ED ECOSOSTENIBILITÀ.	4
1.3 ALCUNI ESEMPI DI BIOMIMETICA.	5
1.4 SCOPO DELLA TESI.	9
2 COMPORTAMENTO MECCANICO DEGLI ALBERI.	11
2.1 RESISTENZA AL VENTO DEL COMPLESSO ALBERO-SISTEMA RADICALE.	15
2.2 PRINCIPALI MECCANISMI DI ROTTURA.	19
3 DESCRIZIONE DI IMPIANTI ESISTENTI.	27
3.1 SITO DI DOMODOSSOLA MAGGIANIGO	27
3.2 SITO DI PINEROLO (TO).	48
3.3 SITO VALLI DI COLLECCHIO (PR).	61
4 ANALISI DEL CASO STUDIO.	88
4.1 INTRODUZIONE	88
4.2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.	88
4.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.	89
4.4 SOFTWARE DI MODELLAZIONE.	90
4.5 DESCRIZIONE GEOMETRICA DELLA STRUTTURA.	90
4.6 MATERIALI.	92
4.7 ANALISI DEI CARICHI.	96
4.8 COMBINAZIONI DI CARICO.	104
4.9 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI.	106
4.10 VERIFICHE DI STABILITÀ.	115
4.11 ANALISI MODALE ED EFFETTI AEROELASTICI DEL VENTO.	117
4.12 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ.	121
4.13 VERIFICA DEL GIUNTO.	125
5 CONCLUSIONI.	131
6 BIBLIOGRAFIA.	133
7 RINGRAZIAMENTI.	134

1 Introduzione.

1.1 Che cos'è la biomimetica?

Esistono tante definizioni di biomimetica. La più famosa è sicuramente quella di Janine Benyus che sostiene che “è l'emulazione cosciente del genio della vita”¹. Carlo Santulli invece dice che “la biomimetica altro non è che un approccio naturale alla soluzione dei problemi”.²

Si può in ogni caso dire che la biomimetica è sicuramente quella disciplina che cerca soluzioni a partire dalle forme e dai meccanismi della natura, dove per natura si intende in modo particolare l'universo relativo alla materia organica, non quella inorganica. Questo perché gli esseri viventi di qualunque tipo hanno la capacità di adattarsi all'ambiente in cui si trovano, generando forme e proprietà particolari che permettono loro di ottimizzare le proprie risorse al fine di raggiungere uno scopo. È il concetto di evoluzione, per la quale il cambiamento è essenziale per la sopravvivenza.

I materiali in natura sono pochi e preziosi, di conseguenza gli organismi viventi fanno in modo di utilizzarne il meno possibile nel miglior modo possibile. È il concetto di ridondanza strutturale, per la quale l'ecosistema raggiunge il rendimento massimo e funzionamento ottimale per quel preciso scopo in quelle determinate condizioni.

L'idea di portare questi concetti naturali nella progettazione umana ha dato vita alla biomimetica. In realtà come concetto è abbastanza antico, da sempre l'uomo si ispira alla natura per realizzare manufatti e costruzioni che possano semplificarci la vita; la metodologia come la conosciamo oggi, però, venne ideata dalla scienziata Janine Benyus, che nel 1997 pubblicò il famoso libro “Biomimicry: innovation inspired by natura” e nel 1998 fondò il Biomimicry Guild ed è attualmente presidente del Biomimicry Institute.

La biomimetica secondo Benyus è un processo diviso in tre fasi:³

- Fase 1: emulazione della natura non solo nella forma, ma anche nella funzionalità;
- Fase 2: imitazione del processo che porta a quelle forme funzionali;
- Fase 3: imitazione delle logiche dell'ecosistema, ossia considerare le interazioni con gli elementi del contesto.

Il processo può partire sia dalla biologia che dall'esigenza che ci porta a richiedere un processo.

È un processo multidisciplinare che richiede delle conoscenze molto specifiche di biologia, chimica, scienze naturali e altro, conoscenze che altre figure che operano in campi come l'ingegneria, l'architettura, l'informatica o l'economia quasi sicuramente non hanno. Per questo motivo sul web è

¹ Benyus, J. M., “Biomimicry. Innovation inspired by nature”.

² Santulli, C., “La lezione della natura”

³ Siani, R., “Il processo biomimetico sistemico nel progetto tecnologico di architettura”

disponibile un catalogo multimediale ideato proprio dalla Benyus chiamato asknature.org.

1.2 Biomimetica ed ecosostenibilità.

A partire dalla fine degli anni '90 l'interesse per la biomimetica ha avuto una crescita esponenziale in quanto si sono viste in essa le grandi potenzialità in termini di ecosostenibilità.⁴

La prima cosa a cui viene da pensare è sicuramente l'utilizzo di materiali naturali. Non è un concetto fondamentale della biomimetica, ma sicuramente ne è una parte importante. Un esempio è l'utilizzo delle fibre naturali nei materiali compositi, o l'utilizzo del legno nelle costruzioni (come nel caso studio oggetto di questa tesi).

Per quanto riguarda il processo produttivo, Santulli sostiene che l'ecosostenibilità debba passare proprio a monte, in quanto in natura la creazione di qualcosa passa per materiali e processi che fanno in modo che, quando l'organismo arriva a fine vita questo sia completamente smaltibile; Santulli sostiene che la stessa cosa dovrebbe avvenire nel processo produttivo.⁵

Ma l'ecosostenibilità della biomimetica passa anche per altri fattori. Ad esempio, nel caso delle costruzioni si possono ideare delle strutture ispirate alla natura che consentono di migliorare l'efficientamento energetico in modo passivo. È il caso dell'Eastgate Complex di Harare, in Zimbabwe, una struttura che possiede un sistema di ventilazione passivo ispirato ai termitai e che assorbe calore durante il giorno e lo rilascia durante la notte quando le temperature sono più basse.



Figura 1: Fotografia dell'Eastgate Center e di un termitaio, immagine presa da inhabitat.com

⁴ Santulli, C., "La lezione della natura"

⁵ Santulli, C., "La lezione della natura"

1.3 Alcuni esempi di biomimetica.⁶

Si riportano di seguito alcuni esempi di biomimetica non solo in campo strutturale, ma anche industriale.

Crystal Palace di Londra.

Il Crystal Palace di Londra era un'enorme struttura in vetro eretta nel 1851 in occasione di un'Esposizione Universale. La struttura è stata ispirata alla Victoria Amazonica per ottenere una costruzione leggera, a risparmio energetica ed efficace contro l'insolazione.

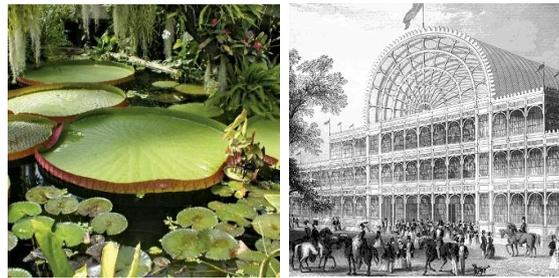


Figura 2: Victoria Amazonica e Crystal Palace, immagine da Wikipedia-com

Le colle naturali.

In ambito industriale ci si è resi conto che non può esistere una colla universale che vada bene per qualunque tipo di superficie o materiale da incollare. Ciò si può vedere dalla natura, in cui solitamente il collante ha delle proprietà chimiche molto simili a quelle degli elementi da incollare. Degli esempi sono la sericina nella seta che incolla la fibroina, oppure la pectina nelle piante che incolla la cellulosa e l'emicellulosa.

Esistono infine adesivi fisici che sono ispirati, ad esempio, alle zampe del gecko.



Figura 3: Particolare della zampa del gecko, foto presa da astronautinews.it

⁶ Gli esempi presentati in questo paragrafo sono in parte presi dal sito asknature.org e in parte dalla tesi della dottoressa Siani "Il processo biomimetico sistemico nel progetto tecnologico di architettura"

Materiali auto riparanti.

Come già accennato, in natura i sistemi biologici cambiano per adattarsi alle condizioni in cui si trovano; un esempio è il meccanismo di accrescimento degli alberi, meccanismo che verrà illustrato nei capitoli successivi.

Soprattutto nel campo delle costruzioni si sta cercando di imitare almeno in parte questo tipo di comportamento.

Un esempio classico è quello del calcestruzzo TecEco Ecocement, che al suo interno contiene aggregati a base di magnesio al posto di quelli a base di calcio. Questo materiale assorbe anidride carbonica la quale va a reagire con il magnesio, creando carbonato di magnesio che va a chiudere le microfessure che si creano durante la vita del calcestruzzo.

Treno Shinkansen.

Il treno Shinkansen è un treno veloce che circola in Giappone, e che ha una caratteristica forma del muso ispirata al becco del martin pescatore:



Figura 4: Analogie fra il treno Shinkansen e il becco del martin pescatore, foto presa da ariximballaggi.it

La particolare conformazione del becco consente a questo piccolo uccello di calare sulle prede a velocità altissime senza emettere il minimo rumore. Tale principio è stato applicato anche a questo treno, per permettergli di muoversi ad alte velocità in modo silenzioso.

Impieghi in campo statico-strutturale.

L'osservazione delle proprietà statiche di molti complessi naturali ha portato nel corso degli anni alla creazione di molte strutture iconiche. Esempi classici sono le coperture di Nervi e le tensostrutture di Otto.

Pier Luigi Nervi era un grande estimatore delle capacità della natura, e osservando sistemi quali i calici di fiori, gusci d'uova, canne, conchiglie, foglie lanceolate, ha dato vita a strutture che oggi sono note in tutto il mondo.



Figura 5: Copertura del Palazzetto dello Sport di Roma realizzato da Nervi in occasione delle Olimpiadi

Frei Otto non è stato da meno. Per lo Stadio Olimpico di Monaco, ad esempio, si è ispirato alle ali delle libellule, le quali sono estremamente sottili (solo tre millesimi di millimetri) eppure estremamente resistenti grazie alla divisione in 1000 sezioni.



Figura 6: Copertura dello Stadio Olimpico di Monaco di Frei Otto, presa da infobuild.it

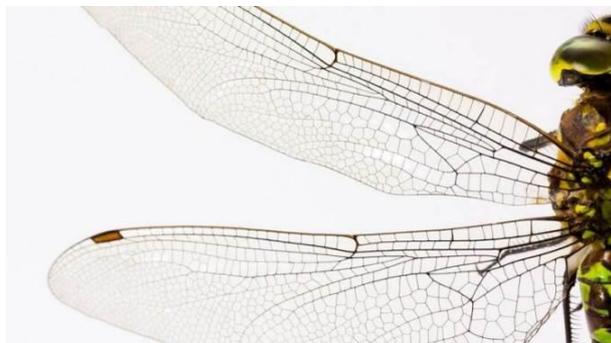


Figura 7: Particolare delle ali di una libellula, presa da notiziescientifiche.it

Vernice Lotusan.

La Lotusan è un particolare tipo di vernice autopulente, ossia se applicata ad una facciata impedisce allo sporco di accumularsi su di essa. Tale tecnologia è ispirata alle proprietà idrofobe delle foglie del fiore di loto.



Figura 8: Particolare della foglia del fiore di loto, presa da scientificast.it

Sistema Solar Ivy.

Solar Ivy è un particolare sistema fotovoltaico che ha l'aspetto delle foglie di edera. Si adatta a qualunque facciata, non occupa superficie in eccesso, e presenta un sistema di monitoraggio che permette all'utente di controllare il quantitativo di energia da accumulare.



Figura 9: Sistema fotovoltaico Solar Ivy, immagine di inhabitat.com

Strutture grid-shell a doppia curvatura.

Si conclude la carrellata di esempi con le strutture grid-shell a doppia curvatura, delle particolari strutture reticolari a graticcio ispirate alla struttura del lattice.

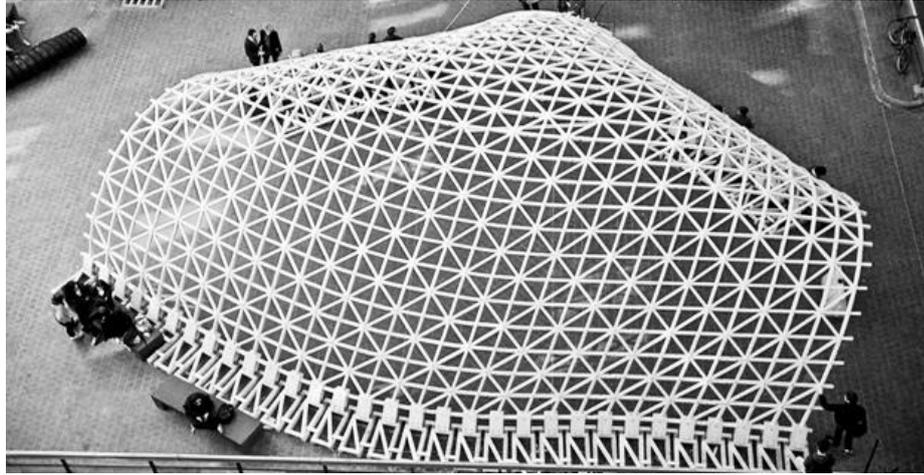


Figura 10: Struttura grid-shell in legno, immagine presa da architetturaecosostenibile.it

1.4 Scopo della tesi.

Scopo della tesi è quello di realizzare una struttura per telecomunicazioni in grado di portare un certo numero di pannelli fotovoltaici oltre i classici impianti relativi alle antenne e altri apparati, il tutto al fine di ottenere una struttura resistente, funzionale e maggiormente ecosostenibile.

L'organismo naturale d'ispirazione è l'albero, sia da un punto di vista del materiale che funzionale.

Il materiale scelto, ovviamente, è il legno, e nello specifico il legno lamellare che consente di superare gran parte dei limiti relativi al legno naturale, come la gran quantità di difetti, i limiti in termini di dimensione e sezione, e riduce anche il problema dell'anisotropia.

Da un punto di vista funzionale invece, chiaramente non è stato possibile imitare i meccanismi di formazione biologica che naturalmente l'albero mette in atto per adattarsi ai cambiamenti di carico durante la sua vita, ma si sono considerati i risultati finali di questi possibili meccanismi, in particolare quelli relativi alla base della struttura.

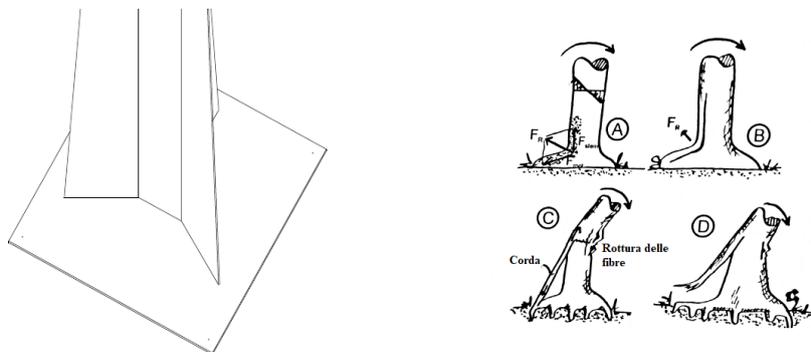


Figura 11: Confronto fra la base della struttura e i tipici meccanismi alla base di un albero per resistere alle azioni del vento (seconda immagine presa dal libro di Claus Mattheck)

Si è proceduto dunque ad illustrare il comportamento meccanico tipico di un albero e i relativi meccanismi di rottura (Capitolo 2); nel Capitolo 3 vengono invece presentati alcuni impianti tradizionali esistenti della INWIT in acciaio, due tralicci e un palo a sezione circolare; infine nel Capitolo 4 si illustra il dimensionamento, l'analisi e la verifiche della struttura in legno lamellare oggetto di studio di questa tesi.

2 Comportamento meccanico degli alberi.

L'albero è il sistema che in suddetto studio si andrà a considerare per le forti analogie con le strutture che verranno trattate.

Le azioni agenti sull'albero sono principalmente peso proprio, vento e tensioni da crescita. Essendo il sistema un organismo vivente, sono presenti dei meccanismi di crescita che fanno in modo che l'albero si adatti di volta in volta alle situazioni avverse di carico. Si parla di "compromise tree", ossia un albero che ha una corona sufficientemente larga e un apparato radicale adeguato, in modo che non risulti troppo grande ma nemmeno troppo esile. Se la corona fosse troppo grande, l'albero risulterebbe troppo pesante, si perderebbe troppa acqua e sarebbe necessario un apparato radicale più importante per resistere al vento.⁷

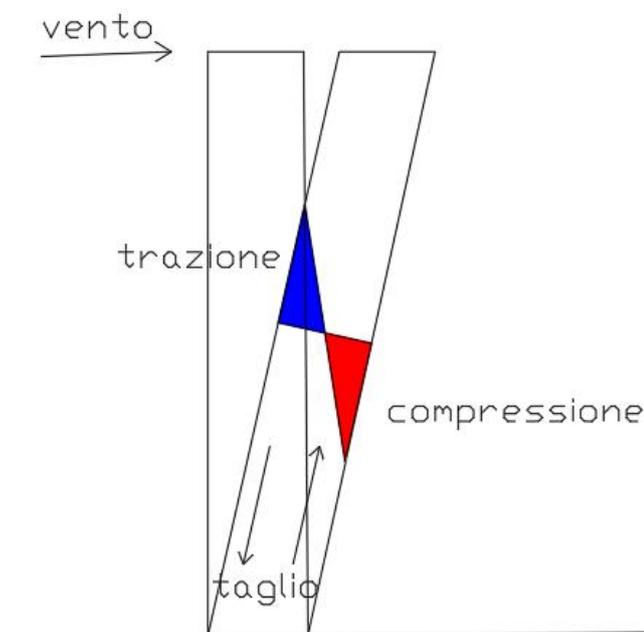


Figura 12: Azioni che si generano nell'albero a causa del vento

Da queste azioni, nell'albero si genereranno taglio, trazione, compressione e flessione, ed esistono vari meccanismi di crescita che aiutano l'albero a resistere a tali sforzi e che si adattano di volta in volta durante la vita dell'organismo:⁸

- Geotropismo positivo: i rami si orientano secondo il verso della forza di gravità;
- Geotropismo negativo: i rami si orientano con verso contrario rispetto a quello della forza di gravità;
- Fototropismo: i rami si orientano verso la luce del sole;
- Dominio apicale: l'apice vegetativo controlla lo sviluppo delle gemme laterali. Ciò si traduce nella forma concava tipica dell'epinastia.

⁷ Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"

⁸ Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"

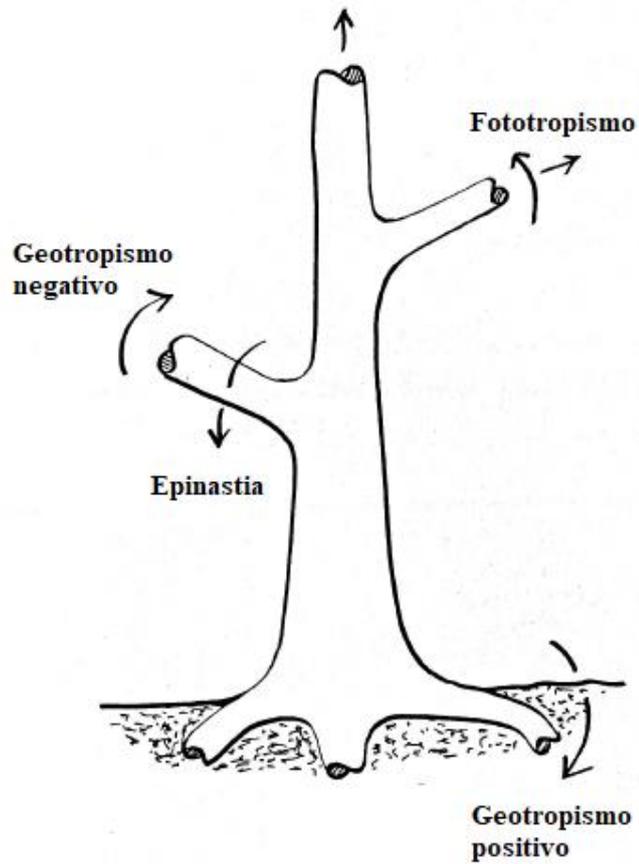


Figura 13: Tipici meccanismi di accrescimento, disegno estratto e tradotto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

Questi meccanismi di adattamento non riguardano solo la direzione e il verso dei rami, ma anche gli anelli di crescita interni, e ciò dipende sostanzialmente dal tipo di carico agente:

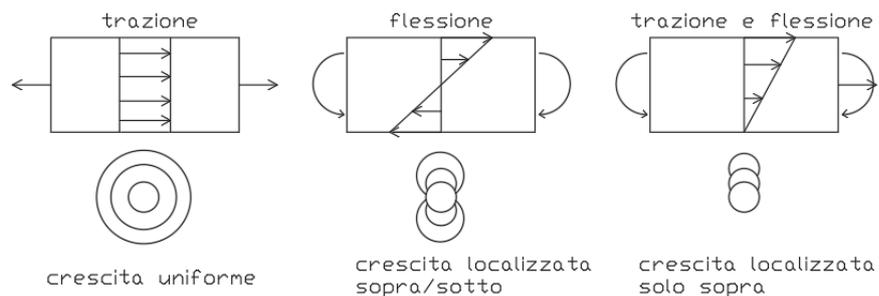


Figura 14: Anelli di accrescimento sia nei rami che nelle radici

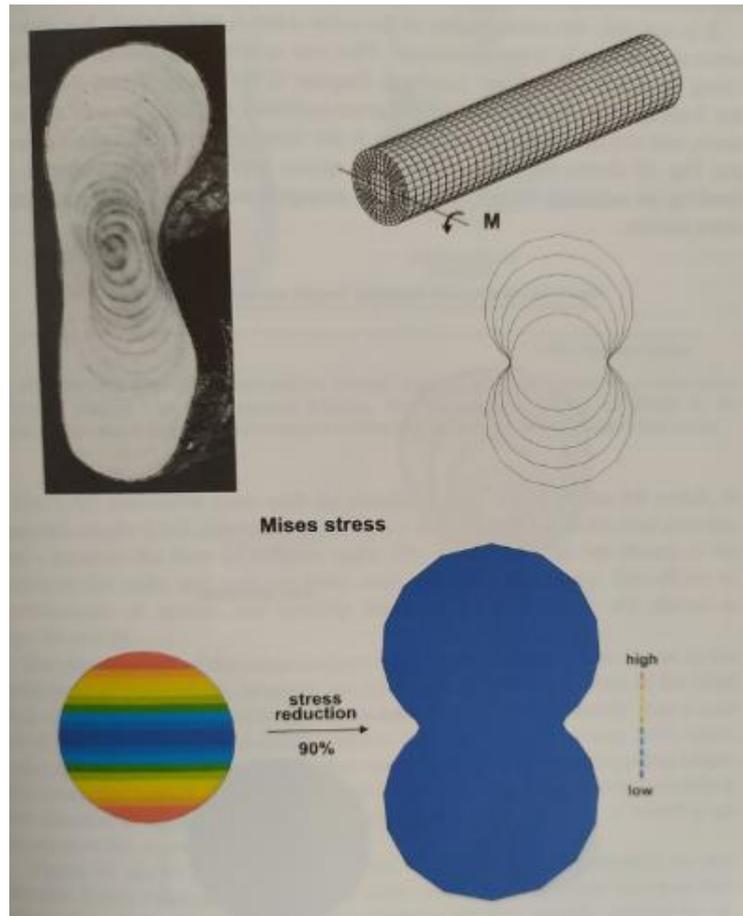


Figura 15: Effetto della flessione analizzato con un modello FEM, tratto da libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

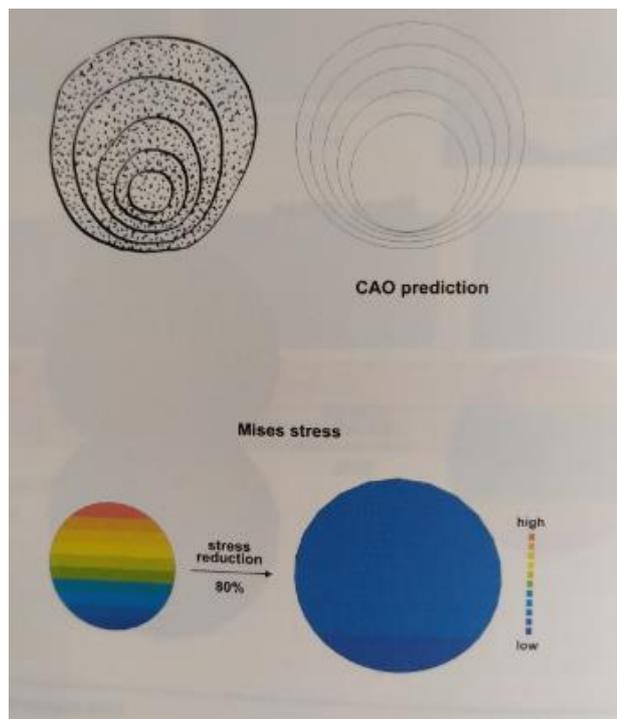


Figura 16: Effetto combinato di flessione e compressione analizzato con modello FEM, tratto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

L' albero, analogamente ad una piastra, è soggetta al fenomeno di concentrazione degli sforzi in corrispondenza dei nodi di accrescimento o di attacco dei rami, nodi che si formano sempre per il principio di adattamento di crescita.

Tutti questi meccanismi interagiscono fra di loro al fine di minimizzare gli effetti dei carichi, e ciò si ottiene tramite due principi:

- Evitare la concentrazione degli sforzi
- Perseguire l'assioma delle tensioni uniformi su tutta la lunghezza dell'albero, che è il principio fondamentale.

Si riportano di seguito degli esempi di crescita adattiva.⁹

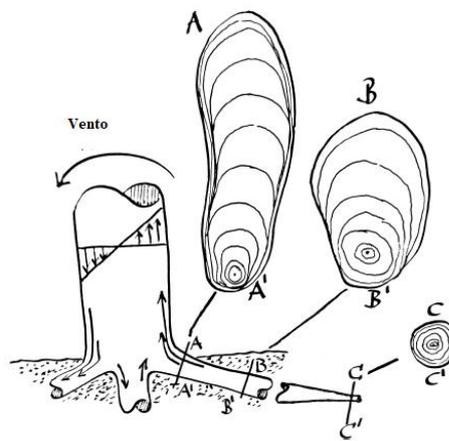


Figura 17: Esempio di anelli di accrescimento lungo la radice, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

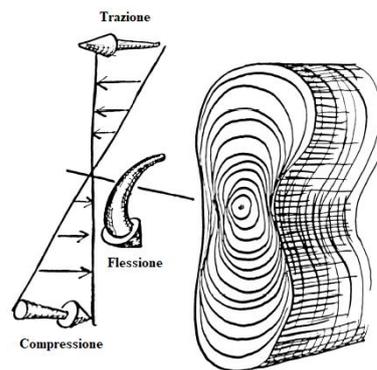
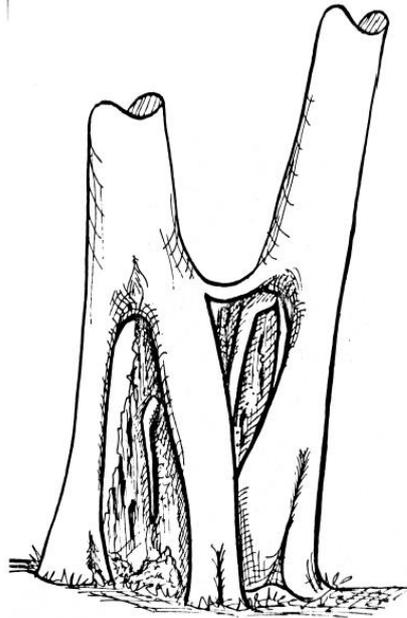


Figura 18: Esempio di anelli da flessione, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

⁹ Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"



*Figura 19: Esempio particolare di radici e di loro sviluppo per resistere in presenza di una cavità, disegno originale estratto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck*

2.1 Resistenza al vento del complesso albero-sistema radicale.

Fra tutti i carichi agenti, il vento è sicuramente quello di entità più consistente e più problematico. Ciò deriva non solo dal valore del carico in sé, ma anche da fatto che il legno naturale è un materiale anisotropo, di conseguenza il suo comportamento dipende dalla condizione di carico. In particolare, lungo le fibre l'albero resiste a trazione due volte di più rispetto che a compressione, in quanto in quest'ultimo caso interviene il fenomeno del buckling di suddette fibre; viceversa avviene se invece il carico è applicato ortogonalmente ad esse.

L'effetto del vento per poter ricavare le relazioni che legano l'altezza dell'albero col suo diametro si può valutare con un modello di trave a mensola in cui il carico laterale è proprio il vento stesso, mantenendo sempre l'ipotesi di tensioni uniformi.¹⁰

¹⁰ Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"

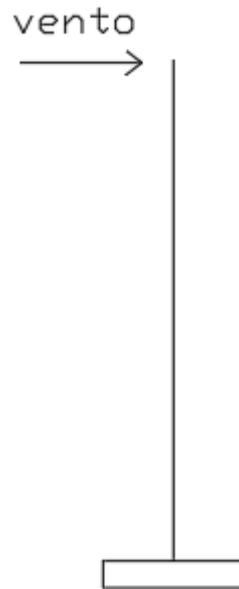


Figura 20: Schema a mensola con cui modellare l'albero

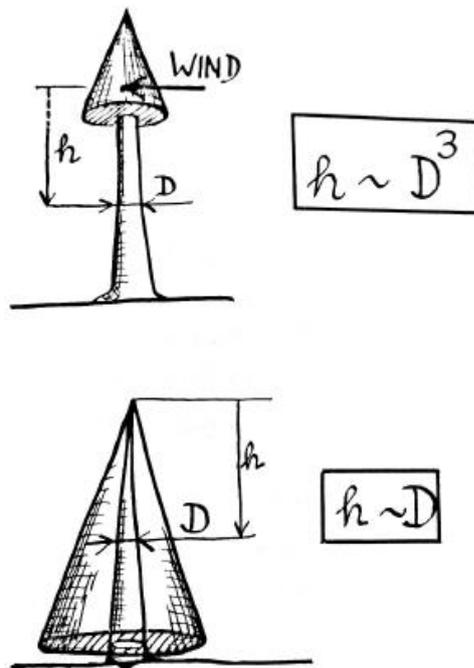


Figura 21: Relazione fra altezza e diametro del tronco in funzione del vento, disegno originale tratto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

Per quanto riguarda l'apparato radicale, esistono principalmente quattro casi limite:¹¹

- Sistema radicale superficiale: adatto ad ambienti poco ossigenati
- Radice fittonata
- Radice a contrafforte
- Radice a cuore: tipologia più efficiente per la distribuzione del carico.

¹¹ Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"

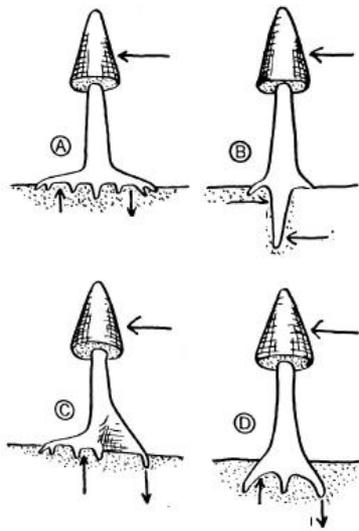


Figura 22: Tipologie limite di radice, disegno originale tratto dal libro *Trees: The Mechanical Design*, di Claus Mattheck

I meccanismi di crescita adattiva illustrati prima valgono anche per le radici, ma in più c'è anche l'idrotropismo, ossia il meccanismo per cui la radice si orienta verso la sorgente d'acqua.¹²

Come già detto, queste tipologie di apparati radicali sono dei casi limite, perché nella realtà la disposizione delle radici dipende dalle condizioni al contorno (tipologia di terreno, contenuto e livello dell'acqua, ecc...). Il tutto è il risultato di un compromesso bio-meccanico che permette all'albero sia di resistere ai carichi che di accedere all'acqua. In tutto ciò l'idrotropismo in questo caso risulta essere il meccanismo dominante.

Per quanto riguarda l'intero complesso terreno-radici, si adotta tipicamente il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

¹² Mattheck, C., "Tree: the mechanical design"

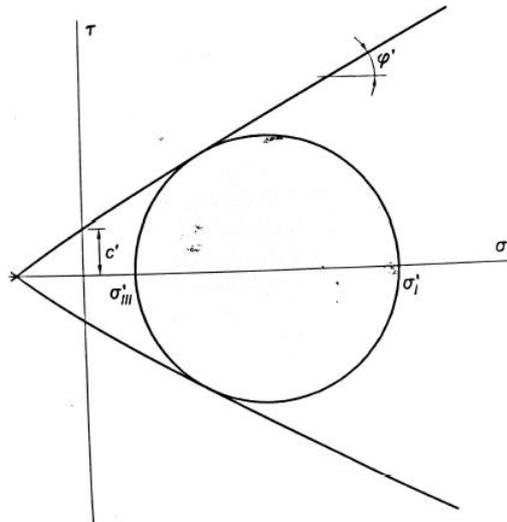


Figura 23: Criterio di Moh-Coulomb, disegno tratto dal libro *Fondazioni* di Renato Lancellotta e José Calavera

Rispetto al taglio, il terreno resiste grazie alla compressione ma non alla trazione; ne consegue che, nella zona dove il terreno è compresso avremo delle radici meno importanti, mentre nella zona dove il terreno è teso avremo delle radici più lunghe e grandi che faranno da armatura; questo è il principio con cui si generano le radici a contrafforte.¹³

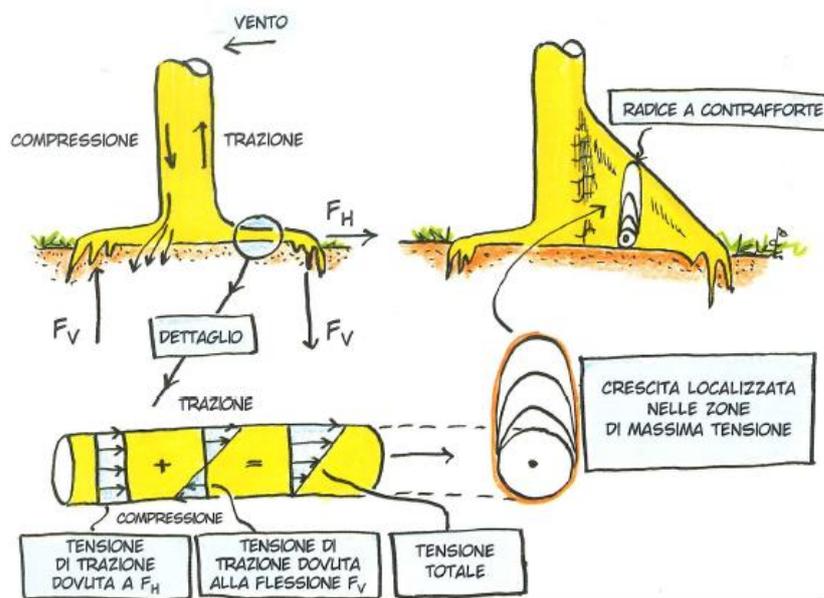


Figura 24: Particolari delle radici a contrafforte, disegno originale tratto dal libro *La Meccanica applicata all'albero* di Claus Mattheck

¹³ Mattheck, C., "La meccanica applicata all'albero"

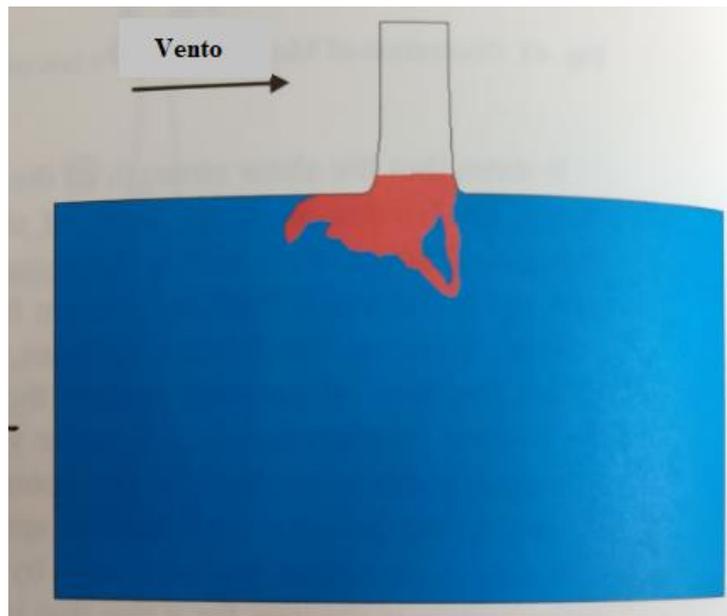


Figura 25: Predizione tramite modello informatico della disposizione delle radici in risposta all'azione del vento. Immagine originale estratta dal libro *Design in Nature: Learning from Trees* di Claus Mattheck

Le radici sono sempre meno spesse del tronco proprio perché attorno ad esse il terreno fa da supporto e viceversa. Esse si disporranno sempre in modo che le tensioni da taglio fra le radici e il terreno siano sempre uniformi lungo le prime; è una generalizzazione dell'assioma delle tensioni uniformi visto in precedenza.

2.2 Principali meccanismi di rottura.

Alla luce di tutto ciò, si possono analizzare i vari modi in cui un albero si può rompere a causa, soprattutto, del vento.¹⁴

Rottura trasversale di un cilindro solido

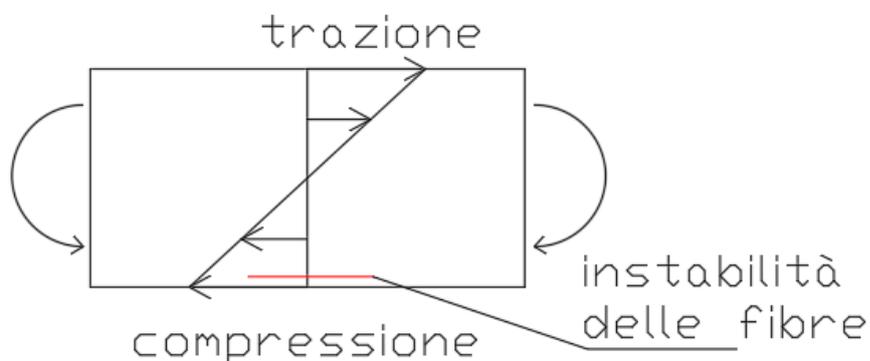


Figura 26: Cilindro sottoposto a flessione

¹⁴ Mattheck, C., "Design in nature: learning from trees"

Il tronco dell'albero può essere schematizzato come un cilindro che, a causa del vento, è sottoposto a flessione. Poiché a causa dell'instabilità le fibre non resistono molto a compressione, possiamo considerare come tensione limite del tronco quella a compressione, determinata in laboratorio, σ_c ; sapendo che:

$$\sigma = \frac{M}{I} r = \sigma_c$$

$$I = \frac{\pi}{4} R^4$$

Si ricava il momento massimo e da esso la forza massima del vento che il tronco può sopportare. Tutto ciò sotto l'ipotesi di trascurare i nodi presso i quali c'è una concentrazione delle tensioni

Collasso di un tubo a parete spessa per appiattimento della sezione trasversale

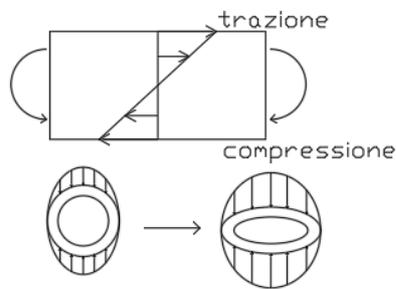


Figura 27: Ovalizzazione del tubo a parete spessa

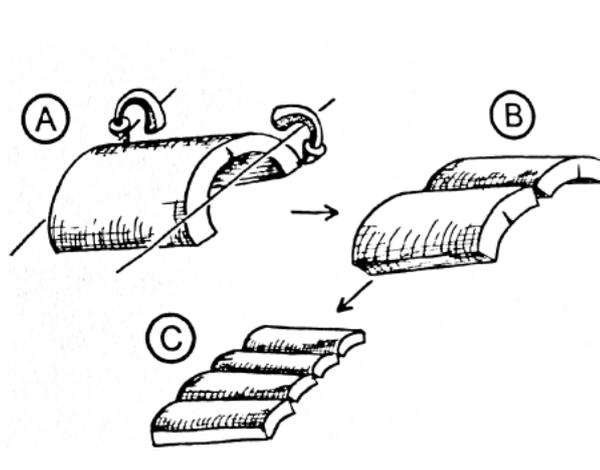


Figura 28: Particolare della frattura longitudinale, disegno originale tratto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

È il caso del tronco vuoto che, sempre a causa del vento, è sottoposto a flessione.

Qui la flessione causa una modifica della sezione che si ovalizza; questa ovalizzazione causa la formazione di fratture longitudinali che si propagheranno fino al collasso del tronco.

Collasso del tubo a parete sottile: instabilità del guscio

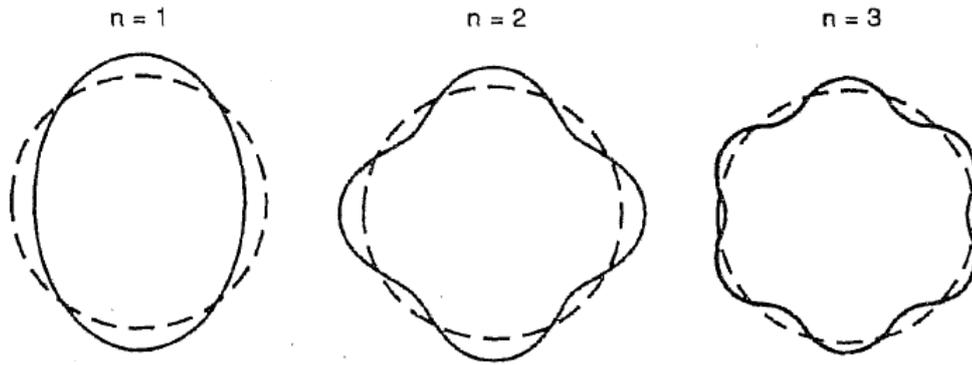


Figura 29: Vari modi in cui un guscio sottile può instabilizzarsi, tratto dal libro *Scienza delle Costruzioni 2* di Alberto Carpinteri

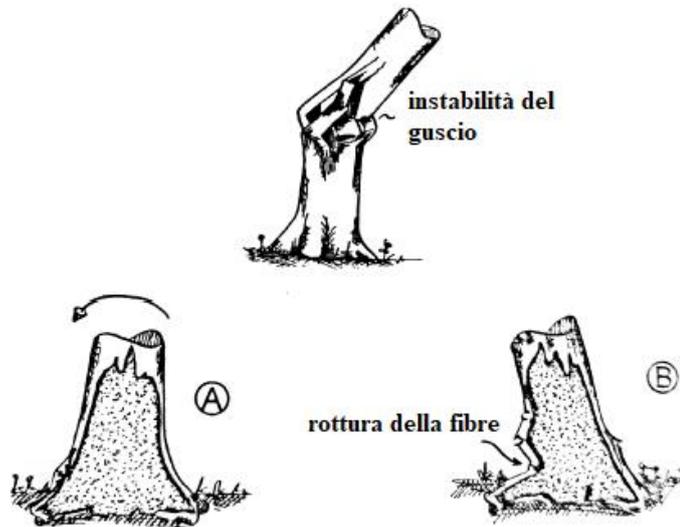


Figura 30: Instabilità del tubo a parete sottile, disegno originale tratto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

In questo caso il tronco collassa prima che la sezione si ovalizzi, perché avviene il fenomeno dell'instabilità che è un collasso improvviso e catastrofico. Localmente si crea uno scompenso in quello che una volta era uno stato uniforme di tensione, per cui l'albero cercherà di compensare con la formazione un bulbo anulare in quel punto.

Ricordiamo che per lo studio dell'instabilità dei gusci si parte dall'equazione della linea elastica per le travi curve:

$$\frac{d^2v}{ds^2} + \frac{v}{r^2} = -\frac{M}{EI}$$

Andando ad analizzare il problema come un involucro cilindrico di raggio R soggetto a pressione esterna, si può risolvere il problema agli autovalori e

autovettori con l'ausilio delle condizioni al contorno, per cui le soluzioni sono:

- Autovalori: $\alpha_n = 2n$
- Autovettori, cioè la deformata: $v(\theta) = A\sin\alpha\theta + B\cos\alpha\theta + \frac{qR^3 - M_A R^2}{qR^3 + EI}$

Da notare che per $n=1$ si ottiene la sezione ovalizzata con una deformata pari a $v(\theta) = v_0 \cos 2\theta$, mentre per $n>1$ si ottengono le altre deformate possibili.

Sezione aperta

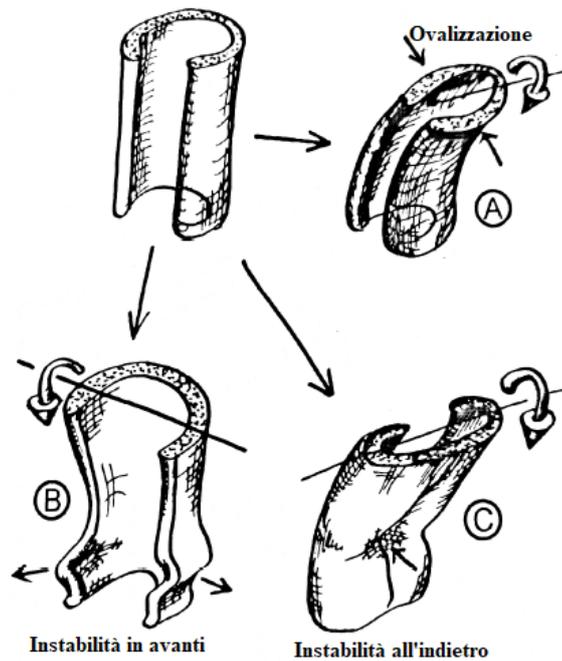


Figura 31: Tubo a sezione aperta e tipi di collasso, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

In questo caso il collasso dipende dall'altezza del punto di applicazione e dalla direzione del vento.

Orecchie del Diavolo

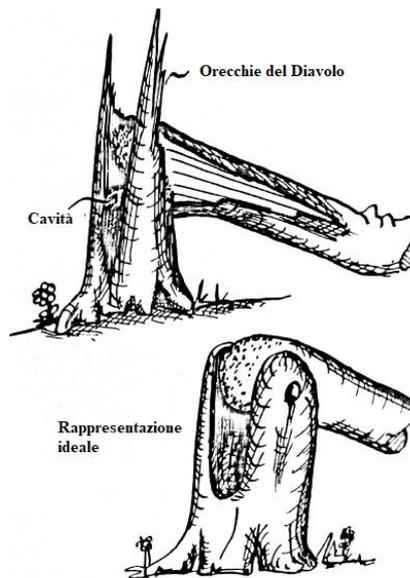


Figura 32: Orecchie del Diavolo, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

Meccanismo che si instaura quando nella parte radicale o in prossimità di essa è presente una grossa cavità per cui la parte superiore del tronco ruota con effetto cerniera, creando queste caratteristiche orecchie che fanno da guida.

Hazard beam

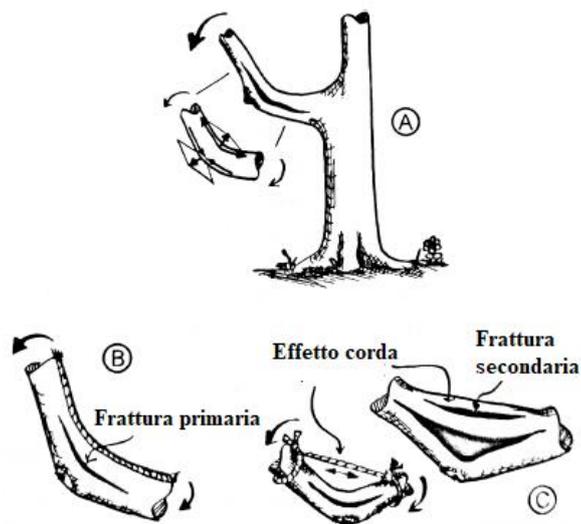


Figura 33: Meccanismo dell'hazard beam, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

Questo fenomeno si instaura quando un ramo o il tronco storti vengono sottoposti ad una flessione che tende a farli raddrizzare: la parte concava sarà sottoposta ad una tensione trasversale di trazione, mentre quella compressa da una di compressione. Grazie al suo naturale meccanismo adattivo, utilizzando i raggi degli anelli di crescita, l'albero fa in modo che queste tensioni trasversali si annullino e crea delle tensioni assiali che generano una fessura longitudinale nel suddetto ramo o tronco. Il fenomeno è stato studiato con un confronto fra le tensioni misurate con un frattometro e quelle ricavate da un modello FEM.



Figura 34: Frattometro, foto tratta dal sito dedicato Articoliforestali.com

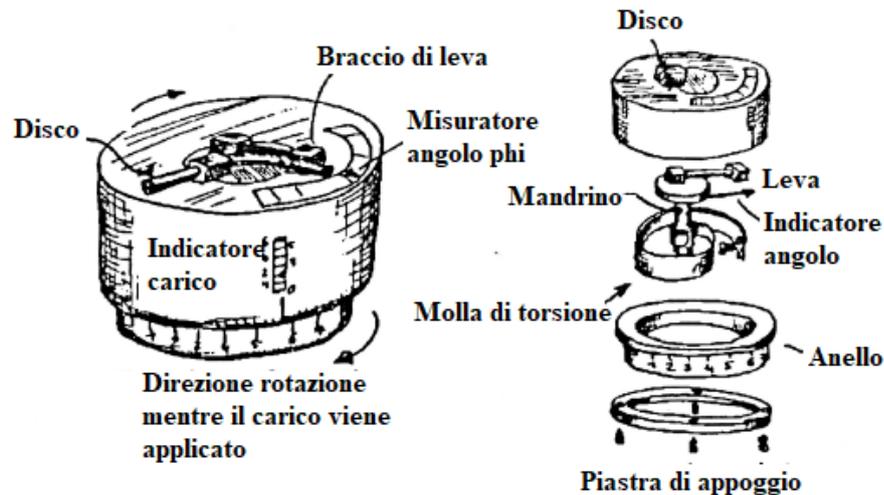


Figura 35: Funzionamento di un frattometro, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

Dopo aver creato la fessura longitudinale, l'albero lavorerà per ristabilire l'assioma delle tensioni uniformi.

Rottura delle radici superficiali per vento

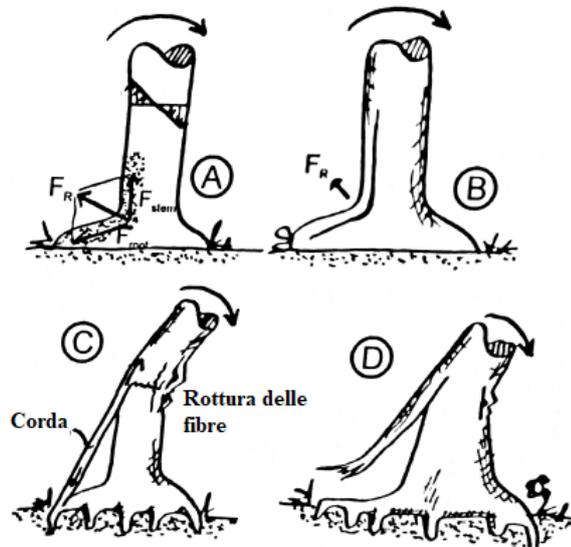


Figura 36: Rottura delle radici superficiali, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

È un caso particolare di hazard beam in cui, dal lato dell'azione del vento, si crea proprio questo meccanismo di creazione della frattura longitudinale vista in precedenza.

Se è presente una radice come nei casi C e D, questa può fratturarsi nella parte superiore oppure in quella inferiore e fare l'effetto frusta.

Rotazione della zolla dovuta al vento

Questo tipo di collasso consiste in una rotazione dell'intero sistema terreno-radici. In questo caso la zolla si comporta come un materiale composito. Se abbiamo delle radici superficiali molto lunghe, queste si rompono mentre il sistema ruota perché il terreno attorno è meno efficace; nel caso di radici a cuore invece il sistema funziona meglio e le radici non si rompono, ma il collasso è definibile come uno da sfilamento tipico dei materiali compositi con fibre.

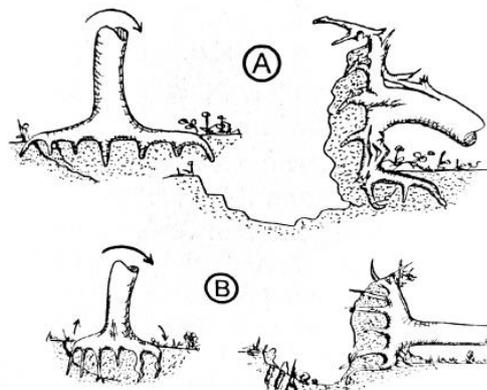


Figura 37: Rotazione del complesso zolla-radici, disegno originale estratto e tradotto dal libro *Design in Nature: Learning from Tress* di Claus Mattheck

È possibile ricavare un diagramma di cedimento basato sullo studio di 2500 alberi sradicati dal vento:

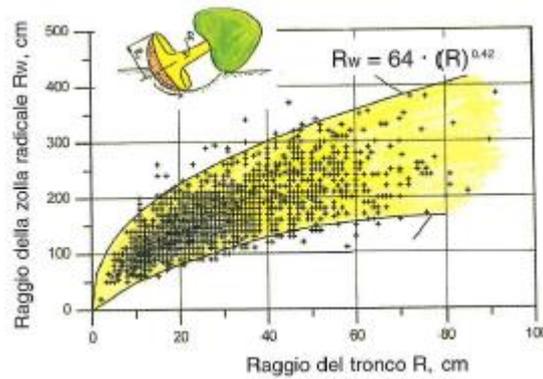


Figura 38: Diagramma di cedimento, disegno originale estratto e tradotto dal libro *La Meccanica applicata all' Albero* di Claus Mattheck

La linea superiore è riferita all'albero singolo, mentre quella inferiore ad un complesso di alberi.

Collasso delle fibre

Lungo le fibre l'albero è due volte meno resistente a compressione rispetto che alla trazione, in quanto essendo estremamente snella si instabilizza.

La resistenza a compressione si riduce ulteriormente in presenza di difetti, in particolare in presenza dei fori dei rami nella parte compressa dei tronchi.

3 Descrizione di impianti esistenti

I siti che si vanno a presentare appartengono alla INWIT, un'azienda facente parte del Gruppo Telecom Italia e che si occupa sostanzialmente della copertura dei servizi di telefonia wireless su tutto il territorio in funzione anche dello sviluppo delle nuove tecnologie esistenti.

I siti della INWIT possono essere distinti principalmente in due categorie:

- Siti roof-top
- Siti raw-land

I siti roof-top sono piccoli sistemi che tipicamente si trovano sui tetti di edifici, e sono composti da elementi di dimensioni contenute in funzione delle necessità, del contesto abitativo e dei vincoli normativi.

I siti raw-land invece si dividono a loro volta in due categorie:

- Pali
- Tralicci

Si tratta principalmente di siti più vasti di quelli roof-top e che prevedono delle aree apposite per l'alloggio degli impianti, all'esterno o all'interno di opportune strutture dette shelter.

I siti che si andranno a descrivere appartengono alla seconda categoria, si tratta di due tralicci e un palo, e sono stati tutti soggetti ad ammodernamento tecnologico.

3.1 Sito di Domodossola Maggianigo¹⁵

Il sito sorge in località Tagliaroli di Domodossola (Piemonte), in un'area produttiva agricola classificata come classe 2 per quanto riguarda i vincoli di difesa del suolo; infatti non era prevista alcuna opera di scavo e spostamento terra, per cui i vincoli idrogeologici sono stati rispettati.



Figura 39: estratto CTR

¹⁵ Dal progetto NO9D del comune di Domodossola Maggianigo

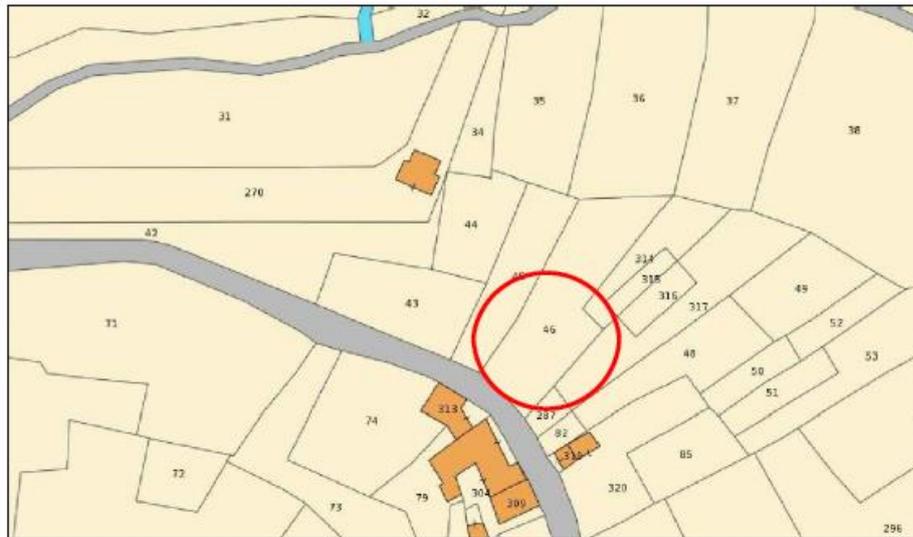


Figura 40: estratto catastale, particella 46



Figura 41: Ortofoto

Il sito è una stazione Radio per Telefonia Mobile Cellulare, costituito da un traliccio in acciaio alto 25 m, costituito da cinque torri a sezione quadrata e variabile con l'altezza:

- Da 0 a 15 m: si passa da un lato di 2,925 m a 1,32 m;
- Da 15 a 25 m: lato costante di 2,925 m.

I collegamenti sono realizzati tramite giunti bullonati, alla sommità è presente una piattaforma ottagonale, ed è presente una scala a pioli interna al traliccio. È presente anche una rastrelliera che corre lungo tutta la struttura e che trasporta i cavi dagli impianti a terra fino alle varie antenne in

cima. Per quanto riguarda l'impianto, sono presenti tre celle con un'antenna ciascuna montate sui montanti del traliccio, orientate di 30°, 130° e 270° rispetto al Nord e con quota da terra al centro elettrico di 22 m. Il resto degli apparati tecnologici a terra è contenuto all'interno di un container prefabbricato detto shelter.

La fondazione è costituita da una platea a vasca di dimensioni 5,40x5,40x0,5 m³, con un blocco di 3,40x3,40x1,40 m³, e un alleggerimento di 2,40x2,40x1,40 m³. Il tutto è riempito con del materiale di scavo e chiuso con una soletta a cui è ancorata la scala di pioli.

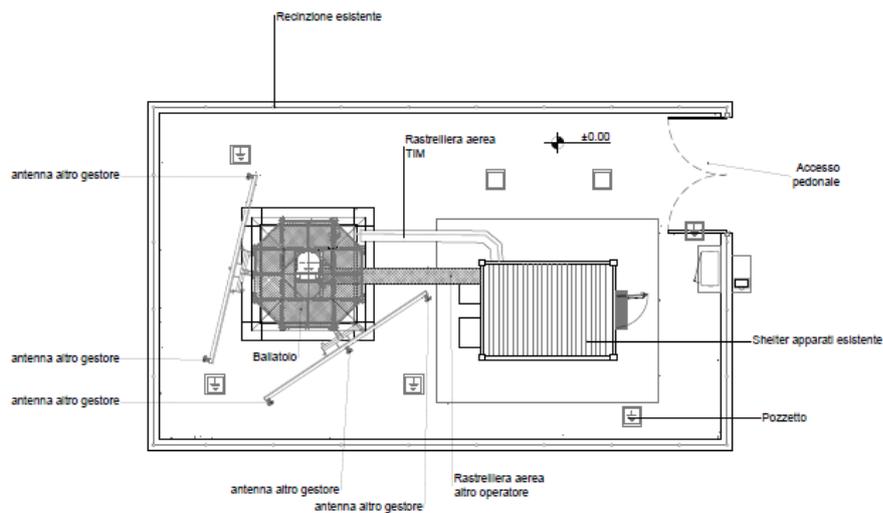


Figura 42: Vista in pianta prima dei lavori

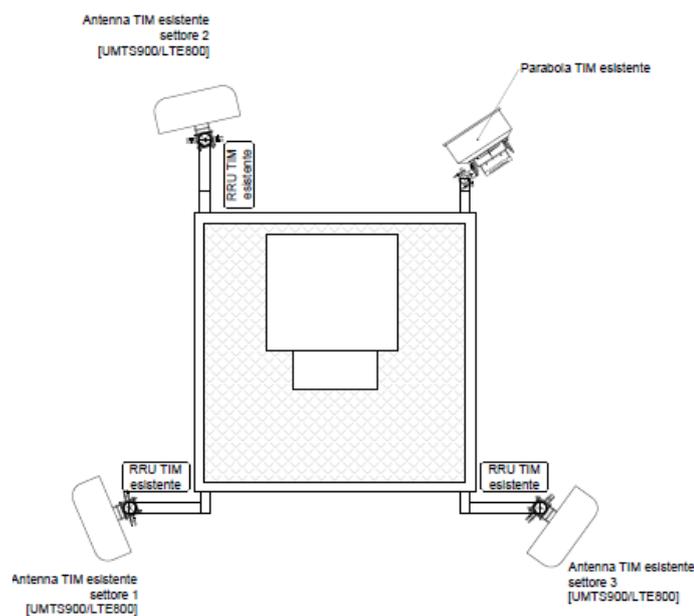


Figura 43: Installazioni prima dei lavori

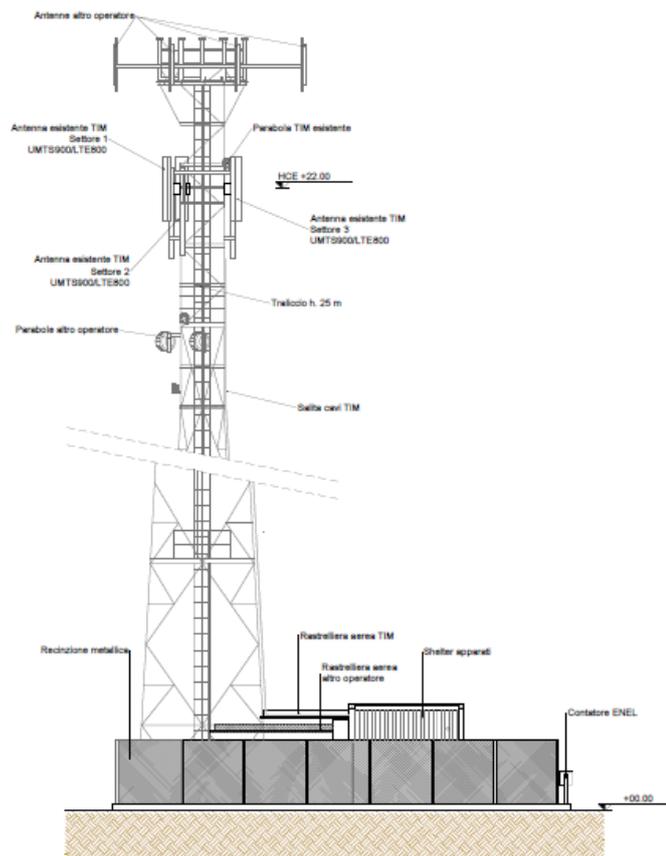


Figura 43: Prospetto prima dei lavori

L'ammmodernamento tecnologico è consistito nell'implementazione dei sistemi LTE1800 e LTE2000 con le antenne esistenti, e l'inserimento di una scheda RBS6630 nello shelter, sei cavi in fibra ottica e sei RRV per cella. Non è stata prevista nessuna modifica nè all'impianto elettrico e né a quello di messa a terra.

Tipo	Modello	Orientamento (°N)	Quota (m)
Antenna settore 1 UMTS900/LTE800/LTE1800/LTE2600	HUAWEI APE4518R17v06 (1999x369x149)	30°	c.e. 22.00 m
Antenna settore 2 UMTS900/LTE800/LTE1800/LTE2600	HUAWEI APE4518R17v06 (1999x369x149)	130°	c.e. 22.00 m
Antenna settore 3 UMTS900/LTE800/LTE1800/LTE2600	HUAWEI APE4518R17v06 (1999x369x149)	270°	c.e. 22.00 m

Tabella 1: Antenne da installare

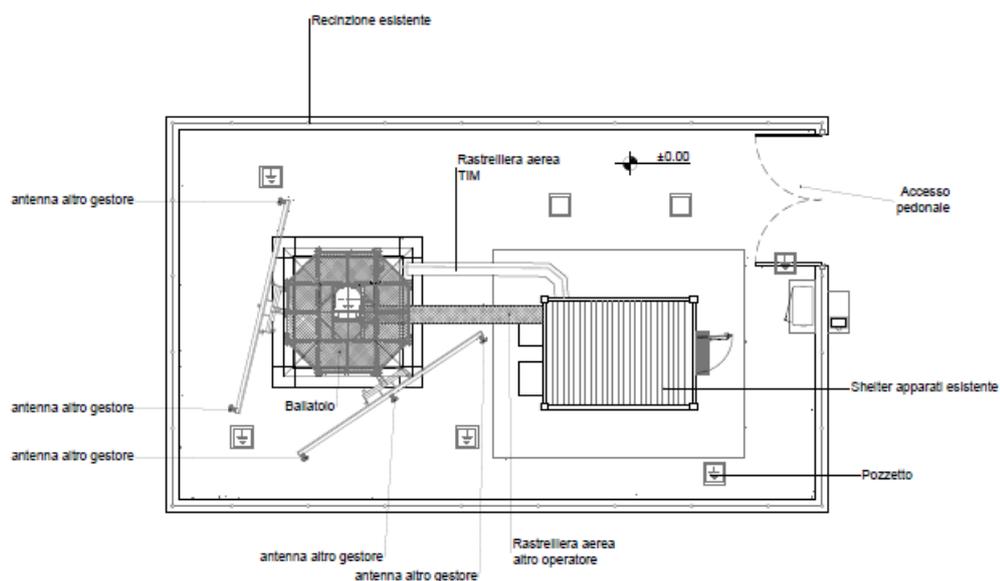


Figura 44: Pianta post lavori

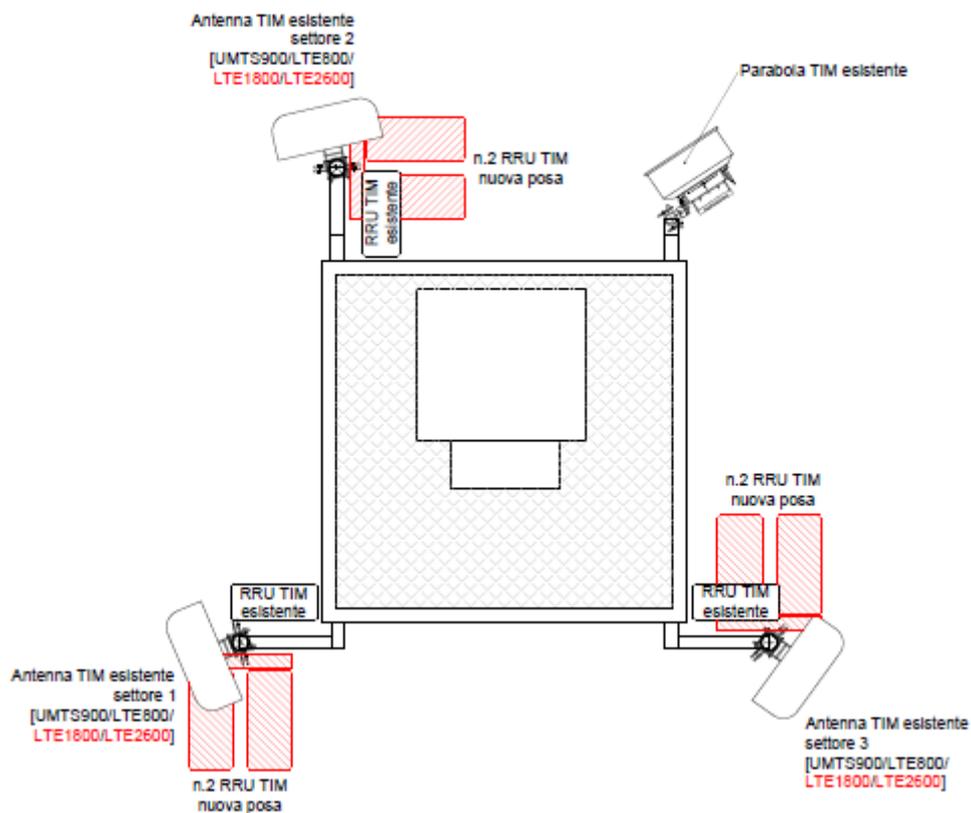


Figura 45: Installazioni post lavori

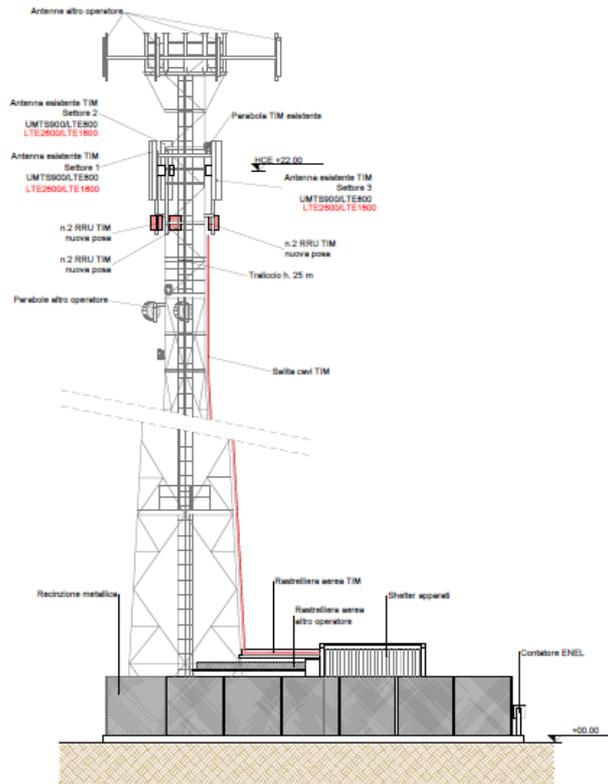


Figura 46: Prospetto post lavori

L'ammmodernamento ha richiesto delle verifiche strutturali che di seguito vengono riportate.

I carichi agenti considerati sono:

- Peso proprio di struttura e installazioni
- Vento
- Manicotto di ghiaccio di spessore 12,5 mm.

I materiali utilizzati sono:

- Montanti: S355JR ($f_{yk}=355 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk}=510 \text{ N/mm}^2$)
- Diagonali, aste di parete, tirafondi: S235JR ($f_{yk}=235 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk}=360 \text{ N/mm}^2$)
- Bulloni: UNI EN ISO 898 Classe 6,8 ($f_{yk}=480 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk}=600 \text{ N/mm}^2$)
- Calcestruzzo: C²⁰/25
- Barre di acciaio: B450C.

Il metodo di calcolo è quello semi-probabilistico agli Stati Limite e sono state previste tre tipi di combinazioni di carico:

- STR strutturale
- EQU di equilibrio
- GEO geotecnica

Per lo Stato Limite di Esercizio invece si è eseguita una verifica di deformabilità considerando una velocità del vento pari a 120 km/h e $q_{def}=694 \text{ N/m}^2$ costante lungo tutta l'altezza e in assenza di ghiaccio.

Senza ghiaccio

INSTALLAZIONI	Quota	PESO
	m	kN
2 settori Vodafone	26,50	3,00
piattaforma	26,00	8,20
3 antenne Telecom (*)	22,00	0,90

(*) : nuove installazioni

totale 12,10

p.p. antenne/attacchi = 12.10 kN
 p.p. struttura/accessori = 61.50 kN
 Totale = 73.60 kN

Tabella 2: Pesì verticali senza ghiaccio

Con manicotto di ghiaccio

INSTALLAZIONI	Quota	PESO
	m	kN
2 settori Vodafone	26,50	4,00
piattaforma	26,00	10,50
3 antenne Telecom (*)	22,00	1,20

(*) : nuove installazioni

totale 15,70

p.p. antenne/attacchi = 15.70 kN
 p.p. struttura/accessori = 80.00 kN
 Totale = 95.70 kN

Tabella 3: Pesì verticali con manicotto di ghiaccio

Per quanto riguarda la spinta del vento, in accordo con la Normativa vigente, si determina a partire dai seguenti dati di input:

Zona :	1 $\Rightarrow v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$, $a_0 = 1000 \text{ m}$, $k_a = 0.010 \text{ 1/s}$
Quota s.l.m. :	445 m
Distanza dal mare :	> 40 km
Classe di rugosità :	D
Categoria di esposizione :	II $\Rightarrow k_r = 0.19$, $z_0 = 0.05 \text{ m}$, $z_{\min} = 4 \text{ m}$
Coefficiente di topografia :	$C_t = 1$

Tabella 4: Parametri per la determinazione della spinta del vento

Si considera un coefficiente dinamico pari a $C_d=1,04$ e $v_b=25 \text{ m/s}$, e si calcola la spinta come:

$$q(z) = q_b C_e(z) C_p C_d$$

con $q_b = \frac{v_b^2}{1,6} = 390,6 \text{ N/m}^2$, C_p è il coefficiente di forma e C_e varia con legge logaritmica con l'altezza.

Il calcolo è stato eseguito per ogni tronco del traliccio.

z (m)	C_e	C_d	q (N/m ²)
4	1,80	1,04	734
10	2,35	1,04	960
15	2,62	1,04	1067
20	2,81	1,04	1146
25	2,96	1,04	1209
30	3,09	1,04	1262

Tabella 5: Calcolo dell'azione del vento

L'azione del vento sulla struttura è stata calcolata sia in assenza che in presenza di ghiaccio, e per ogni singolo tronco è stata valutata considerando due direzioni diverse: una inclinata di $\theta=45^\circ$ diretta come la diagonale del traliccio, e l'altra perpendicolare al lato con $\theta=0^\circ$.

La forza del vento è calcolata come:

$$F_\theta = q K_\theta C_N A_S$$

dove A_S è l'area totale degli elementi strutturali della faccia che stiamo considerando, C_N è il coefficiente globale di spinta, e K_θ è il fattore di incidenza del vento per strutture a base quadrata:

$$K_\theta = 1 + K_1 K_2 \sin 2\theta^2$$

$$C_N = C_{Nf} \frac{A_f}{A_S} + C_{Nc} \frac{A_c}{A_S}$$

Dove:

$$K_1 = \frac{0.55A_f}{A_s} + \frac{0.8A_c}{A_s}$$

$$K_2 = 0.2$$

C_{Nf} e C_{Nc} sono coefficienti che dipendono dal coefficiente di riempimento:

$$\phi = \frac{(A_f + A_c)}{A_s}$$

dove A_f e A_c sono rispettivamente la superficie degli elementi piani e quella degli elementi cilindrici.

Spinte in assenza di ghiaccio

CALCOLO SPINTE SU STRUTTURA												
$q_b = 390,6$ N/mq			$C_1 = 1,00$		$C_e = 1,04$		$H = 25,00$ m					
$k_r = 0,19$			$z_0 = 0,05$		$z_{min} = 4,00$ m							
Tronco	Maglia	Altezza Maglia m	Sup. Esp. mq	Scala + Rastr 45° mq/m	Scala + Rastr 0° mq/m	Quota m	C_e	q N/mq	$C_r 45^\circ$	$C_r 0^\circ$	F 45° kN	F 0° kN
Tronco 1	maglia 1	1,25	0,509	0,50	0,50	24,38	2,95	1.202,1	2,93	2,50	2,54	2,28
	maglia 2	1,25	0,509	0,50	0,50	23,13	2,91	1.187,1	2,93	2,50	2,51	2,28
	maglia 3	1,25	0,733	0,50	0,50	21,88	2,87	1.171,4	2,82	2,10	2,98	2,54
	maglia 4	1,25	0,509	0,50	0,50	20,63	2,83	1.154,8	2,93	2,50	2,44	2,19
Tronco 2	maglia 1	1,25	0,462	0,50	0,50	19,38	2,79	1.137,4	3,01	2,61	2,29	2,08
	maglia 2	1,25	0,462	0,50	0,50	18,13	2,74	1.118,8	3,01	2,61	2,25	2,05
	maglia 3	1,25	0,462	0,50	0,50	16,88	2,69	1.099,1	3,01	2,61	2,21	2,01
	maglia 4	1,25	0,686	0,50	0,50	15,63	2,64	1.078,1	2,87	2,18	2,65	2,28
Tronco 3	maglia 1	2,50	1,216	0,50	0,50	13,75	2,56	1.043,5	2,88	2,41	4,93	4,37
	maglia 2	2,50	1,210	0,50	0,50	11,25	2,43	990,3	3,00	2,60	4,84	4,35
Tronco 4	maglia 1	2,50	1,875	0,50	0,50	8,75	2,27	925,2	2,75	2,28	5,94	5,11
	maglia 2	2,50	1,174	0,50	0,50	6,25	2,08	841,0	3,23	2,89	4,24	3,91
Tronco 5	maglia 1	2,50	1,515	0,50	0,50	3,75	1,80	734,5	3,13	2,76	4,40	3,99
	maglia 2	2,50	1,281	0,50	0,50	1,25	1,80	734,5	3,35	3,02	4,02	3,71

Tabella 6: Spinte del vento sulla struttura in assenza di ghiaccio

Spinte in presenza di ghiaccio

CALCOLO SPINTE SU STRUTTURA												
$q_b = 390,6$ N/mq			$C_1 = 1,00$		$C_e = 1,04$		$H = 25,00$ m					
$k_r = 0,19$			$z_0 = 0,05$		$z_{min} = 4,00$ m							
Tronco	Maglia	Altezza Maglia m	Sup. Esp. mq	Scala + Rastr 45° mq/m	Scala + Rastr 0° mq/m	Quota m	C_e	q N/mq	$C_r 45^\circ$	$C_r 0^\circ$	F 45° kN	F 0° kN
Tronco 1	maglia 1	1,25	0,650	0,60	0,60	24,38	2,95	1.202,1	2,72	2,23	3,03	2,65
	maglia 2	1,25	0,650	0,60	0,60	23,13	2,91	1.187,1	2,72	2,23	2,99	2,62
	maglia 3	1,25	0,908	0,60	0,60	21,88	2,87	1.171,4	2,36	1,89	3,39	2,89
	maglia 4	1,25	0,650	0,60	0,60	20,63	2,83	1.154,8	2,72	2,23	2,91	2,54
Tronco 2	maglia 1	1,25	0,603	0,60	0,60	19,38	2,79	1.137,4	2,78	2,32	2,76	2,44
	maglia 2	1,25	0,603	0,60	0,60	18,13	2,74	1.118,8	2,78	2,32	2,72	2,40
	maglia 3	1,25	0,603	0,60	0,60	16,88	2,69	1.099,1	2,78	2,32	2,67	2,36
	maglia 4	1,25	0,860	0,60	0,60	15,63	2,64	1.078,1	2,45	1,94	3,08	2,61
Tronco 3	maglia 1	2,50	1,590	0,60	0,60	13,75	2,56	1.043,5	2,63	2,12	5,92	5,08
	maglia 2	2,50	1,592	0,60	0,60	11,25	2,43	990,3	2,77	2,30	5,85	5,11
Tronco 4	maglia 1	2,50	2,400	0,60	0,60	8,75	2,27	925,2	2,55	2,01	7,05	5,98
	maglia 2	2,50	1,530	0,60	0,60	6,25	2,08	841,0	3,03	2,64	5,17	4,66
Tronco 5	maglia 1	2,50	1,950	0,60	0,60	3,75	1,80	734,5	2,93	2,50	5,30	4,69
	maglia 2	2,50	1,634	0,60	0,60	1,25	1,80	734,5	3,15	2,79	4,88	4,45

Tabella 7: Spinte del vento sulla struttura in presenza di ghiaccio

Azioni combinate

Tronco	Maglia	Altezza Maglia m	Quota m	C _e	q N/mq	F 45° kN	F 0° kN
Tronco 1	maglia 1	1,25	24,38	2,95	1.202,1	4,25	3,75
	maglia 2	1,25	23,13	2,91	1.187,1	4,20	3,71
	maglia 3	1,25	21,88	2,87	1.171,4	4,84	4,12
Tronco 2	maglia 4	1,25	20,63	2,83	1.154,8	4,08	3,61
	maglia 1	1,25	19,38	2,79	1.137,4	3,86	3,45
	maglia 2	1,25	18,13	2,74	1.118,8	3,80	3,39
	maglia 3	1,25	16,88	2,69	1.099,1	3,73	3,33
Tronco 3	maglia 4	1,25	15,63	2,64	1.078,1	4,36	3,72
	maglia 1	2,50	13,75	2,56	1.043,5	8,29	7,19
	maglia 2	2,50	11,25	2,43	990,3	8,17	7,21
	maglia 3	2,50	8,75	2,27	925,2	9,90	8,34
Tronco 4	maglia 1	2,50	6,25	2,06	841,0	7,19	6,54
	maglia 2	2,50	3,75	1,80	734,5	7,40	6,61
Tronco 5	maglia 1	2,50	1,25	1,80	734,5	6,80	6,23
	maglia 2	2,50					

Tabella 8: Combinazione delle azioni del vento

Lo stesso calcolo si effettua per le installazioni:

Spinta in assenza di ghiaccio

INSTALLAZIONI	Superficie m ²	Quota m	C _e	q N/m ²	Spinta kN
2 settori Vodafone	4,00	26,50	3,01	1.226,0	4,90
piattaforma	3,00	26,00	2,99	1.220,6	3,66
3 antenne Telecom (*)	2,73	22,00	2,88	1.173,0	3,20

Tabella 9: Spinte del vento sulle installazioni senza ghiaccio

Spinta in presenza di ghiaccio

INSTALLAZIONI	Superficie m ²	Quota m	C _e	q N/m ²	Spinta kN
2 settori Vodafone	5,00	26,50	3,01	1.226,0	6,13
piattaforma	3,50	26,00	2,99	1.220,6	4,27
3 antenne Telecom (*)	2,96	22,00	2,88	1.173,0	3,47

Tabella 10: Spinte del vento sulle installazioni con ghiaccio

INSTALLAZIONI	Quota m	C _e	q N/m ²	Spinta kN
2 settori Vodafone	26,50	3,01	1.226,0	8,46
piattaforma	26,00	2,99	1.220,6	6,04
3 antenne Telecom (*)	22,00	2,88	1.173,0	5,05

Tabella 11: Combinazione delle azioni del vento sulle installazioni

Le azioni alla base della struttura saranno quindi:

		M (kN*m)	T (kN)	N _{max} (kN)	N _{min} (kN)
STR	0°	1.403,0	90,7	73,6	115,6
	45°	1.531,5	100,4	73,6	115,6
EQU	0°	1.403,0	90,7	66,3	100,8
	45°	1.531,5	100,4	66,3	100,8
GEO	0°	1.215,9	78,6	73,6	90,8
	45°	1.327,3	87,0	73,6	90,8

Tabella 12: Azioni alla base del traliccio

Da esse, con il metodo delle sezioni di Ritter, si sono ricavati gli sforzi di compressione nei montanti e quelli nelle aste di parete:

$$S = \frac{M}{a\sqrt{2}} + \frac{P}{4}$$

$$S = \frac{Ra_r}{2na \frac{b}{l_0}}$$

dove R sono le forze orizzontali, a e b le dimensioni della maglia del traliccio, l_0 è la lunghezza dell'asta e a_r è la larghezza della torre al punto di applicazione del carico esterno.

Tronco	Con. Car.	Carico	R kN	H m	M=RH kNm	a m	M/√2a kN	P kN	S kN
Tronco 1	45°	2 settori Vodafone piattaforma	8,46 6,04	6,50 6,00	54,99 36,25			4,80 12,73	
		3 antenne Telecom (*)	5,05	2,00	10,10			1,44	
		maglia 1/1 - s	2,13	5,00	10,63			3,92	
		maglia 1/1 - i	2,13	3,75	7,97				
		maglia 1/2 - s	2,10	3,75	7,87			3,92	
		maglia 1/2 - i	2,10	2,50	5,25				
		maglia 1/3 - s	2,42	2,50	6,04			5,14	
		maglia 1/3 - i	2,42	1,25	3,02				
		maglia 1/4 - s	2,04	1,25	2,55			3,92	
		totale	34,88		144,67	1,22	83,85	35,87	92,82
		Tronco 2	45°	Mom. Tronco 1 Taglio Tronco 1	34,88	5,00	144,67 174,38		
maglia 1/4 - i	2,04			5,00	10,21				
maglia 2/1 - s	1,93			5,00	9,65			4,10	
maglia 2/1 - i	1,93			3,75	7,24				
maglia 2/2 - s	1,90			3,75	7,12			4,10	
maglia 2/2 - i	1,90			2,50	4,75				
maglia 2/3 - s	1,87			2,50	4,66			4,10	
maglia 2/3 - i	1,87			1,25	2,33				
maglia 2/4 - s	2,18			1,25	2,73			5,33	
totale	50,49				367,73	1,22	213,13	53,50	226,51
Tronco 3	45°			Mom. Tronco 2 Taglio Tronco 2	50,49	2,50	367,73 126,21		
		maglia 2/4 - i	2,18	2,50	5,45				
		maglia 3/1 - s	4,15	2,50	10,36			9,20	
		maglia 3/1 - i	4,15	0,00	0,00				
		maglia 3/2 - s	4,08	0,00	0,00			9,31	
		totale	65,04		509,76	1,48	243,55	72,01	261,55
Tronco 4	45°	Mom. Tronco 3 Taglio Tronco 3	65,04	5,00	509,76 325,21			72,01	
		maglia 3/2 - i	4,08	2,50	10,21				
		maglia 4/1 - s	4,95	2,50	12,38			12,08	
		maglia 4/1 - i	4,95	0,00	0,00				
		maglia 4/2 - s	3,60	0,00	0,00			9,86	
		totale	82,63		857,56	2,02	300,19	93,95	323,68
Tronco 5	45°	Mom. Tronco 4 Taglio Tronco 4	82,63	5,00	857,56 413,13			93,95	
		maglia 4/2 - i	3,60	2,50	8,99				
		maglia 5/1 - s	3,70	2,50	9,26			10,72	
		maglia 5/1 - i	3,70	0,00	0,00				
		maglia 5/2 - s	3,40	0,00	0,00			10,89	
		totale	97,03		1288,93	2,56	356,02	115,57	384,91

Tabella 13: Azioni nei montanti

Tronco	Con. car.	n°	b/Lo	a m	2nab/Lo m	R kN	ar m	Rar kNm	S kN	
Tronco 1 maglia 4	0°	1	0,753	1,22	1,84					
						2 settori Vodafone piattaforma	8,46	1,220	10,32	
							6,04	1,220	7,37	
						3 antenne Telecom (*)	5,05	1,220	6,16	
						maglia 1/1 - s	1,88	1,220	2,29	
						maglia 1/1 - i	1,88	1,220	2,29	
						maglia 1/2 - s	1,85	1,220	2,26	
						maglia 1/2 - i	1,85	1,220	2,26	
						maglia 1/3 - s	2,06	1,220	2,52	
						maglia 1/3 - i	2,06	1,220	2,52	
						maglia 1/4 - s	1,80	1,220	2,20	
									40,18	21,87
						Tronco 2 maglia 4	0°	1	0,753	1,22
maglia 1/4 - i	1,80	1,220	2,20							
maglia 2/1 - s	1,72	1,220	2,10							
maglia 2/1 - i	1,72	1,220	2,10							
maglia 2/2 - s	1,70	1,220	2,07							
maglia 2/2 - i	1,70	1,220	2,07							
maglia 2/3 - s	1,67	1,220	2,03							
maglia 2/3 - i	1,67	1,220	2,03							
maglia 2/4 - s	1,86	1,220	2,27							
			57,05	31,05						

Tronco 3 maglia 2	0°	2	0,296	1,75	2,07				
						2 settori Vodafone piattaforma	8,46	0,000	0,00
							6,04	0,025	0,15
						3 antenne Telecom (*)	5,05	0,459	2,32
						maglia 1/1 - s	1,88	0,136	0,26
						maglia 1/1 - i	1,88	0,270	0,51
						maglia 1/2 - s	1,85	0,270	0,50
						maglia 1/2 - i	1,85	0,405	0,75
						maglia 1/3 - s	2,06	0,405	0,83
						maglia 1/3 - i	2,06	0,539	1,11
						maglia 1/4 - s	1,80	0,539	0,97
						maglia 1/4 - i	1,80	0,674	1,22
						maglia 2/1 - s	1,72	0,674	1,16
						maglia 2/1 - i	1,72	0,808	1,39
						maglia 2/2 - s	1,70	0,808	1,37
						maglia 2/2 - i	1,70	0,943	1,60
						maglia 2/3 - s	1,67	0,943	1,57
						maglia 2/3 - i	1,67	1,077	1,79
						maglia 2/4 - s	1,86	1,077	2,00
						maglia 2/4 - i	1,86	1,220	2,27
						maglia 3/1 - s	3,59	1,220	4,39
						maglia 3/1 - i	3,59	1,480	5,32
						maglia 3/2 - s	3,61	1,480	5,34
			38,81	17,75					
Tronco 4 maglia 2	0°	2	0,382	2,29	3,50			36,81	
						maglia 3/2 - i	3,61	1,749	6,31
						maglia 4/1 - s	4,17	1,749	7,29
						maglia 4/1 - i	4,17	2,018	8,42
			65,42	18,71					
Tronco 5 maglia 2	0°	2	0,459	2,83	5,18			65,42	
						maglia 4/2 - i	3,27	2,287	7,48
						maglia 5/1 - s	3,31	2,287	7,56
						maglia 5/1 - i	3,31	2,556	8,45
			96,87	18,69					

Tabella 14: Azioni nei diagonali

A questo punto si è proseguito con le verifiche strutturali: sulle aste compresse è stata eseguita la verifica di instabilità, mentre sui giunti bullonati sono state eseguite una verifica a taglio e una a rifollamento:

Verifica di instabilità

$$N_{Ed} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2}$, in quanto siamo nel caso di instabilità flessionale assumendo le aste sottoposte solo a carico centrato.

Buckling curve	a ₀	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabella 15: Determinazione del parametro alpha

Verifiche sui bulloni

$$\text{Taglio } F_{v,Rd} = n_s \frac{0.6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$$\text{Rifollamento } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min (e_1 / (3 \cdot d_0) ; f_{ub} / f_u ; 1) \quad \text{per i bulloni di bordo}$$

$$\alpha_b = \min (p_1 / (3 \cdot d_0 - 0,25) ; f_{ub} / f_u ; 1) \quad \text{per bulloni interni}$$

Equazione 1: Parametro alpha

$$k_1 = \min (2.8 \cdot (e_2 / d_0) - 1.7 ; 2.5) \quad \text{per bulloni di bordo}$$

$$k_1 = \min (1.4 \cdot (p_2 / d_0) - 1.7 ; 2.5) \quad \text{per bulloni interni}$$

Equazione 2: Parametro k

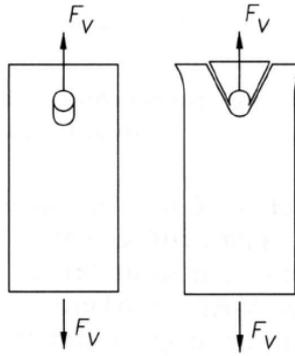


Figura 47: Rottura per rifollamento e taglio

Tali verifiche sono risultate soddisfatte.

Sono state effettuate anche delle verifiche sui tirafondi. In particolare è stata effettuata la verifica sullo strappo massimo al piede ammissibile:

$$S_d = \frac{M_{45}}{l\sqrt{2}} - \frac{N_{min}}{4}$$

$$S_{t,rd} = \frac{f_{yb}A_s}{\gamma_{M1}}$$

che è risultata soddisfatta, e la verifica della portata massima ammissibile per sola aderenza, che è risultata anch'essa soddisfatta:

$$R_d = f_{bd}\pi\phi L n_b$$

dove f_{bd} è la resistenza d'aderenza di progetto mentre L è la lunghezza di aderenza:

$$f_{bd} = \frac{1.02}{10\gamma_c} \sqrt{10R_{ck}}$$

Si riporta di seguito anche la verifica della piastra, ripresa dalla relazione tecnica:

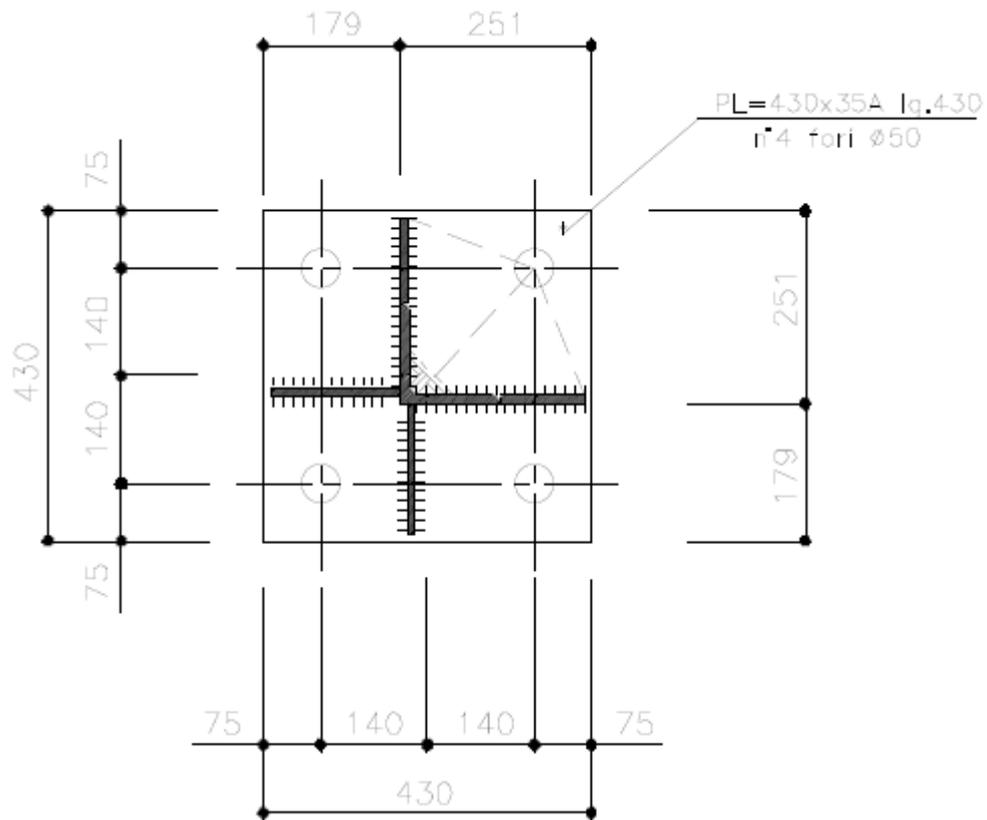


Figura 48: Piastra di base

Il massimo momento sollecitante vale:

$$M_{sd} = \frac{361.17}{4 \cdot 2} \cdot 175 = 7900.6 \text{ kNmm}$$

Il modulo di resistenza elastico vale:

$$W = \frac{250 \cdot 35^2}{6} = 51042 \text{ mm}^3$$

Il massimo momento resistente vale quindi :

$$M_{rd} = \frac{355 \cdot 51042}{1.05 \cdot 1000} = 17257 \text{ kNmm}$$

Il coefficiente di sicurezza vale quindi :

$$\eta = \frac{M_{sd}}{M_{rd}} = \frac{7900.6}{17257} = 0.46 > 1 \quad \text{verificato}$$

Tabella 16: Verifica della piastra di base

È stata eseguita anche la verifica sismica. L'azione sismica è stata ricavata utilizzando lo spettro di risposta allo Stato Limite di Prevenzione del Collasso SLC e applicando tale azione secondo il metodo delle forze statiche equivalenti, distribuendo la forza orizzontale lungo i vari livelli del traliccio; il fattore di struttura q è calcolato pari a 1,6 in funzione della tipologia strutturale e della regolarità della struttura:

ANALISI SISMICA

Categoria di suolo di fondazione:	D		
Accelerazione orizzontale	$a_g =$	0,12	m/s²
Periodo proprio della struttura	$T =$	0,49	s
Velocità del terreno (stimata)	$v_g =$	0,029	m/s
Spostamento terreno (stimato)	$d_g =$	0,009	m

Parametri Spettro di progetto per lo stato limite ultimo

$S =$	2,16	$S_d(T) =$	0,60	$0 \leq T < T_B$
$T_B =$	0,23		0,42	$T_B \leq T < T_C$
$T_C =$	0,70		0,61	$T_C \leq T < T_D$
$T_D =$	2,09		2,60	$T_D \leq T$
$q =$	1,6			

Analisi statica lineare

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / G \quad \mathbf{26985 \text{ N}}$$

dove:

$$S_d(T_1) = 0,423 \text{ m/s}^2$$

$$W = 73629 \text{ N}$$

$$\lambda = 0,85$$

Tabella 17: Analisi sismica

Da ciò si sono ricavate le sollecitazioni alla base dovute rispettivamente al sisma e al vento:

Tronco	P palo N	P ant N	Quote m	W x z Nm	forza sismica		momento	
					$S_d(T1) \times W \times \lambda$ N	F_i N	M_i Nm	M_i Nm
2 settori Vodafone		3000	26,50	79500	26985	2068	54801	
piattaforma		8200	26,00	213200	26985	5546	144190	
3 antenne Telecom (*)		900	22,00	19800	26985	515	11331	
maglia 1/1	2496		24,38	60842	26985	1583	38577	
maglia 1/2	2496		23,13	57722	26985	1501	34722	
maglia 1/3	3276		21,88	71665	26985	1864	40778	
maglia 1/4	2496		20,63	51482	26985	1339	27620	
maglia 2/1	2612		19,38	50604	26985	1316	25504	
maglia 2/2	2612		18,13	47340	26985	1231	22319	
maglia 2/3	2612		16,88	44075	26985	1146	19347	
maglia 2/4	3392		15,63	52998	26985	1379	21540	
maglia 3/1	5863		13,75	80615	26985	2097	28833	
maglia 3/2	5929		11,25	66701	26985	1735	19519	
maglia 4/1	7697		8,75	67345	26985	1752	15328	
maglia 4/2	6279		6,25	39246	26985	1021	6380	
maglia 5/1	6831		3,75	25616	26985	666	2499	
maglia 5/2	6938		1,25	8673	26985	226	282	
	73629			1037423		26985	513569	

Tabella 18: Forza sismiche

Sisma $M=514 \text{ kNm}$, $T=27 \text{ kN}$.

Vento $M=1403 \text{ kNm}$, $T=91 \text{ kN}$.

Per la verifica di deformabilità invece è stata considerata la massima rotazione in sommità al traliccio, con una velocità del vento costante pari a 120 km/h :

DEFORMABILITÀ									
Tronco	Montante	Area cm ²	Larghezza m	J cm ⁴	M kN m	Mmedio kN m	M'	L m	φ rad
Tronco 1	L 100x10A	19,20	1,22	285.773	18,73	81,70	1	5,0	0,00068
					144,67				
Tronco 2	L 100x10A	19,20	1,22	285.773		256,20	1	5,0	0,00213
					367,73				
Tronco 3	L 110x10A	21,20	1,48	467.193		438,74	1	5,0	0,00224
					509,76				
Tronco 4	L 120x10A	23,20	2,02	944.779		857,56	1	5,0	0,00216
					857,56				
Tronco 5	L 130x11A	27,60	2,56	1.803.146		1.288,93	1	5,0	0,00170
					1.288,93				
Totale									0,00891

Deviazione angolare a 100 km/h in sommità	0,136 deg
pari a :	8 primi 9 secondi
Deviazione angolare a 120 km/h in sommità	0,197 deg
pari a :	11 primi 47 secondi

Tabella 19: Verifica di deformabilità

Infine, si è concluso con le verifiche sulla fondazione (per le quali si è deciso di trascurare la soletta di chiusura) e, poiché si tratta di una fondazione diretta, si sono eseguite due verifiche: quella a ribaltamento e quella al carico limite.

La verifica a ribaltamento è stata effettuata considerando i seguenti pesi specifici:

- Calcestruzzo $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Terreno $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$
- Riempimento $\gamma_r = 16 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito $\varphi=25^\circ$,
per cui i contributi per la verifica risultano essere:

Calcestruzzo:

$$V_{cls} = 5.4^2 \cdot 0.50 + 3.4^2 \cdot 1.40 - 2.4^2 \cdot 1.40 = 22.70 \text{ m}^3$$

$$P_{cls} = 25 \cdot 22.70 = 567.50 \text{ kN}$$

Terreno riempimento:

$$V_{t1} = 2.4^2 \cdot 1.30 = 7.488 \text{ m}^3$$

$$P_{t1} = 16 \cdot 7.488 = 119.808 \text{ kN}$$

Terreno portato:

$$V_{t2} = 5.40^2 \cdot 1.30 - 3.40^2 \cdot 1.30 = 22.88 \text{ m}^3$$

$$P_{t2} = 18 \cdot 22.88 = 411.84 \text{ kN}$$

Tabella 20: Contributi agenti nella verifica al ribaltamento

$$U = \frac{M_{rib}}{M_{stab}} = \frac{1575.33}{2849.94} = 0.55 < 1.00 \quad \text{verificato}$$

Equazione 3: Verifica al ribaltamento

Per la verifica a carico limite è stata utilizzata la formula trinomia di Terzaghi:

$$\sigma_k = cN_c + qN_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

$$\sigma_{lim} = \frac{\sigma_k}{\gamma_r}$$

dove γ_r dipende dalla combinazione che si considera e che in questo caso sono due:

- 1 per la combinazione A1+M1+R1
- 1.8 per la combinazione A2+M2+R2.

I coefficienti N si ricavano da questa tabella:

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.23	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabella 21: Fattori di capacità portante

Si riportano quindi le verifiche nelle due combinazioni:

3.1 (A1+M1+R1) STR

SOLLECITAZIONI :			DATI GEOMETRICI :		
N_{MAX}	=	115,60 kN	L_{platea}	=	5,4 m
N_{MIN}	=	73,60 kN	L_{blocco}	=	3,4 m
M	=	1.531,50 kN*m	$H_{fuori-terra}$	=	0,1 m
T	=	100,40 kN	H_{platea}	=	0,5 m
$H_{riempimento}$	=	1,30 m	H_{blocco}	=	1,4 m
Peso spec. Riempimento	=	16,0 kN/m ³	L_{allego}	=	2,4 m
V_{cis}	=	22,7 m ³	H_{allego}	=	1,4 m
$V_{riempimento}$	=	7,5 m ³	P_{cis}	=	567,5 kN
$V_{terreno}$	=	22,9 m ³	$P_{riempimento}$	=	119,8 kN
$N_{TOT,MAX}$	=	1.544 kN	$P_{terreno}$	=	411,8 kN
$N_{TOT,MIN}$	=	1.173 kN			

ECCENTRICITA:		(M flettente = 45 °)	
MAX COMPRESSIONE		MIN COMPRESSIONE	
X - DIR :	0,788 m	X - DIR :	1,038 m
Y - DIR :	0,788 m	Y - DIR :	1,038 m

DIMENSIONE EQUIVALENTE RIDOTTA FONDAZIONE (VESIC, 1975)			
MAX COMPRESSIONE		MIN COMPRESSIONE	
B1	= 3,823 m	B1	= 3,323 m
B2	= 3,823 m	B2	= 3,323 m

Tabella 22: Parametri nella combinazione 1

CAPACITA PORTANTE DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE			
σ_{lim}	=	$1 / \gamma_r \cdot *$	$(0.5 \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c)$
dove:			
γ_r	=	Coefficiente parziale di sicurezza	
B	=	Minima dimensione della fondazione	
γ	=	Peso specifico terreno	
q	=	Pressione verticale effettiva al piano di posa fondazione	
c	=	Coesione del terreno	
N_γ, N_q, N_c	=	Coefficienti adimensionali dipendenti da ϕ	
Considerando :		$\phi = 25$	$N_\gamma = 15,958$
		$\gamma = 18,0$ kN/m ³	$N_q = 15,0$
		$c = 0$ kN/m ²	$N_c = 30,4$
		$B = 3,323$ m	$q = 32,4$ kN/m ²
		$\gamma_r = 1$	
La pressione limite vale :			
σ_{lim}	=	961,92	kN/m ²
La pressione effettiva di contatto vale:			
σ_{real}	=	106,2	kN/m ²

Tabella 23: Verifica nella combinazione 1

CASO 2 (A2+M2+R2) GEO

SOLLECITAZIONI:		DATI GEOMETRICI:	
N_{MAX}	90,80 kN	L_{platea}	5,4 m
N_{MIN}	73,60 kN	L_{blocco}	3,4 m
M	1.327,30 kN*m	$H_{fuori-terra}$	0,1 m
T	87,00 kN	H_{platea}	0,5 m
$H_{riempimento}$	1,30 m	H_{blocco}	1,4 m
Peso spec. Riempimento	16,0 kN/m ³	L_{alleg}	2,4 m
V_{cls}	22,7 m ³	H_{alleg}	1,4 m
$V_{riempimento}$	7,5 m ³	P_{cls}	567,5 kN
$V_{terreno}$	22,9 m ³	$P_{riempimento}$	119,8 kN
$N_{TOT,MAX}$	1.190 kN	$P_{terreno}$	411,8 kN
$N_{TOT,MIN}$	1.173 kN		

ECCENTRICITA:		(M flettente = 45 °)	
MAX COMPRESSIONE		MIN COMPRESSIONE	
X - DIR:	0,887 m	X - DIR:	0,900 m
Y - DIR:	0,887 m	Y - DIR:	0,900 m

DIMENSIONE EQUIVALENTE RIDOTTA FONDAZIONE (VESIC, 1975)			
MAX COMPRESSIONE		MIN COMPRESSIONE	
B1	= 3,626 m	B1	= 3,600 m
B2	= 3,626 m	B2	= 3,600 m

Tabella 24: Parametri nella combinazione 2

CAPACITA PORTANTE DELLA FONDAZIONE SUPERFICIALE			
$\sigma_{lim} =$	$1 / \gamma_r^*$	$(0.5 \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c)$	
dove:	$\gamma_r =$	Coefficiente parziale di sicurezza	
	$B =$	Minima dimensione della fondazione	
	$\gamma =$	Peso specifico terreno	
	$q =$	Pressione verticale effettiva al piano di posa fondazione	
	$c =$	Coesione del terreno	
	$N_\gamma, N_q, N_c =$	Coefficienti adimensionali dipendenti da ϕ	
Considerando :	$\phi_r =$	20	$N_\gamma =$ 9,930
	$\gamma =$	18,0 kN/m ³	$N_q =$ 8,9
	$c =$	0 kN/m ²	$N_c =$ 21,5
	$B =$	3,600 m	$q =$ 32,4 kN/m ²
	$\gamma_r =$	1,8	
La pressione limite vale :			
$\sigma_{lim} =$	339,47	kN/m ²	
La pressione effettiva di contatto vale:			
$\sigma_{real} =$	90,5	kN/m ²	

Tabella 25: Verifiche nella combinazione 2

La verifica allo stato limite ultimo risulta quindi verificata e riassunta in questa tabella:

Verifica C.A. S.L.U. - File: domodossola

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Domodossola Maggiano

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	3,39	5
2			2	3,39	45

Tipologia Sezione:
 Rettangolare Trapezio
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

II Ed: 0 kN
 M x Ed: 33 kNm
 M y Ed: 0

P.to applicazione II:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
 FoB44k C20/25
 σ_{su} : 67,5 % σ_{c2} : 2 %
 f_{yd} : 373,9 N/mm² σ_{cu} : 3,5 %
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 11,33
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $E_{s,yd}$: 1,87 % $\sigma_{c,adm}$: 8,5
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² γ_{co} : 0,5333
 γ_{c1} : 1,686

M x Rd: 60,44 kNm
 σ_c : -11,33 N/mm²
 σ_s : 373,9 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 63,8 ‰
 d: 45 cm
 x: 2,749 x/d: 0,06108
 δ : 0,7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-II
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Tabella 26: Parametri per la verifica ultima

$$U = \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{33,00}{60,44} = 0,55 < 1 \quad \text{verificato}$$

Equazione 4: Verifica ultima

3.2 Sito di Pinerolo (TO).¹⁶

Il sito sorge nei pressi del Cimitero della frazione Abbadia Alpina di Pinerolo (TO), in una zona che è classificata urbanisticamente come zona E, ossia “area a destinazione agricola-area esistente per i servizi sociali e per attrezzature a livello comunale-verde e sport-servizi tecnologici in progetto”.

¹⁶ Dal progetto 1-TO-4502-2280 del comune di Pinerolo (Torino)

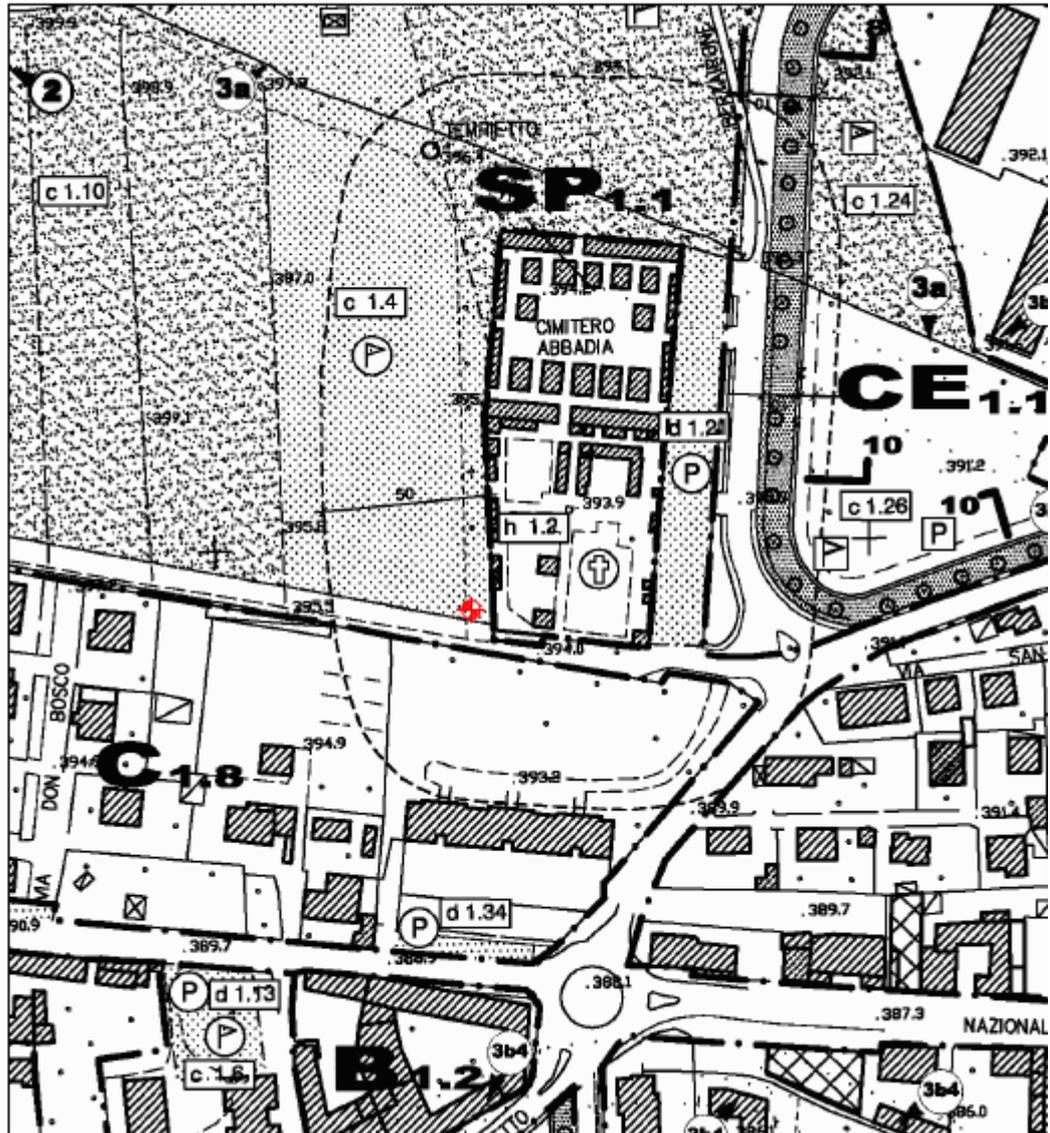


Figura 49: Estratto CTR

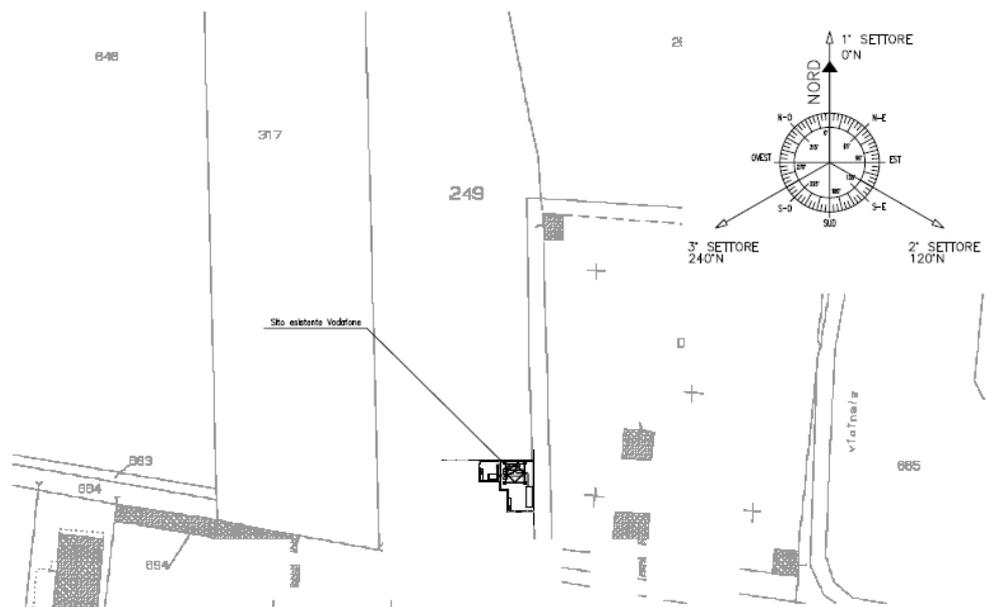


Figura 50: Estratto catastale

L'impianto è costituito da un traliccio alto 35m con ballatoi e paline di sopralzo porta-antenne. Le antenne della Vodafone (oggetto dei lavori di ammodernamento) si trovano sul ballatoio di sommità. L'impianto di telecomunicazione originario era costituito da queste tre antenne, altre antenne di tipo parabolico per collegamenti in ponte radio, apparati di gestione e controllo nello shelter prefabbricato.

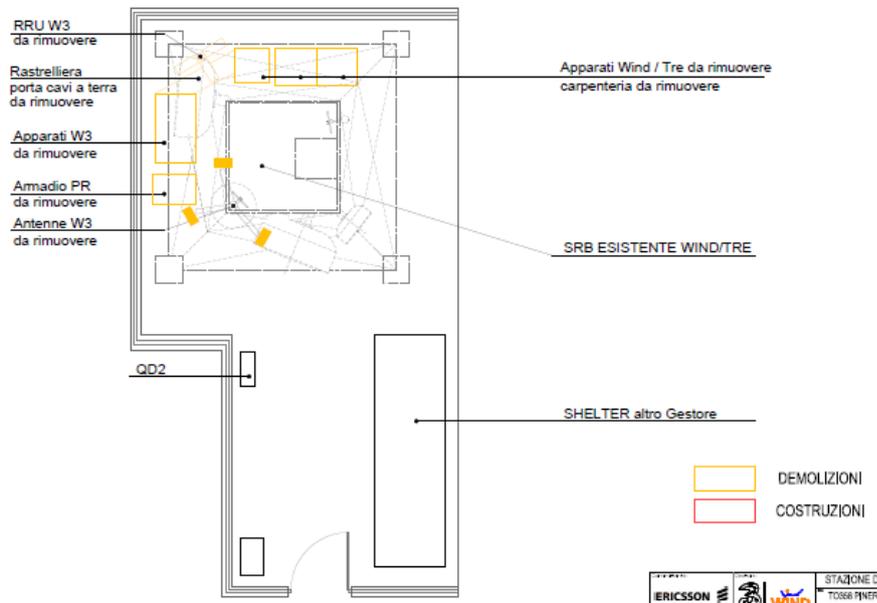


Figura 51: Pianta prima dei lavori

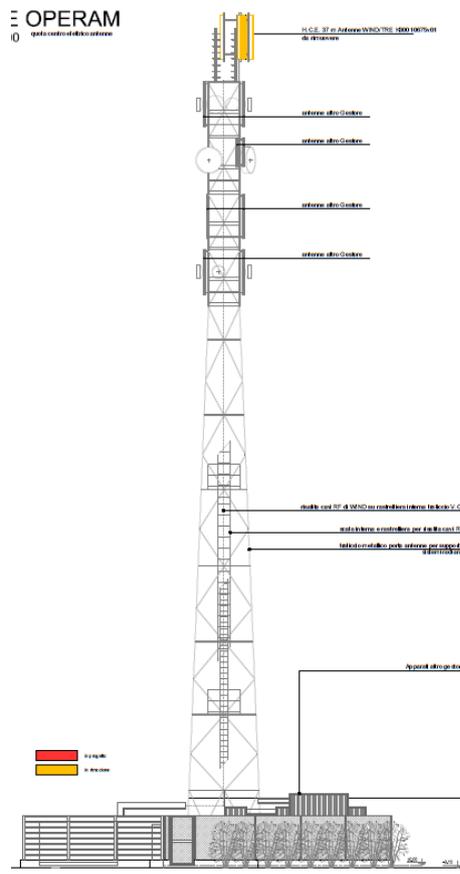


Figura 52: Prospetto prima dei lavori

L'intervento ha riguardato la sostituzione delle tre antenne Vodafone con due di uguali dimensioni e una nel secondo settore più alta della precedente; inoltre c'è stata una modifica degli apparati a terra contenuti nello shelter.

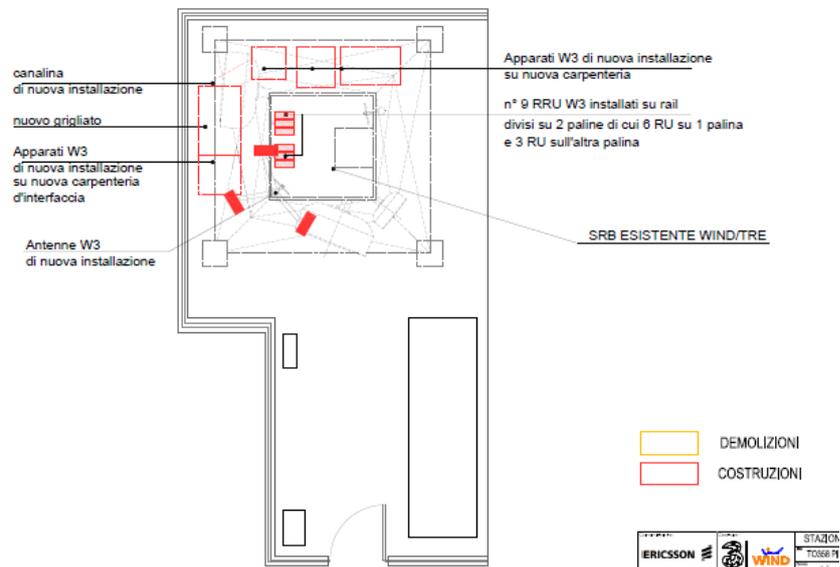


Figura 53: Pianta dopo i lavori

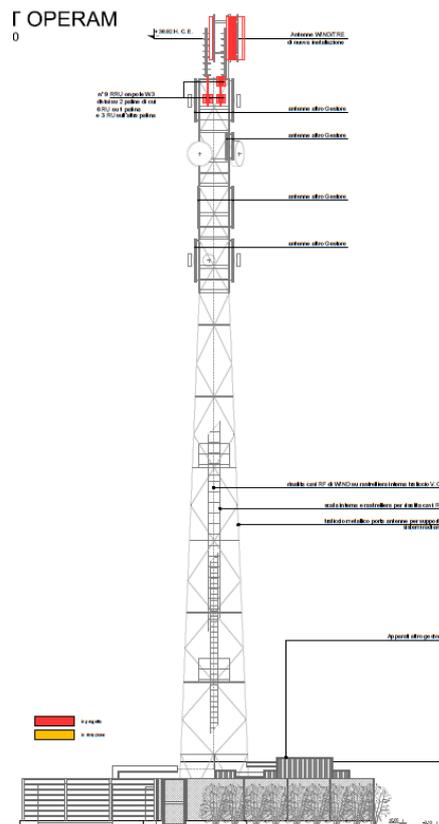


Figura 54: Prospetto dopo i lavori

Per l'analisi strutturale è stata utilizzata una modellazione agli elementi finiti, dividendo il traliccio in sette orizzontamenti e ottenendo sette celle da 5m l'una, i cui profilati sono i seguenti:

CELLA 1

- Montanti : Profilo a L 140x140x14 ;
- Controventi : Profilo a L 100x100x4.6 ;
- Traversi: Profilo a L 80x80x6 ;

CELLA 2

- Montanti : Profilo a L 140x140x14 ;
- Controventi : Profilo a L 60x60x6 ;
- Traversi: Profilo a L 80x80x6 ;

CELLA 3

- Montanti : Profilo a L 120x120x12.5 ;
- Controventi : Profilo a L 60x60x6 ;
- Traversi: Profilo a L 70x70x6 ;

CELLA 4

- Montanti : Profilo a L 120x120x10 ;
- Controventi : Profilo a L 60x60x6 ;
- Traversi: Profilo a L 75x75x5 ;

CELLA 5

- Montanti : Profilo a L 110x110x10 ;
- Controventi : Profilo a L 60x60x5 ;
- Traversi: Profilo a C 100x50;

CELLA 6

- Montanti : Profilo a L 110x110x8 ;
- Controventi : Profilo a L 60x60x5 ;
- Traversi: Profilo a L 60x60x5 ;

CELLA 7

- Montanti : Profilo a L 110x110x8 ;
- Controventi : Profilo a L 55x55x6 ;
- Traversi: Profilo a C 100x50 ;

Tabella 27: Profilati

Le tipologie di antenne (vecchie e nuove) sono riassunte nella seguente tabella:

ID	APPARATO TIPO/MODELLO	DIMENSIONI [mm]			QUOTA C. E. [m]	STATO	ORIENT °N
		D/B	H	W		E/N/S	
1	Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	420	1840	192	37,00	NUOVO	0
2	Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	420	1840	192	37,00	NUOVO	120
3	Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	420	1840	192	37,00	NUOVO	240
4	Ant 4 - Parabola D60	600			34,15	ESISTENTE	N.D.
5	Ant 5 -Parabola D60	600			34,00	ESISTENTE	N.D.

6	Ant 6 -Parabola D90	900			33,50	ESISTENTE	N.D.
7	Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	342	420	149	33,40 MAX	NUOVO	N.D.
8	Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	342	420	123	33,40 MAX	NUOVO	N.D.
9	Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	342	420	149	33,40 MAX	NUOVO	N.D.
10	Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	349	1999	166	32,50	ESISTENTE	N.D.
11	Ant 11 -Antenne K 742215 n°3	155	1302	69	30,70	SOSTITUITO	N.D.
12	Ant 12 -Parabola D30	300			30,40	ESISTENTE	N.D.
13	Ant 13 -Parabola D120	1200			30,00	ESISTENTE	N.D.
14	Ant 14 -Parabola D120	1200			28,85	ESISTENTE	N.D.
15	Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	261	1933	146	30,70	ESISTENTE	N.D.
16	Ant 16 -RRU TIM n°3	470	480	260	28,00	ESISTENTE	N.D.
17	Ant 17 -Parabola D60	600			26,80	ESISTENTE	N.D.

Tabella 28: Antenne esistenti e di progetto

L'acciaio utilizzato è quella da carpenteria di classe S235/355.

L'ipotesi di calcolo è quella semi-probabilistica agli Stati Limite; in particolare per lo Stato Limite Ultimo si sono considerati i seguenti coefficienti:

Scenari di carico

SLU non sismici

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
<input checked="" type="checkbox"/> SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche

	g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1	1

Applica ECB 4.4.2.6(B) (in questo caso utilizzare gE maggiore di 1)

Tabella 29: Coefficienti agli SLU

Per lo Stato Limite di Esercizio invece si è considerata una velocità del vento di 100 km/h agente sulla parabola di altezza maggiore.

I carichi agenti sulla struttura sono:

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G1)
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2)
- Azioni variabili (vento, Q)

Per gli elementi strutturali, il peso proprio viene generato direttamente dal programma di calcolo; gli elementi non strutturali sono gli apparati di cui si riportano i pesi nelle seguente tabella:

Apparati	Peso Proprio [kg]	Quota di riferimento [m]
Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00
Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00
Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00
Ant 4 - Parabola D60	30	34,15
Ant 5 -Parabola D60	30	34,00
Ant 6 -Parabola D90	100	33,50
Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	60	33,40
Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	60	33,40
Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	60	33,40
Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	120	32,50
Ant 11 -Antenne K 742215 n°3	120	30,70
Ant 12 -Parabola D30	15	30,40
Ant 13 -Parabola D120	150	30,00
Ant 14 -Parabola D120	150	28,85
Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	120	29,23
Ant 16 -RRU TIM n°3	60	28,00
Ant 17 -Parabola D60	30	26,8

Tabella 30: Pesi degli elementi non strutturali

Per l'azione del vento ci si è rifatti alla procedura presentata nelle NTC 2018.

La pressione del vento vale:

$$p = q_r c_e c_d c_p$$

Dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento ed è tabellata per cui per $a < 1000$ m s.l.m. ricaviamo $v_t = 25$ m/s e $q_r = 39$ daN/m²
- c_e è il coefficiente di esposizione e dipende dall'altezza dal suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito, per cui considerando i vari tronchi in cui è stato diviso il traliccio e considerando la posizione delle varie installazioni si ottiene (per categoria di esposizione IV e coefficiente topografico $c_t = 1$):

Elementi Traliccio	Lato esposizione [m]	Quota di riferimento [m]	c_e
p1	0,12	2,5	1,63
p2	0,1	7,5	1,63
p3	0,095	12,5	1,94
p4	0,09	17,5	2,18
p5	0,085	22,5	2,36
p6	0,08	27,5	2,52
p7	0,075	32,5	2,65

Apparati	Peso Proprio [kg]	Quota di riferimento [m]	c_e
Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75
Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75
Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75
Ant 4 - Parabola D60	30	34,15	2,69
Ant 5 -Parabola D60	30	34,00	2,69
Ant 6 -Parabola D90	100	33,50	2,67
Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	60	33,40	2,67
Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	60	33,40	2,67
Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	60	33,40	2,67
Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	120	32,50	2,65
Ant 11 -Antenne K 742215 n°3	120	30,70	2,60
Ant 12 -Parabola D30	15	30,40	2,60
Ant 13 -Parabola D120	150	30,00	2,59
Ant 14 -Parabola D120	150	28,85	2,56
Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	120	29,23	2,57
Ant 16 -RRU TIM n°3	60	28,00	2,53
Ant 17 -Parabola D60	30	26,8	2,50

Tabella 31: Coefficienti c_e

- c_d è il coefficiente dinamico assunto pari a 1
- c_p è il coefficiente di pressione che per strutture reticolari vale 2.4 per torri con elementi tubolari a sezione circolare, 2.8 per torri con elementi di forma diversa da quella circolare.

Si riportano di seguito i valori della pressione del vento:

Elementi Traliccio	Lato esposizione [m]	Quota di riferimento [m]	c_e	q_b [daN/m ²]	c_p	p elem. [daN/m ²]
p1	0,12	2,5	1,63	39	2,80	178,46
p2	0,1	7,5	1,63	39	2,80	178,46
p3	0,095	12,5	1,94	39	2,80	211,51
p4	0,09	17,5	2,18	39	2,80	237,82
p5	0,085	22,5	2,36	39	2,80	258,26
p6	0,08	27,5	2,52	39	2,80	275,05
p7	0,075	32,5	2,65	39	2,80	289,36

Pressione del vento sul palo

Apparati	Peso Proprio [kg]	Quota di riferimento [m]	ce	qb [daN/m ²]	cp	p app. [daN/m ²]
Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75	39	1,2	128,86
Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75	39	1,2	128,86
Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	35	37,00	2,75	39	1,2	128,86
Ant 4 - Parabola D60	30	34,15	2,69	39	1,2	125,85
Ant 5 -Parabola D60	30	34,00	2,69	39	1,2	125,69
Ant 6 -Parabola D90	100	33,50	2,67	39	1,2	125,14
Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	60	33,40	2,67	39	1,2	125,02
Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	60	33,40	2,67	39	1,2	125,02
Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	60	33,40	2,67	39	1,2	125,02
Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	120	32,50	2,65	39	1,2	124,01
Ant 11 -Antenne K 742215 n°3	120	30,70	2,60	39	1,2	121,90
Ant 12 -Parabola D30	15	30,40	2,60	39	1,2	121,54
Ant 13 -Parabola D120	150	30,00	2,59	39	1,2	121,06
Ant 14 -Parabola D120	150	28,85	2,56	39	1,2	119,62
Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	120	29,23	2,57	39	1,2	120,11
Ant 16 -RRU TIM n°3	60	28,00	2,53	39	1,2	118,53
Ant 17 -Parabola D60	30	26,8	2,50	39	1,2	116,94

Pressione del vento sugli apparati

Tabella 32: Azioni del vento

Da questi valori sono state ricavate le azioni agenti sul modello, considerando una superficie ortogonale alla spinta del vento per gli elementi strutturali, mentre per gli apparati (sud ed est) le superfici ortogonali alla massima superficie di esposizione:

Elementi Modello	ΔH	P pal. [daN/m]
p1	2,5	21,41
p2	2,5	17,85
p3	2,5	20,09
p4	2,5	21,40
p5	2,5	21,95
p6	2,5	22,00
p7	2,5	21,70

Carichi lineari applicati alle paline nel modello in assenza di ghiaccio

Elementi Modello	ΔH	P pal. [daN/m]
p1	2,5	24,98
p2	2,5	21,41
p3	2,5	24,32
p4	2,5	26,16
p5	2,5	27,12
p6	2,5	27,51
p7	2,5	27,49

Carichi lineari applicati alle paline nel modello in presenza di ghiaccio

Apparati	Numero	Quota di riferimento [m]	D/B [m]	H [m]	Fv [daN]
Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	99,58
Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	99,58
Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	99,58
Ant 4 - Parabola D60	1	34,15	0,6	0	35,58
Ant 5 -Parabola D60	1	34,00	0,6	0	35,54
Ant 6 -Parabola D90	1	33,50	0,9	0	79,61
Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	3	33,40	0,342	0,42	53,88
Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	3	33,40	0,342	0,42	53,88
Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	3	33,40	0,342	0,42	53,88
Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	3	32,50	0,349	1,999	259,55
Ant11 - RRU n°3	3	30,70	0,155	1,302	73,80
Ant 12 -Parabola D30	1	30,40	0,3	0	8,59
Ant 13 -Parabola D120	1	30,00	1,2	0	136,91
Ant 14 -Parabola D120	1	28,85	1,2	0	135,29
Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	3	29,23	0,261	1,933	181,79
Ant 16 -RRU TIM n°3	3	28,00	0,47	0,48	80,22
Ant 17 -Parabola D60	1	26,80	0,6	0	33,07

Carichi applicati nei nodi del traliccio nel modello in assenza di ghiaccio

Apparati	Numero	Quota di riferimento [m]	D/B [m]	H [m]	Fv [daN]
Ant 1 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	105,46
Ant 2 - CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	105,46
Ant 3 -CMA-UBTLBHH/6516/21/21	1	37,00	0,42	1,84	105,46
Ant 4 - Parabola D60	1	34,15	0,6	0	38,00
Ant 5 -Parabola D60	1	34,00	0,6	0	37,95
Ant 6 -Parabola D90	1	33,50	0,9	0	83,19
Ant 7 -RADIO 4428 1800 LTE n°3	3	33,40	0,342	0,42	38,60
Ant 8 -RADIO 4415 B7 2600 n°3	3	33,40	0,342	0,42	59,74
Ant 9 -RADIO 2212 B1 2100 n°3	3	33,40	0,342	0,42	59,74
Ant 10 -Antenne AQU4518R5 n°3	3	32,50	0,349	1,999	277,17
An11 - RRU n°3	3	30,70	0,155	1,302	84,61
Ant 12 -Parabola D30	1	30,40	0,3	0	9,78
Ant 13 -Parabola D120	1	30,00	1,2	0	141,51
Ant 14 -Parabola D120	1	28,85	1,2	0	139,84
Ant 15 -Antenne K 742271v03 n°3	3	29,23	0,261	1,933	197,74
Ant 16 -RRU TIM n°3	3	28,00	0,47	0,48	87,12
Ant 17 -Parabola D60	1	26,80	0,6	0	35,31

Carichi applicati nei nodi del traliccio nel modello in presenza di ghiaccio

Tabella 33: Carichi lineari dovuti al vento

L'analisi sismica è stata effettuata tramite analisi modale utilizzando i seguenti parametri:

- Vita nominale= 100 anni
- Classe d'uso= IV
- Periodo di riferimento VR= 200 anni
- Categoria del sottosuolo= D
- Categoria topografica= T1
- Fattore di comportamento q= 1

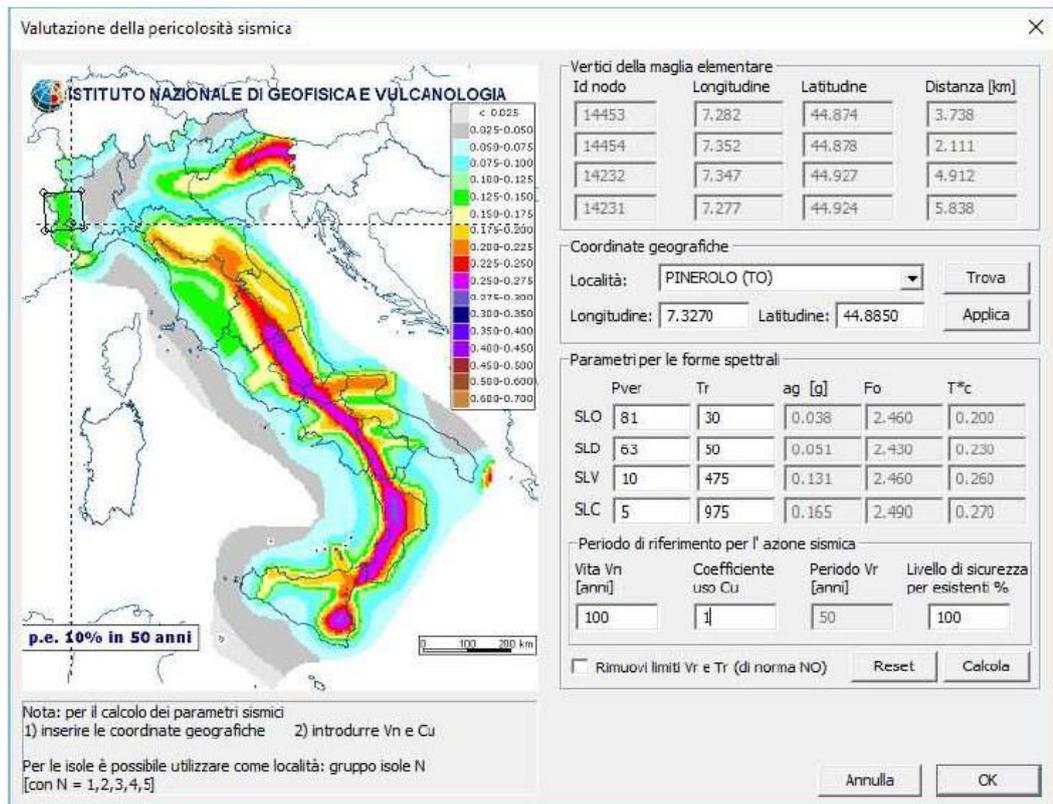


Figura 55: Valutazione dell'azione sismica

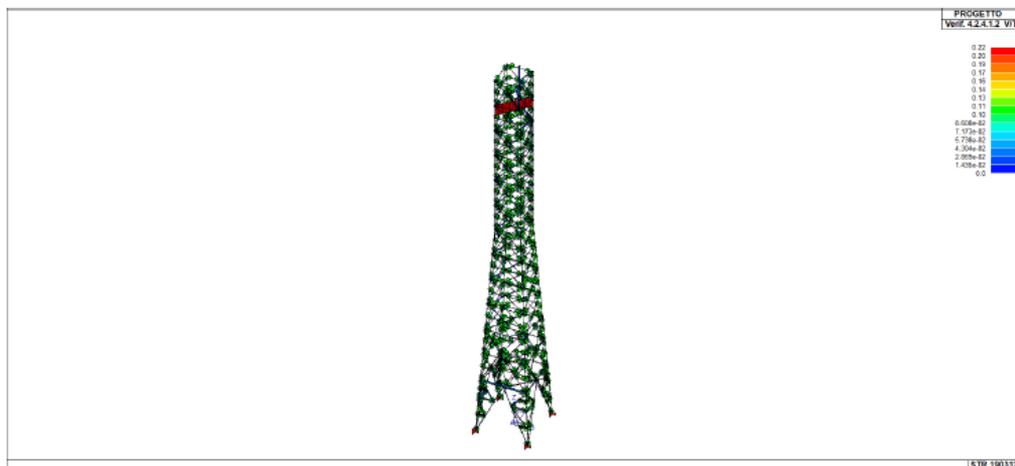
Grazie a ciò, tramite il software PRO_SAP è stato ideato il seguente modello 3-D:



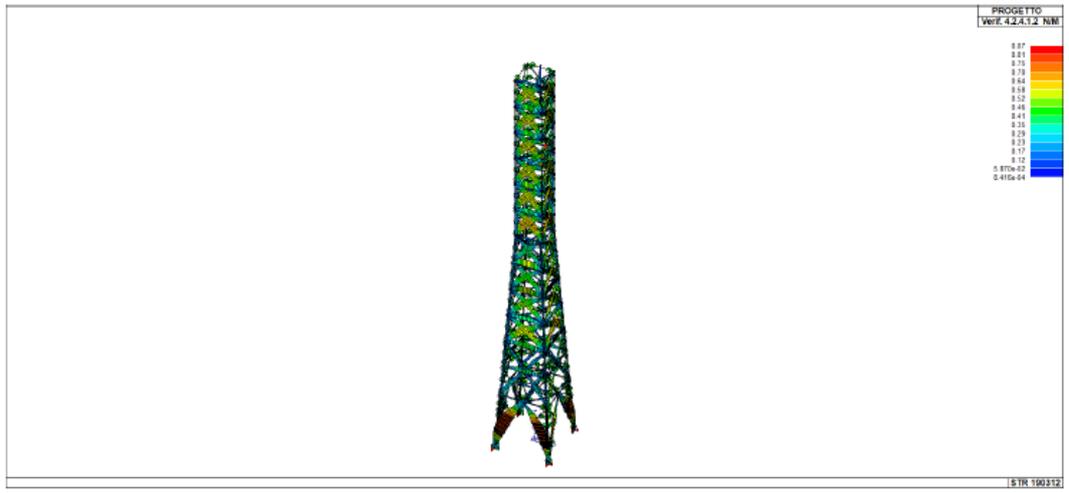
Figura 56: Modello FEM

Si riporta di seguito le verifiche agli SLU realizzate con lo stesso software:

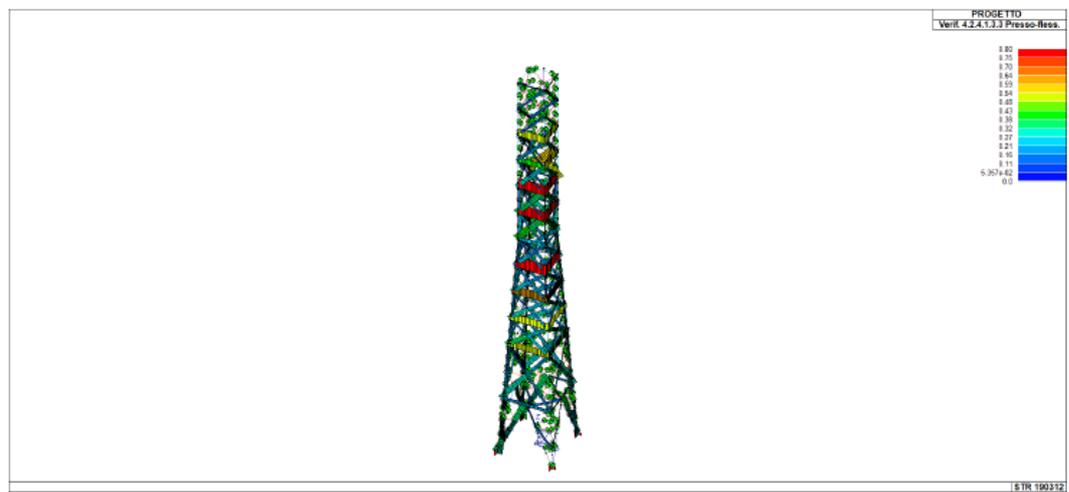
VERIFICHE SLU



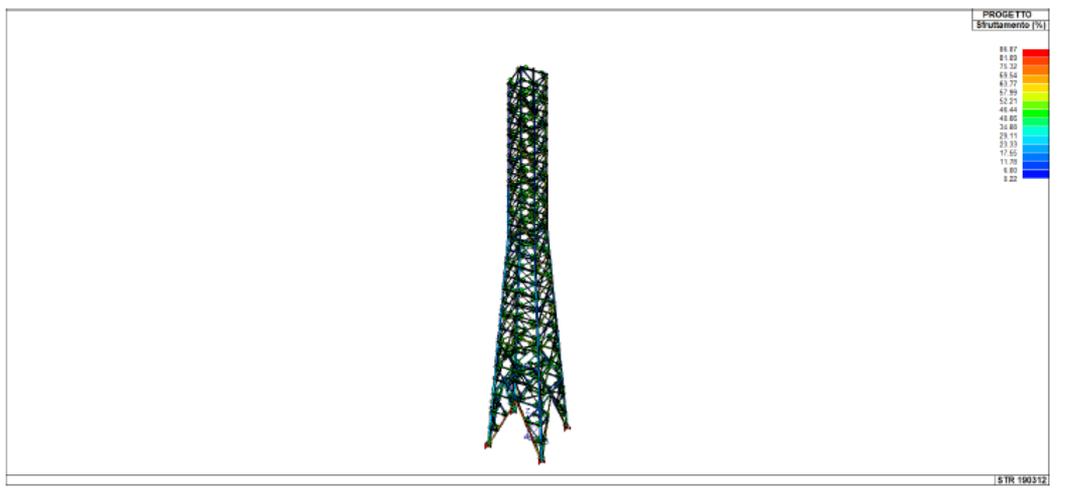
Traliccio principale - Verifica V/T (4.2.4.1.2 NTC 2018)



Traliccio principale - Verifica N/M (4.2.4.1.2 NTC 2018)



Traliccio principale - Verifica Presso-flessione(4.2.4.1.3.3 NTC 2018)



Traliccio principale - Sfruttamento

Figura 57: Verifiche agli SLU

Tali verifiche risultano tutte soddisfatte.

In forma tabulare:

V V/T		(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni taglio-torsione (4.2.16 e 4.2.28)				
V N/M		(TRAVI E PILASTRI) verifica di resistenza come da par. 4.2.4.1.2 per azioni composte (4.2.33) con riduzione per taglio (4.2.40) ove richiesto				
N	M3	M2	V2	V3	T	sollecitazioni di interesse per la verifica
V stab		(ASTE) verifica come da par. 4.2.4.1.3.1 per punto (4.2.41)				
V stab		(TRAVI E PILASTRI) verifica come da par. 4.2.4.1.3 per punti (C4.2.32) o (C4.2.36) (membrature inflesse e compresse senza/con presenza di instabilità flessio-torsionale)				
BetaxL	B22xL	B33xL				lunghezze libere di inflessione (se indicato riferiti al piano di normale 22 o 33 rispettivamente)
Snellezza		snellezza massima				
Classe		classe del profilo				
Chi mn		coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità pertinente				
Rif. cmb		combinazioni in cui si sono rispettivamente attinti i valori di verifica più elevati				
V flst		(TRAVI E PILASTRI) verifica di stabilità come da par. 4.2.4.1.3.2 per punto (4.2.48)				
B1-1 x L		Beta1-1 x L: interasse tra i ritegni torsionali				
Chi LT		coefficiente di riduzione (della capacità) per la modalità di instabilità flessio-torsionale				
Snell adim		Valore della snellezza adimensionale, utilizzato per il controllo previsto al par. 7.5.5				
v.Omeg		Valore del rapporto capacità/domanda per l'azione di interesse (momento per travi e azione assiale per aste) utilizzato per l'amplificazione delle azioni				
f.Om. N		Fattore di amplificazione delle azioni assiali per travi e colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.5				
f.Om. T		Fattore di amplificazione delle azioni (assiali, flettenti e taglianti) per colonne (prodotto di 1.1 x Omega x gamma rd materiale); utilizzato come specificato al par. 7.5.4				
V.7.5.4 M Ed		Verifica come prevista al punto 7.5.4 e valore dell'azione flettente				
V.7.5.5 N Ed		Verifica come prevista al punto 7.5.5 e valore dell'azione assiale				
V.7.5.6 V Ed,G		V Ed,M				Verifica come prevista al punto 7.5.6 e valore dei tagli dovuti ai carichi e alla capacità
V.7.5.10 V Ed		Verifica come prevista al punto 7.5.10 e valore dell'azione di taglio				
sovr. Xi (Xf, Yi, Yf)		Valore della sovraresistenza come prevista al par. 7.5.4.2 (i valori non sono normalizzati pertanto saranno maggiori uguali a gamma rd in base alla classe di duttilità)				

Tabella 34: Legenda

Asta	Stato	Note	V N	N	V stab	N	Cl.	Beta x L	Snell.	LambDaS	Chi mn	v.Omeg	Rif. cmb
				daN			daN	cm					
1	ok	s=8,m=11	0.01	154.8			3	314.0	265.0	2.82	0.11	0.0	10,0
2	ok	s=8,m=11	0.01	155.0			4	314.0	265.0	2.82	0.11	0.0	3,0
Asta			V N	N	V stab	N	Beta x L	Snell.	LambDaS	Chi mn	v.Omeg		
				154.80					2.82	0.11	0.0		
			0.01	154.99			314.00	265.03	2.82		0.0		

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
3	ok	s=1,m=11	6.05e-03	0.32	0.30	3	0.4	0.2	33.6	0.94				4,9,9,0
4	ok	s=1,m=11	0.01	0.41	0.44	3	0.4	0.2	36.5	0.93				9,9,9,0
5	ok	s=2,m=11	4.67e-03	0.32	0.33	3	0.4	0.2	39.2	0.92				10,3,3,0
6	ok	s=2,m=11	2.43e-03	0.23		3								9,10,0,0
7	ok	s=2,m=11	2.23e-03	0.26	0.28	3	0.4	0.2	39.2	0.92				4,9,9,0
8	ok	s=2,m=11	3.84e-03	0.33	0.32	3	0.4	0.2	39.2	0.92				9,9,9,0
9	ok	s=3,m=11	3.08e-03	0.27	0.29	4	0.5	0.2	42.3	0.91				4,9,9,0
10	ok	s=3,m=11	0.01	0.24		3								9,10,0,0
...														
630	ok	s=9,m=11	2.78e-03	0.03	0.31	3	1.2	0.6	114.4	0.47	0.02	1.88e-03	1.00	3,9,0,0
Trave			V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
			0.22	0.99	0.99		2.00	1.01	187.41	0.21			0.76	
										0.05	0.53			

Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
129	ok	s=4,m=11	3.99e-03	0.31	0.32	4	0.5	0.2	45.9	0.89				4,9,9,0
130	ok	s=4,m=11	1.70e-03	0.30	0.31	4	0.5	0.2	45.9	0.89				3,3,3,0
131	ok	s=4,m=11	3.27e-03	0.30	0.31	4	0.5	0.2	45.9	0.89				9,3,3,0
132	ok	s=4,m=11	5.02e-03	0.26	0.12	4	0.5	0.2	45.9	0.89				3,4,36,0
133	ok	s=4,m=11	4.27e-03	0.22	0.23	4	0.5	0.2	45.9	0.89				4,9,9,0
134	ok	s=4,m=11	1.36e-03	0.21	0.22	4	0.5	0.2	45.9	0.89				9,9,9,0

Tabella 35: Verifiche degli elementi in acciaio

Per la verifica agli SLE si sono considerati la massima deflessione e la massima rotazione attorno all'asse X della parabola D60 esistente a quota maggiore +34.15 m:

- Spostamento massimo: 5.93 cm
- Rotazione massima: 0°05'58''
- Rotazione massima ammissibile (in combinazione caratteristica): 0°30'00''

La verifica risulta soddisfatta.

Infine, il programma permette di effettuare l'analisi sismica in due casi di carico: carico sismico con forze statiche equivalenti, e carico sismico con analisi dinamica. In allegato si riportano i risultati. In allegato è possibile trovare anche le varie combinazioni di carico, automatiche e non, che il programma consente di avere.

3.3 Sito Valli di Collecchio (Pr).¹⁷

Il sito sorge a Collecchio (Pr) con accesso tramite via Giardinetti, ed è un sito raw-land che questa volta è costituito da un palo e non da un traliccio.

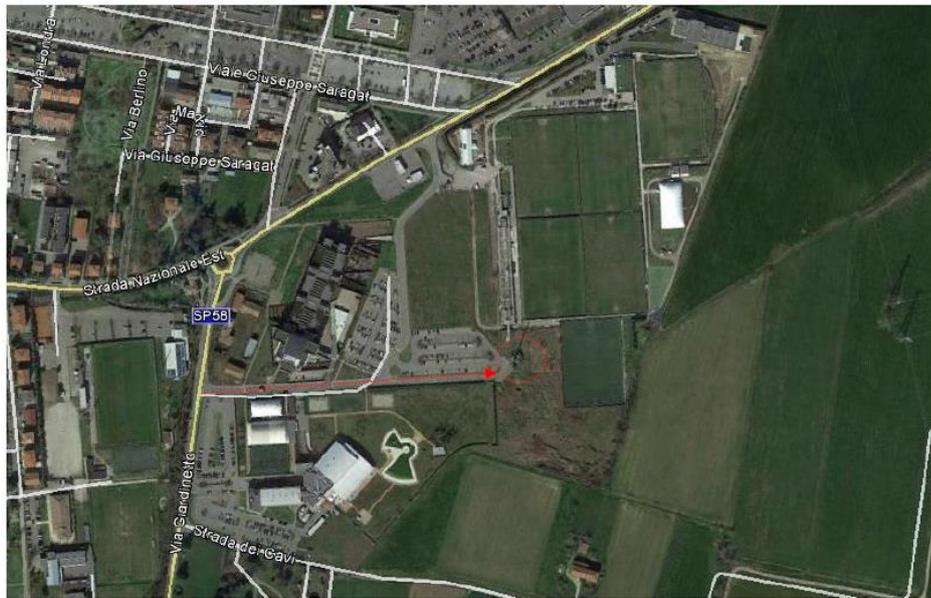


Figura 58: Ortofoto

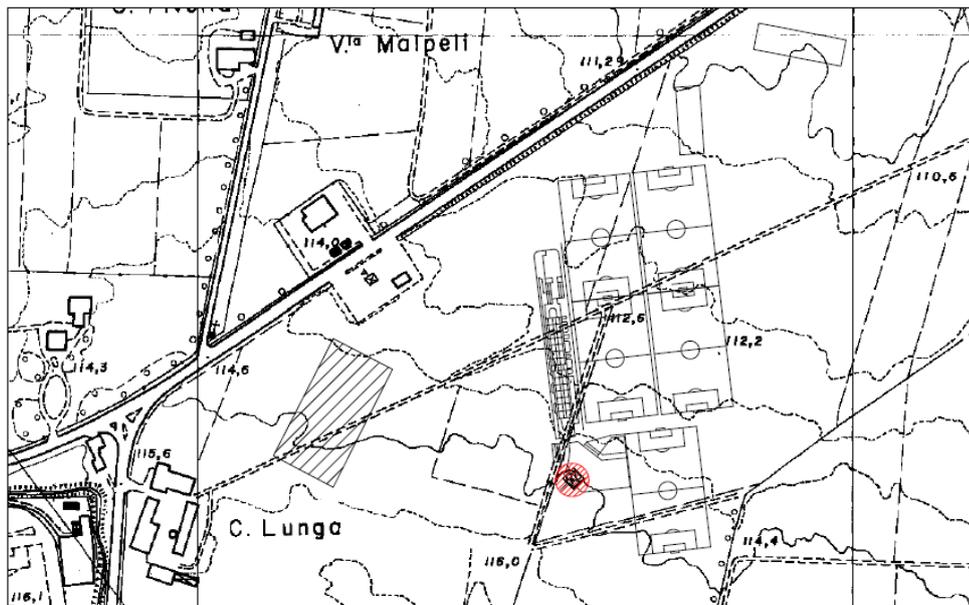


Figura 59: estratto CTR

¹⁷ Dal progetto PR4680D del comune di Collecchio (Parma)

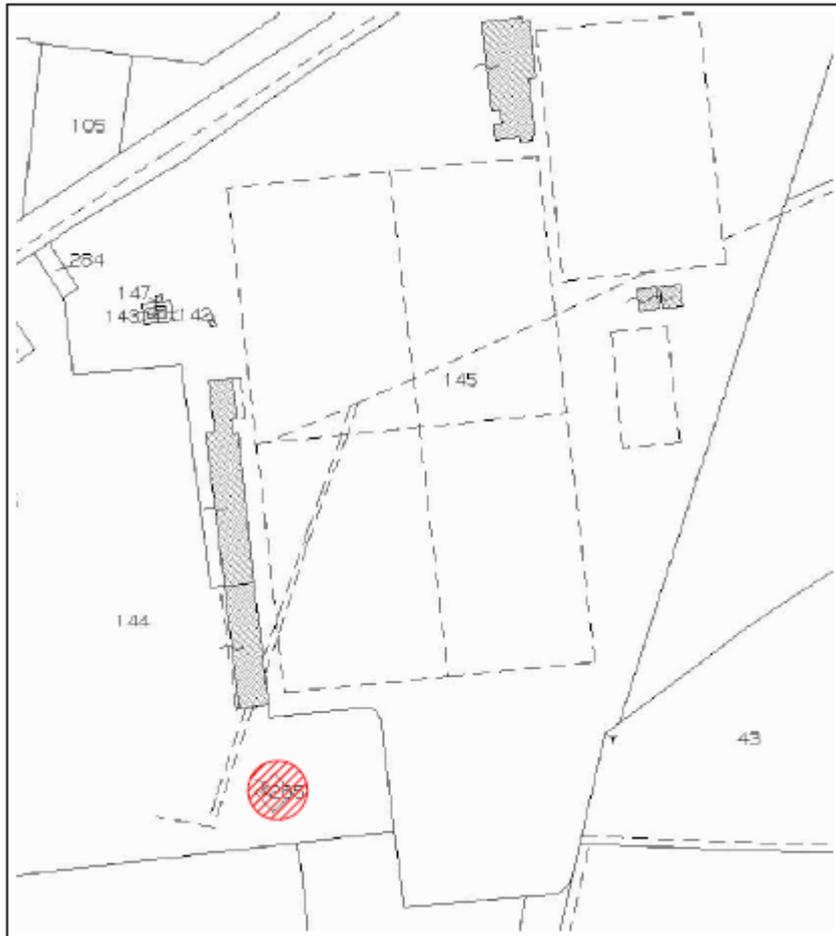


Figura 60: estratto catastale

Il sito appartiene alla Vodafone, e i lavori di ammodernamento hanno riguardato la sostituzione delle tre antenne (una per ogni settore) dei tre pannelli radianti:

- Antenne esistenti: K742212 1302x155 mm a quota +32.35 m dal p.c.
- Antenne sostituenti: MB4B-65-16/18DDE-IN-43(R) 2090x499 mm a quota +32.30 m dal p.c.

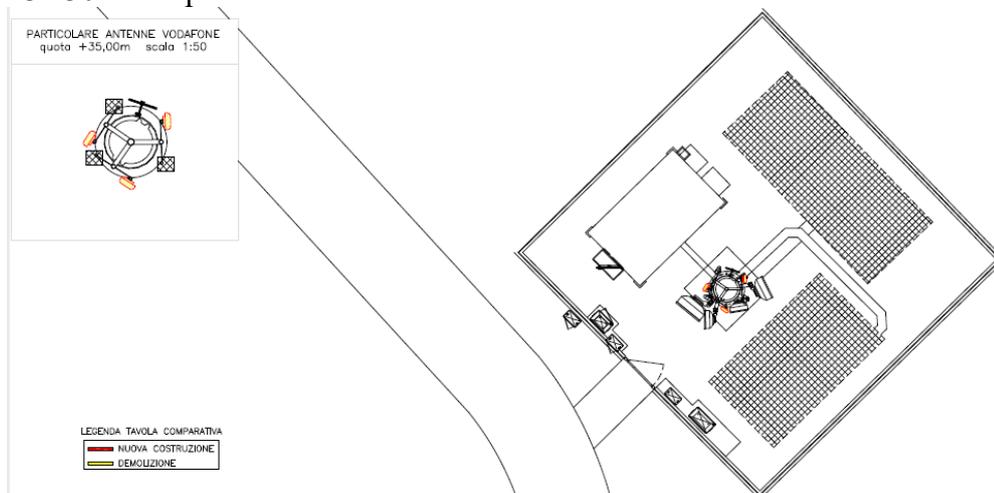


Figura 61: pianta dei lavori

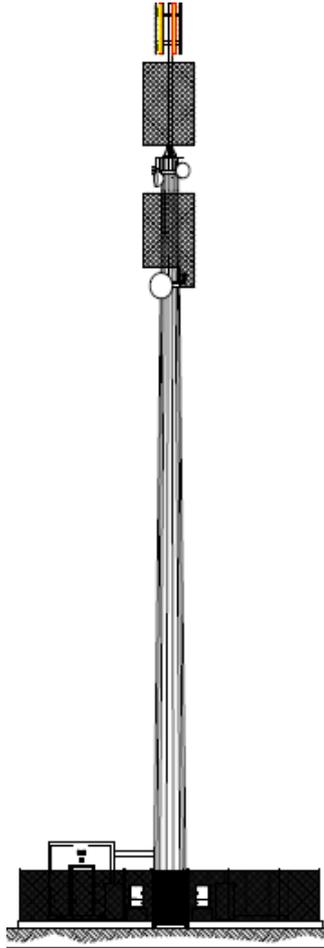


Figura 62: prospetto dei lavori

In più sono stati aggiunti sei moduli RRU dietro le antenne di progetto.
 Gli altri apparati installati sono:

STATO DI FATTO - SDF

OPERATORE	INSTALLAZIONI	SUP. [m ²]	SUP. con gh. [m ²]	H c.e./baricentro [m]
Vodafone	Antenne 2.020x0.298 m (x3)	1.806	1.946	35.00
Tim	Antenne 1.999x0.349 m (x3)	2.093	2.235	35.00
ex H3G	Antenne 1.302x0.155 m (x3)	0.605	0.694	32.35
Altro gestore	Antenne 1.999x0.369 m (x3)	2.213	2.356	27.00
Wind-3	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	30.80
Wind-3	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.30
Wind-3	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.65
Altro gestore	Parabola Ø80 cm (x1)	0.503	0.528	29.40
Altro gestore	Parabola Ø80 cm (x1)	0.503	0.528	25.50
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	25.30
Altro gestore	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	25.10
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	30.00
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.70
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.40
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.10
Altro gestore	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.00
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	29.40
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	29.70

Vodafone	Antenne 2.020x0.298 m (x3)	1.806	1.946	35.00
Tim	Antenne 1.999x0.349 m (x3)	2.093	2.235	35.00
Wind-3	Antenne 2.09x0.499 m (x3)	3.129	3.285	32.30
Altro gestore	Antenne 1.999x0.369 m (x3)	2.213	2.356	27.00
Wind-3	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	30.80
Wind-3	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.30
Wind-3	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.65
Altro gestore	Parabola Ø80 cm (x1)	0.503	0.528	29.40
Altro gestore	Parabola Ø80 cm (x1)	0.503	0.528	25.50
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	25.30
Altro gestore	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	25.10
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	30.00
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.70
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.40
Altro gestore	ODU 20x20 cm (x1)	0.040	0.048	29.10
Altro gestore	Parabola Ø30 cm (x1)	0.071	0.080	30.00
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	29.40
Altro gestore	Parabola Ø60 cm (x1)	0.283	0.302	29.70
RRU Wind-3	Moduli 0.415x0.352 m (x3)	0.438	0.485	32.85
RRU Wind-3	Moduli 0.415x0.296 m (x3)	0.368	0.412	31.85

Tabella 36: tabella delle installazioni

La struttura è costituita da un palo tubolare a sezione poligonale alto 30 m, con giunti ad innesto e costituito principalmente da tre tronchi; le caratteristiche geometriche principali sono riassunte nella seguente tabella:

H	db	ds	t	Lgb	Lgs
11.1	1.25	0.982	0.008	0	1.85
11.15	1.039	0.77	0.006	1.85	1.55
11.15	0.819	0.55	0.006	1.55	0

Tabella 37: caratteristiche geometriche del palo

dove:

- H= altezza totale
- Db= diametro esterno alla base
- Ds= diametro in sommità
- t= spessore
- Lgb= lunghezza di sovrapposizione del tronco precedente
- Lgs= lunghezza di sovrapposizione del tronco successivo.

Le installazioni invece hanno le seguenti caratteristiche:

Antenne Vodafone (2020x298mm) (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
35	35	0.18184	0.21539	0	1.66	1.79	1.2

Antenne Tim (1999x349mm) (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
35	35	0.18184	0.21539	0	1.92	2.05	1.2

Antenne Wind-3 (2090x499mm) (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
32.30	32.30	0.18184	0.21539	0	3.13	3.29	1.2

Antenne altro gestore (1999x369mm) (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
27.00	27.00	0.18184	0.21539	0	2.13	2.36	1.2

Parabola Wind-3 Ø60cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
30.8	30.8	0.04	0.044227	0	0.28274	0.30191	1.3

Parabola Wind-3 Ø30cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
30.3	30.3	0.02	0.021126	0	0.070686	0.080425	1.3

Parabola Wind-3 Ø30cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
30.65	30.65	0.02	0.021126	0	0.070686	0.080425	1.3

Parabola altro gestore Ø80cm(x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.4	29.4	0.05	0.057393	0	0.50265	0.5281	1.3

Parabola altro gestore Ø80cm(x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
25.5	25.5	0.05	0.057393	0	0.50265	0.5281	1.3

Parabola altro gestore Ø60cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
25.3	25.3	0.04	0.044227	0	0.28274	0.30191	1.3

Parabola altro gestore Ø30cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
25.1	25.1	0.02	0.021126	0	0.070686	0.080425	1.3

ODU 20x20 cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
30	30	0.005	0.0065596	0	0.04	0.0484	1.3

ODU 20x20 cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.7	29.7	0.005	0.0065596	0	0.04	0.0484	1.3

ODU 20x20 cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.4	29.4	0.005	0.0065596	0	0.04	0.0484	1.3

ODU 20x20 cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.1	29.1	0.005	0.0065596	0	0.04	0.0484	1.3

Parabola altro gestore Ø30cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
30	30	0.02	0.021126	0	0.070686	0.080425	1.3

Parabola altro gestore Ø60cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.4	29.4	0.04	0.044227	0	0.28274	0.30191	1.3

Parabola altro gestore Ø60cm (x1)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
29.7	29.7	0.04	0.044227	0	0.28274	0.30191	1.3

RRU Wind -3 (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
32.85	32.85	0.075	0.094925	0	0.438	0.486	0

RRU Wind -3 (x3)

quota attacco (m)	quota baric.(m)	massa (t)	massa c/g	car.acc.(kN)	sup. (m ²)	sup. c/g	coeff.forma
31.85	31.85	0.075	0.094925	0	0.368	0.412	0

Lungo il fusto ci sono le seguenti apparecchiature distribuite:

Numero di app. distribuite 2

Scala Soll (x1)

massa (t/m)	massa c/g	sup. (m ² /m)	sup. c/g	coeff.forma
0.01	0.012	0.08	0.1	0

Cavi e Rastrelliere (x1)

massa (t/m)	massa c/g	sup. (m ² /m)	sup. c/g	coeff.forma
0.02	0.025	0.26	0.28	1

Tabella 38: caratteristiche geometriche delle installazioni

Il palo presenta un pennone che è considerato un elemento strutturale, ed è alto 6 m e ha diametro 293.7 mm.

I materiali utilizzati sono:

- Acciaio per palo:

Caratteristiche acciaio palo

Peso Spec. (kN/m ³)	78.5
Modulo di Young (kN/m ²)	210000000
Poisson	0.3
fyk (kN/m ²)	355000

Tabella 39: estratto da relazione strutturale

- Acciaio per piastra di base e tirafondi:

<i>Caratteristiche acciaio flangia di base e tirafondi (</i>	
fykt (kN/m ²)	355000
fyTir (kN/m ²)	355000
Spessore zincatura (micron)	80

Tabella 40: estratto da relazione strutturale

Per il metodo di calcolo, anche qui si è utilizzato quello semi-probabilistico agli stati limite, e in particolare si è utilizzato un codice sviluppato dal Politecnico di Milano che si basa sulla teoria di Eulero-Bernoulli, ossia che trascura le deformazioni di taglio. La struttura è divisa in elementi di modo che i nodi coincidano con la quota d'attacco delle apparecchiature concentrate. In allegato nella relazione tecnica del progetto si può trovare la tabelle delle caratteristiche geometriche di ogni singolo elemento, compresa lo spessore della zincatura.

Per quanto riguarda l'analisi dei carichi, per lo Stato Limite Ultimo si è considerata la seguente combinazione con i seguenti coefficienti:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q Q_{1k} + \gamma_q \psi(Q_{2k} + Q_{3k})$$

Comb.	G	Q ₁	Q ₂	Q ₃	E
SLU	1.3	1.5	0.7 · 1.5	0.7 · 1.5	0.
SLUBASE	1.0	1.5	0.7 · 1.0	0.7 · 1.0	0.
SISMICA	1.0	0.	0.	0.2 · 1.0	1.0
FATICA	1.0	1.0	0.7 · 1.0	0.7 · 1.0	0.

Tabella 41: combinazioni allo SLU

mentre per lo Stato Limite di Esercizio si è considerata una velocità costante del vento sulla superficie in assenza di ghiaccio.

I carichi considerati sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali: generato automaticamente dal codice
- Peso proprio delle installazioni: riportato nella tabella in allegato:
- Vento:
per l'azione del vento si considerano i seguenti parametri di input:

Zona climatica	2
Distanza dalla costa	oltre 40km
Altitudine (m s.l.m.)	115
Rugosità	C
Coefficiente di topografia	1
Caratteristiche del manicotto di ghiaccio	
Spessore (m)	0.01
Densità (t/m ³)	0.7

Tabella 42: parametri di input per la valutazione dell'azione del vento

le formule utilizzate sono le stesse illustrate nei paragrafi precedenti, con un coefficiente di forma per il palo tubolare pari a 0.7.

Per il coefficiente dinamico, si è valutato dapprima il periodo proprio della struttura utilizzando il metodo di Rayleigh, facendo coincidere il primo modo di vibrare con la deformata corrispondente all'applicazione di una forza unitaria in sommità, per poi applicare la formula di Strouhal:

$$f_s = 0.2 \frac{v_m}{b}$$

dove v_m è la velocità media del vento, mentre b è la larghezza della superficie colpita dal vento.

Ricordiamo che il metodo di Rayleigh ci consente di ricavare la matrice di smorzamento C come combinazione lineare della matrice delle masse e quella di rigidità:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

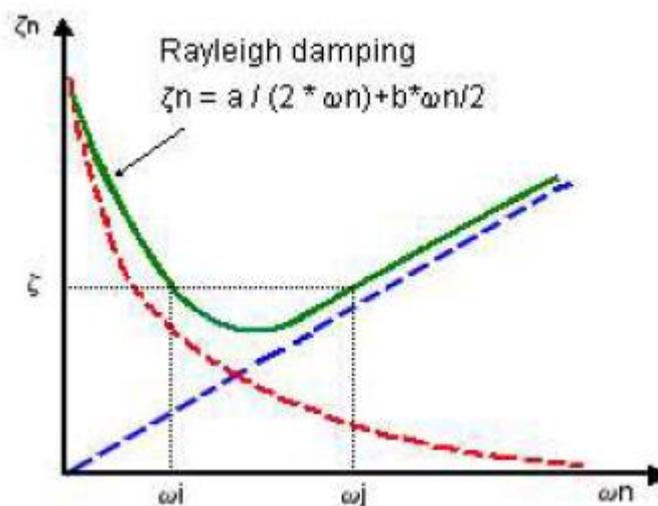


Figura 63: smorzamento alla Rayleigh

Da ciò si è ricavato il periodo e quindi la verifica nei confronti del distacco dei vortici:

Periodo proprio (s)	Coeff. din. alla base	Val. assunto nei calcoli	Periodo per dist. vortici (s)
1.1869	1.0976	1.0976	0.029377

Tabella 43: verifica distacco dei vortici

Le azioni del vento sul palo, sulle apparecchiature distribuite e concentrate in assenza di manicotto di ghiaccio sono riportate nelle seguenti tabelle:

Elem.	quota (m)	vref (m/s)	qref (kN/m ²)	ce	cp	cd	dm (m)	q (kN/m)
1	0.4625	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	1.2388	0.63485
2	1.3875	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	1.2165	0.6234
3	2.3125	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	1.1942	0.61196
4	3.2375	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	1.1718	0.60051
5	4.1625	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	1.1495	0.58907
6	5.0875	25	0.39063	1.7178	0.7	1.0976	1.1272	0.58111
7	6.0125	25	0.39063	1.8182	0.7	1.0976	1.1048	0.60289
8	6.9375	25	0.39063	1.906	0.7	1.0976	1.0825	0.61922
9	7.8625	25	0.39063	1.9841	0.7	1.0976	1.0602	0.6313
10	8.7875	25	0.39063	2.0546	0.7	1.0976	1.0378	0.63995
11	10.175	25	0.39063	2.149	0.7	1.0976	1.0163	0.65549
12	11.4875	25	0.39063	2.2284	0.7	1.0976	0.98502	0.65877
13	12.2625	25	0.39063	2.2717	0.7	1.0976	0.96632	0.65881
14	13.0375	25	0.39063	2.3126	0.7	1.0976	0.94762	0.65769
15	13.8125	25	0.39063	2.3514	0.7	1.0976	0.92893	0.65553
16	14.5875	25	0.39063	2.3883	0.7	1.0976	0.91023	0.65242
17	15.3625	25	0.39063	2.4235	0.7	1.0976	0.89153	0.64845
18	16.1375	25	0.39063	2.4572	0.7	1.0976	0.87284	0.64368
19	16.9125	25	0.39063	2.4895	0.7	1.0976	0.85414	0.63817
20	17.6875	25	0.39063	2.5205	0.7	1.0976	0.83544	0.63197
21	18.4625	25	0.39063	2.5504	0.7	1.0976	0.81674	0.62514
22	19.625	25	0.39063	2.5931	0.7	1.0976	0.8007	0.62313
23	20.88	25	0.39063	2.6368	0.7	1.0976	0.77003	0.60936
23	20.88	25	0.39063	2.6368	0.7	1.0976	0.77003	0.60936
24	21.84	25	0.39063	2.6687	0.7	1.0976	0.74686	0.59818
25	22.8	25	0.39063	2.6993	0.7	1.0976	0.7237	0.58628
26	23.76	25	0.39063	2.7289	0.7	1.0976	0.70054	0.57373
27	24.67	25	0.39063	2.7559	0.7	1.0976	0.67859	0.56125
28	25.15	25	0.39063	2.7698	0.7	1.0976	0.66701	0.55446
29	25.25	25	0.39063	2.7727	0.7	1.0976	0.6646	0.55303
30	25.4	25	0.39063	2.7769	0.7	1.0976	0.66098	0.55086
31	25.83	25	0.39063	2.7891	0.7	1.0976	0.6506	0.54459
32	26.595	25	0.39063	2.8103	0.7	1.0976	0.63215	0.53316
33	27.075	25	0.39063	2.8233	0.7	1.0976	0.62057	0.52581
34	27.6	25	0.39063	2.8373	0.7	1.0976	0.6079	0.51764
35	28.56	25	0.39063	2.8623	0.7	1.0976	0.58474	0.5023
36	29.07	25	0.39063	2.8752	0.7	1.0976	0.57244	0.49396
37	29.25	25	0.39063	2.8798	0.7	1.0976	0.56809	0.49099
38	29.55	25	0.39063	2.8873	0.7	1.0976	0.56086	0.48599
39	29.85	25	0.39063	2.8947	0.7	1.0976	0.55362	0.48096
40	30.15	25	0.39063	2.9021	0.7	1.0976	0.1937	0.1687

41	30.45	25	0.39063	2.9094	0.7	1.0976	0.1937	0.16913
42	30.625	25	0.39063	2.9136	0.7	1.0976	0.1937	0.16937
43	30.725	25	0.39063	2.916	0.7	1.0976	0.1937	0.16951
44	31	25	0.39063	2.9226	0.7	1.0976	0.1937	0.1699
45	31.375	25	0.39063	2.9315	0.7	1.0976	0.1937	0.17041
46	31.675	25	0.39063	2.9385	0.7	1.0976	0.1937	0.17082
47	31.9	25	0.39063	2.9438	0.7	1.0976	0.1937	0.17113
48	32.2	25	0.39063	2.9507	0.7	1.0976	0.1937	0.17153
49	32.475	25	0.39063	2.957	0.7	1.0976	0.1937	0.1719
50	32.775	25	0.39063	2.9638	0.7	1.0976	0.1937	0.1723
51	33.3	25	0.39063	2.9757	0.7	1.0976	0.1937	0.17298
52	33.9	25	0.39063	2.989	0.7	1.0976	0.1937	0.17376
53	34.5	25	0.39063	3.0021	0.7	1.0976	0.1937	0.17452
54	34.9	25	0.39063	3.0107	0.7	1.0976	0.1937	0.17502
55	35.2	25	0.39063	3.0171	0.7	1.0976	0.1937	0.17539
56	35.7	25	0.39063	3.0277	0.7	1.0976	0.1937	0.17601

Tabella 44: vento sul palo senza ghiaccio

Apparecchiatura num.	1
Spinta totale vento:	0
Spinta media vento:	0
Apparecchiatura num.	2
Spinta totale vento:	7.8804
Spinta media vento:	0.26268

Tabella 45: vento su installazioni distribuite senza ghiaccio

App.n.	quota (m)	vref (m/s)	qref (kN/m ²)	ce	cp	cd	A (m ²)	F (kN)
1	35	25	0.39063	3.0128	1.2	1.0976	1.66	2.5731
2	35	25	0.39063	3.0128	1.2	1.0976	1.92	2.9761
3	32.3	25	0.39063	2.9461	1.2	1.0976	3.13	4.7442
4	27	25	0.39063	2.8221	1.2	1.0976	2.13	3.0926
5	30.8	25	0.39063	2.9178	1.3	1.0976	0.28274	0.45981
6	30.3	25	0.39063	2.9057	1.3	1.0976	0.070686	0.11448
7	30.65	25	0.39063	2.9142	1.3	1.0976	0.070686	0.11481
8	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.50265	0.80784
9	25.5	25	0.39063	2.7798	1.3	1.0976	0.50265	0.77878
10	25.3	25	0.39063	2.7741	1.3	1.0976	0.28274	0.43716
11	25.1	25	0.39063	2.7684	1.3	1.0976	0.070686	0.10907
12	30	25	0.39063	2.8984	1.3	1.0976	0.04	0.064618
13	29.7	25	0.39063	2.891	1.3	1.0976	0.04	0.064453
14	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.04	0.064287
15	29.1	25	0.39063	2.876	1.3	1.0976	0.04	0.064119
16	30	25	0.39063	2.8984	1.3	1.0976	0.070686	0.11419
17	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.28274	0.45441
18	29.7	25	0.39063	2.891	1.3	1.0976	0.28274	0.45559
19	32.85	25	0.39063	2.9587	0	1.0976	0.438	0
20	31.85	25	0.39063	2.9356	0	1.0976	0.368	0

Tabella 46: vento su installazioni concentrate senza ghiaccio

Le stesse azioni ma in presenza del manicotto di ghiaccio sono:

Elem.	quota (m)	vref (m/s)	qref (kN/m ²)	ce	cp	cd	ds (m)	q (kN/m)
1	0.4625	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	0.02	0.010249
2	1.3875	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	0.02	0.010249
3	2.3125	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	0.02	0.010249
4	3.2375	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	0.02	0.010249
5	4.1625	25	0.39063	1.7075	0.7	1.0976	0.02	0.010249
6	5.0875	25	0.39063	1.7178	0.7	1.0976	0.02	0.010311
7	6.0125	25	0.39063	1.8182	0.7	1.0976	0.02	0.010914
8	6.9375	25	0.39063	1.906	0.7	1.0976	0.02	0.011441
9	7.8625	25	0.39063	1.9841	0.7	1.0976	0.02	0.011909
10	8.7875	25	0.39063	2.0546	0.7	1.0976	0.02	0.012332
11	10.175	25	0.39063	2.149	0.7	1.0976	0.02	0.012899
12	11.4875	25	0.39063	2.2284	0.7	1.0976	0.02	0.013376
13	12.2625	25	0.39063	2.2717	0.7	1.0976	0.02	0.013635
14	13.0375	25	0.39063	2.3126	0.7	1.0976	0.02	0.013881
15	13.8125	25	0.39063	2.3514	0.7	1.0976	0.02	0.014114
16	14.5875	25	0.39063	2.3883	0.7	1.0976	0.02	0.014335
17	15.3625	25	0.39063	2.4235	0.7	1.0976	0.02	0.014547
18	16.1375	25	0.39063	2.4572	0.7	1.0976	0.02	0.014749
19	16.9125	25	0.39063	2.4895	0.7	1.0976	0.02	0.014943
20	17.6875	25	0.39063	2.5205	0.7	1.0976	0.02	0.015129
21	18.4625	25	0.39063	2.5504	0.7	1.0976	0.02	0.015308
22	19.625	25	0.39063	2.5931	0.7	1.0976	0.02	0.015565
23	20.88	25	0.39063	2.6368	0.7	1.0976	0.02	0.015827
24	21.84	25	0.39063	2.6687	0.7	1.0976	0.02	0.016018
25	22.8	25	0.39063	2.6993	0.7	1.0976	0.02	0.016202
26	23.76	25	0.39063	2.7289	0.7	1.0976	0.02	0.01638
27	24.67	25	0.39063	2.7559	0.7	1.0976	0.02	0.016542
28	25.15	25	0.39063	2.7698	0.7	1.0976	0.02	0.016625
29	25.25	25	0.39063	2.7727	0.7	1.0976	0.02	0.016642
30	25.4	25	0.39063	2.7769	0.7	1.0976	0.02	0.016668
31	25.83	25	0.39063	2.7891	0.7	1.0976	0.02	0.016741
32	26.595	25	0.39063	2.8103	0.7	1.0976	0.02	0.016868
33	27.075	25	0.39063	2.8233	0.7	1.0976	0.02	0.016946
34	27.6	25	0.39063	2.8373	0.7	1.0976	0.02	0.01703
35	28.56	25	0.39063	2.8623	0.7	1.0976	0.02	0.01718
36	29.07	25	0.39063	2.8752	0.7	1.0976	0.02	0.017258
37	29.25	25	0.39063	2.8798	0.7	1.0976	0.02	0.017285
38	29.55	25	0.39063	2.8873	0.7	1.0976	0.02	0.01733
39	29.85	25	0.39063	2.8947	0.7	1.0976	0.02	0.017375
40	30.15	25	0.39063	2.9021	0.7	1.0976	0.02	0.017419
41	30.45	25	0.39063	2.9094	0.7	1.0976	0.02	0.017463
42	30.625	25	0.39063	2.9136	0.7	1.0976	0.02	0.017488
43	30.725	25	0.39063	2.916	0.7	1.0976	0.02	0.017503
44	31	25	0.39063	2.9226	0.7	1.0976	0.02	0.017542
45	31.375	25	0.39063	2.9315	0.7	1.0976	0.02	0.017596
46	31.675	25	0.39063	2.9385	0.7	1.0976	0.02	0.017638
47	31.9	25	0.39063	2.9438	0.7	1.0976	0.02	0.017669
48	32.2	25	0.39063	2.9507	0.7	1.0976	0.02	0.017711
49	32.475	25	0.39063	2.957	0.7	1.0976	0.02	0.017749
50	32.775	25	0.39063	2.9638	0.7	1.0976	0.02	0.01779
51	33.3	25	0.39063	2.9757	0.7	1.0976	0.02	0.017861
52	33.9	25	0.39063	2.989	0.7	1.0976	0.02	0.017941
53	34.5	25	0.39063	3.0021	0.7	1.0976	0.02	0.018019
54	34.9	25	0.39063	3.0107	0.7	1.0976	0.02	0.018071
55	35.2	25	0.39063	3.0171	0.7	1.0976	0.02	0.01811
56	35.7	25	0.39063	3.0277	0.7	1.0976	0.02	0.018173

Tabella 47: vento sul palo in presenza di ghiaccio

Apparecchiatura num.	1
Spinta totale vento su ghiaccio:	0
Spinta media vento su ghiaccio:	0
Apparecchiatura num.	2
Spinta totale vento su ghiaccio:	0.60619
Spinta media vento su ghiaccio:	0.020206

Tabella 48: vento sulle installazioni distribuite in presenza di ghiaccio

App.n.	quota (m)	vref (m/s)	qref (kN/m ²)	ce	cp	cd	A (m ²)	F (kN)
1	35	25	0.39063	3.0128	1.2	1.0976	0.13	0.20151
2	35	25	0.39063	3.0128	1.2	1.0976	0.13	0.20151
3	32.3	25	0.39063	2.9461	1.2	1.0976	0.16	0.24251
4	27	25	0.39063	2.8221	1.2	1.0976	0.23	0.33394
5	30.8	25	0.39063	2.9178	1.3	1.0976	0.01917	0.031175
6	30.3	25	0.39063	2.9057	1.3	1.0976	0.009739	0.015773
7	30.65	25	0.39063	2.9142	1.3	1.0976	0.009739	0.015819
8	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.02545	0.040902
9	25.5	25	0.39063	2.7798	1.3	1.0976	0.02545	0.039431
10	25.3	25	0.39063	2.7741	1.3	1.0976	0.01917	0.02964
11	25.1	25	0.39063	2.7684	1.3	1.0976	0.009739	0.015027
12	30	25	0.39063	2.8984	1.3	1.0976	0.0084	0.01357
13	29.7	25	0.39063	2.891	1.3	1.0976	0.0084	0.013535
14	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.0084	0.0135
15	29.1	25	0.39063	2.876	1.3	1.0976	0.0084	0.013465
16	30	25	0.39063	2.8984	1.3	1.0976	0.009739	0.015733
17	29.4	25	0.39063	2.8835	1.3	1.0976	0.01917	0.030809
18	29.7	25	0.39063	2.891	1.3	1.0976	0.01917	0.030889
19	32.85	25	0.39063	2.9587	0	1.0976	0.048	0
20	31.85	25	0.39063	2.9356	0	1.0976	0.044	0

Tabella 49: vento sulle installazione concentrate in presenza di ghiaccio

- L'azione sismica, che è stata valutata tramite lo spettro di collasso, considerando una classe strutturale di tipo IV, una vita utile di 100 anni, un periodo di riferimento di 200 anni e i seguenti parametri di input basandosi sempre sul metodo di Rayleigh:

Caratteristiche per il calcolo dell'azione sismica

Accelerazione massima - ag/g	0.236
Fattore di amplificazione - F0	2.499
Periodo tipico - Tc (s)	0.297
Categoria sottosuolo	D
Categoria topografica T	1
Amplificazione stratigrafica - Ss	1.5154
Traslazione stratigrafica - Cc	2.2937
Amplificazione topografica - St	1
Fattore di struttura q	1

Tabella 50: parametri di input per l'analisi sismica

Il fattore di struttura è stato posto pari a 1 in quanto, essendo la struttura composta da elementi tubolari snelli in acciaio, ci possono essere dei fenomeni di instabilità che precluderebbero la formazione di zone plastiche sufficienti ad ottenere un meccanismo di collasso duttile.

L'effetto dell'azione sismica è stato valutato tramite il metodo statico equivalente, per cui per ogni tronco abbiamo:

$$F_i = \frac{F_k(z_i W_i)}{\sum_j z_j W_j}$$

$$F_h = \frac{S_a(T_1)W\lambda}{g}$$

dove:

- F_i = forza da applicare all'elemento i
- W_i = peso di ogni singolo elemento
- z_i = quota di ogni singolo elemento rispetto alla base
- $S_a(T_1)$ = ordinata dello spettro di risposta
- W = peso complessivo della struttura
- λ = coefficiente posto pari all'unità
- g = accelerazione di gravità.

I pesi sono stati calcolati come:

$$W = G_1 + \varphi Q_2$$

dove φ è posto pari a 0.2 per carichi conseguenti alla neve.

Si riportano di seguito i carichi sismici per palo, installazioni distribuite e installazioni concentrate:

Elem.	quota (m)	massa (t)	spettro	q (kN/m)
1	0.4625	0.23661	5.0317	0.035898
2	1.3875	0.23231	5.0317	0.10574
3	2.3125	0.22802	5.0317	0.17298
4	3.2375	0.22373	5.0317	0.23761
5	4.1625	0.21944	5.0317	0.29964
6	5.0875	0.21514	5.0317	0.35906
7	6.0125	0.21085	5.0317	0.41588
8	6.9375	0.20656	5.0317	0.47009
9	7.8625	0.20227	5.0317	0.5217
10	8.7875	0.19797	5.0317	0.5707
11	10.175	0.66332	5.0317	1.1071
12	11.4875	0.11978	5.0317	0.53873
13	12.2625	0.11749	5.0317	0.5641
14	13.0375	0.1152	5.0317	0.58807
15	13.8125	0.11291	5.0317	0.61066
16	14.5875	0.11063	5.0317	0.63186
17	15.3625	0.10834	5.0317	0.65167
18	16.1375	0.10605	5.0317	0.6701
19	16.9125	0.10377	5.0317	0.68713
20	17.6875	0.10148	5.0317	0.70278
21	18.4625	0.099192	5.0317	0.71704

22	19.625	0.37624	5.0317	1.4455
23	20.88	0.11579	5.0317	0.76421
24	21.84	0.11228	5.0317	0.77512
25	22.8	0.10877	5.0317	0.7839
26	23.76	0.10526	5.0317	0.79055
27	24.67	0.091318	5.0317	0.79489
28	25.15	0.010436	5.0317	0.79641
29	25.25	0.010398	5.0317	0.79666
30	25.4	0.020681	5.0317	0.79699
31	25.83	0.067166	5.0317	0.79765
32	26.595	0.086003	5.0317	0.79776
33	27.075	0.0087323	5.0317	0.79715
34	27.6	0.091226	5.0317	0.79586
35	28.56	0.087717	5.0317	0.79186
36	29.07	0.0053658	5.0317	0.78887
37	29.25	0.026623	5.0317	0.78767
38	29.55	0.02628	5.0317	0.78551
39	29.85	0.025938	5.0317	0.78313
40	30.15	0.014309	5.0317	0.43638
41	30.45	0.014309	5.0317	0.44072
42	30.625	0.0023849	5.0317	0.44325
43	30.725	0.0071546	5.0317	0.4447
44	31	0.019079	5.0317	0.44868
45	31.375	0.016694	5.0317	0.45411
46	31.675	0.011924	5.0317	0.45845
47	31.9	0.0095395	5.0317	0.46171
48	32.2	0.019079	5.0317	0.46605
49	32.475	0.0071546	5.0317	0.47003
50	32.775	0.021464	5.0317	0.47437
51	33.3	0.028619	5.0317	0.48197
52	33.9	0.028619	5.0317	0.49065
53	34.5	0.028619	5.0317	0.49934
54	34.9	0.0095395	5.0317	0.50513
55	35.2	0.019079	5.0317	0.50947
56	35.7	0.028619	5.0317	0.51671

Tabella 51: azioni sismiche sul palo

Azioni sismiche sulle apparecchiature distribuite

Apparecchiatura num.	1
Spinta totale sisma:	2.045
Spinta media sisma:	0.056805
Apparecchiatura num.	2
Spinta totale sisma:	2.9252
Spinta media sisma:	0.097507

Tabella 52: azioni sismiche sulle installazioni distribuite

Azioni sismiche sulle apparecchiature concentrate

App.n.	quota (m)	massa (t)	spettro	F(kN)
1	35	0.18855	5.0317	2.0025
2	35	0.18855	5.0317	2.0025
3	32.3	0.18855	5.0317	1.8309
4	27.03	0.18855	5.0317	1.5465
5	30.8	0.040845	5.0317	0.38175
6	30.3	0.020225	5.0317	0.18596
7	30.65	0.020225	5.0317	0.18811
8	29.4	0.051479	5.0317	0.45926
9	25.5	0.051479	5.0317	0.39833
10	25.3	0.040845	5.0317	0.31358
11	25.1	0.020225	5.0317	0.15404
12	30	0.0053119	5.0317	0.048356
13	29.7	0.0053119	5.0317	0.047873
14	29.4	0.0053119	5.0317	0.047389
15	29.1	0.0053119	5.0317	0.046906
16	30	0.020225	5.0317	0.18412
17	29.4	0.040845	5.0317	0.36439
18	29.7	0.040845	5.0317	0.36811
19	32.85	0.078985	5.0317	0.78015
20	31.85	0.078985	5.0317	0.75618

Tabella 53: azioni sismiche sulle installazioni concentrate

Per le verifiche di deformabilità si è considerato una velocità del vento costante pari a 100 km/h .

Infine, le azioni alla base del palo nelle varie combinazioni sono:

Tipo comb.	M (kNm)	N (kN)	V (kN)
EQU	-1548.9312	-67.7504	69.4013
STR 1	-1548.9312	-75.2782	69.4013
SISMA	-945.3757	-75.2782	51.5768
STR 2	-1556.9396	-108.7393	69.4013
GEO	-1556.9396	-108.7393	69.4013

Tabella 54: azioni alla base del palo nelle varie combinazioni

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo consistono sostanzialmente in una verifica di resistenza che tiene conto dell'imbozzamento degli elementi compressi e una verifica a fatica, anche per la combinazione sismica. Le formule per l'instabilità sono già state riportate nei paragrafi precedenti. La verifica a presso-flessione è stata eseguita tramite il metodo p-delta per cogliere anche i fenomeni del secondo ordine. In questo metodo si valuta il coefficiente θ , definito come il rapporto fra sforzo normale e spostamento di interpiano sul taglio e l'altezza relativa fra l'orizzontamento in esame e quello sottostante, per stabilire se bisogna tenere in conto gli effetti del secondo ordine:

$$\theta = \frac{P d_{er}}{V h}$$

- Se è minore di 0.1, gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati;

- Se è compreso fra 0.1 e 0.2 se ne deve tenere in conto moltiplicando il momento ricavato dall'analisi per $\frac{1}{1 - \theta}$;
- Se è compreso fra 0.2 e 0.3 è necessaria un'analisi non lineare.
- In ogni caso, questo coefficiente non può superare il valore di 0.3

Per la verifica a fatica, si è utilizzato il metodo di verifica del danneggiamento cumulato, in quanto l'azione del vento sul palo non genera cicli di carico costanti:

$$D_d = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

dove:

- n_i = numero di cicli delle tensioni normali indotte dalle azioni di progetto durante la vita utile dell'opera.
- N_i = numero di cicli di ampiezza amplificata che causa il collasso dell'opera a fatica a seconda della categoria del dettaglio costruttivo e con un coefficiente di amplificazione pari a 1.35.

La quantità n_i è ricavata dalle seguenti curve contenute nell'Eurocodice 1 opportunamente discretizzate:

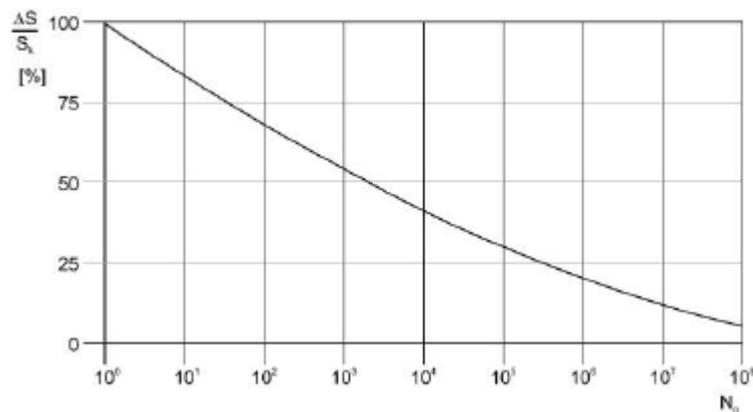


Figura 64: estratto da EC1

La quantità N_i invece si ricava dalle curve di resistenza a fatica contenute nell'Eurocodice 3 relative alla categoria 71 (sezioni cave con saldature a completa penetrazione sulla flangia di base):

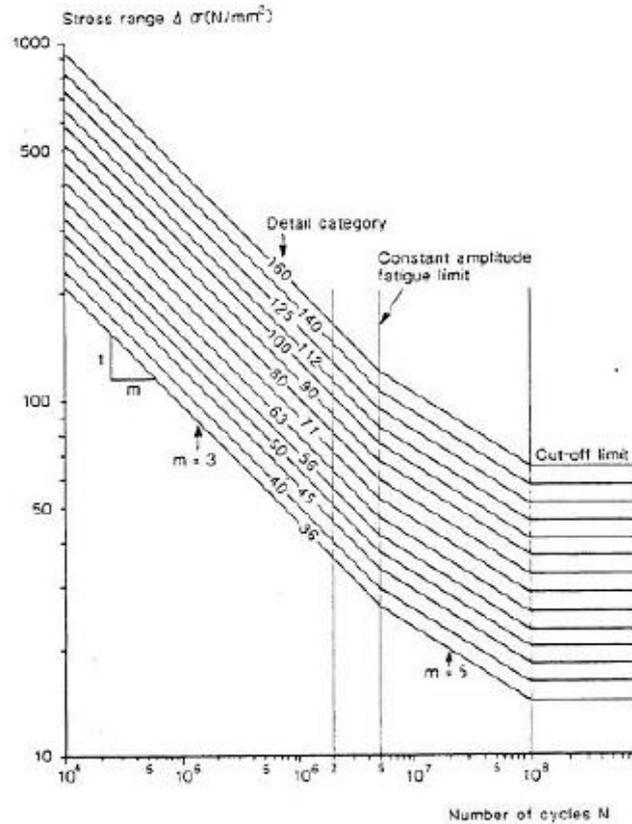


Figura 65: estratto da EC3

Da notare che le verifiche sono svolte solo per tensioni normali in quanto quelle tangenziali sono di infima entità, e sono eseguite alla base di ogni tronco trascurando i giunti. Si riportano di seguito le tabelle con le verifiche complete per ogni tronco:

VERIFICA SLU TRONCO 1

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)

-1556.94 -108.739 69.4013

Tensione di snervamento ridotta

$f_{yr} = 338.095 \text{ MPa}$

Snellezza equivalente modificata

$\lambda_{m}/\lambda_{mc} = 1.63011$

Coefficiente omega

$\omega = 3.62496$

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

$\sigma = 183.257 \leq 338.095 = f_{yr}$

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)

$\tau = 4.51119 \leq 195.199 = f_{yk}/1.732$

Tasso di sfruttamento: 54,2%

VERIFICA SISMICA TRONCO 1

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)

-945.376 -77.3502 39.6745

Tensione di snervamento ridotta

f_{yr} = 338.095 MPa

Snellezza equivalente modificata

lam/lamc = 1.63011

Coefficiente omega

omega = 3.62496

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

sig = 110.448 <= 338.095 = f_{yr}

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)

tau = 2.5789 <= 195.199 = f_{yk}/1.732

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)

-1033.41 -82.53 46.2675

Stato limite di fatica agli estremi della sezione (presso-flessione)

sig = 120.497 MPa

D = 0.0481931 <= 1

Figura 66: verifiche sul tronco 1

VERIFICA SLU TRONCO 2

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)

-856.884 -65.4206 55.3034

Tensione di snervamento ridotta

f_{yr} = 331.292 MPa

Snellezza equivalente modificata

lam/lamc = 1.24661

Coefficiente omega

omega = 2.42641

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

sig = 205.401 <= 331.292 = f_{yr}

Tasso di sfruttamento: 62,0%

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)

tau = 6.02306 <= 191.272 = f_{yk}/1.732

VERIFICA SISMICA TRONCO 2

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)

-521.154 -46.1077 34.0483

Tensione di snervamento ridotta

f_{yr} = 331.292 MPa

Snellezza equivalente modificata

lam/lamc = 1.24661

Coefficiente omega

omega = 2.42641

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

sig = 123.699 <= 331.292 = f_{yr}

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)
 $\tau = 3.70818 \leq 191.272 = f_{yk}/1.732$

VERIFICA A FATICA TRONCO 2

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)
-567.706 -49.5764 36.8689

Stato limite di fatica agli estremi della sezione (presso-flessione)

$\sigma = 134.663 \text{ MPa}$
 $D = 0.0884218 \leq 1$

Tabella 55: verifiche sul tronco 2

VERIFICA SLU TRONCO 3

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)
-393.131 -41.0388 42.2051

Tensione di snervamento ridotta

$f_{yr} = 338.095 \text{ MPa}$

Snellezza equivalente modificata

$\lambda_m/\lambda_{mc} = 1.11559$

Coefficiente omega

$\omega = 2.10076$

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

$\sigma = 153.833 \leq 338.095 = f_{yr}$

Tasso di sfruttamento: 45,5%

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)

$\tau = 5.85744 \leq 195.199 = f_{yk}/1.732$

VERIFICA SISMICA TRONCO 3

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)
-232.874 -28.8117 25.4292

Tensione di snervamento ridotta

$f_{yr} = 338.095 \text{ MPa}$

Snellezza equivalente modificata

$\lambda_m/\lambda_{mc} = 1.11559$

Coefficiente omega

$\omega = 2.10076$

Stato limite elastico agli estremi della sezione (presso-flessione)

$\sigma = 89.6876 \leq 338.095 = f_{yr}$

Stato limite elastico nel baricentro della sezione (taglio)

$\tau = 3.52919 \leq 195.199 = f_{yk}/1.732$

VERIFICA A FATICA TRONCO 3

Azioni combinate:

M (kNm) N (kN) V (kN)
-260.173 -31.0798 28.1367

Stato limite di fatica agli estremi della sezione (presso-flessione)

$\sigma = 100.041 \text{ MPa}$

$D = 0.0202894 \leq 1$

Tabella 56: verifiche sul tronco 3

Per le verifiche di deformabilità agli SLE, il parametro di controllo è, ancora, la massima rotazione alla sommità della struttura e degli apparati:

Spostamento in sommità (m)		
0.275122		
Rapporto percentuale sull'altezza		
0.917075		
Rotazione in sommità (°)		
63.1746		63.1746>60'
Rotazione in corrispondenza delle apparecchiature		
Num. App.	Rotazione (°)	Rotazione (°)
1	Antenne Vodafone (2020x298mm) (x3)	63.1666
2	Antenne Tim (1999x349mm) (x3)	63.1666
3	Antenne Wind-3 (2090x499mm) (x3)	55.8006
4	Antenne altro gestore (1999x369mm) (x3)	36.8912
5	Parabola Wind-3 Ø60cm (x1)	47.6403
6	Parabola Wind-3 Ø30cm (x1)	42.9058
7	Parabola Wind-3 Ø30cm (x1)	46.3058
8	Parabola altro gestore Ø80cm(x1)	39.1952
9	Parabola altro gestore Ø80cm (x1)	35.0836
10	Parabola altro gestore Ø60cm (x1)	34.83
11	Parabola altro gestore Ø30cm (x1)	34.5725
12	ODU 20x20 cm (x1)	39.6684
13	ODU 20x20 cm (x1)	39.4374
14	ODU 20x20 cm (x1)	39.1952
15	ODU 20x20 cm (x1)	38.9411
16	Parabola altro gestore Ø30cm (x1)	39.6684
17	Parabola altro gestore Ø60cm (x1)	39.1952
18	Parabola altro gestore Ø60cm (x1)	39.4374
19	RRU Wind -3 (x3)	58.2696
20	RRU Wind-3 (x3)	53.2597

Tabella 57: rotazioni massime

Il valore limite della deformazione massima può essere fissato dalla committenza.

Il collegamento fra struttura e fondazione presenta le seguenti caratteristiche:

- Numero di tirafondi: 32
- Tipo di tirafondo M: 27
- Lunghezza dei tirafondi: 1.2 m
- Lunghezza del tratto annegato: 1 m
- Diametro circonferenza dei tirafondi: 1.335 m
- Diametro esterno della piastra: 1.415 m
- Diametro interno della piastra: 1.2 m
- Spessore della piastra: 0.045 m
- Spessore della piastra d'ancoraggio: 0.025 m
- Calcestruzzo Rck: $25000 \frac{kN}{m^2}$
- Coefficiente per effetto leva: 1
- Numero di nervature: 16
- Altezza delle nervature: 0.25 m
- Spessore delle nervature: 0.008 m

Le verifiche da effettuare sono:

- Cedimento dei tirafondi:

$$F_{max} = N + K_l \frac{M}{D_v} \alpha$$

dove appaiono le azioni alla base della struttura, K_l è il coefficiente che tiene conto dell'effetto leva e α dipende dal numero di tirafondi. Tale forza va confrontata con la resistenza ultima dei tirafondi che dipende dal diametro e dal limite di snervamento.

- Cedimento della piastra di base:

la piastra si dimensiona come una flangia a corona circolare, e la verifica si fa nel punto di massima flessione (attacco con il palo) seguendo una verifica allo stato limite elastico:

$$\sigma_f = K_{fl}^2 \frac{\sigma_p (D_p - t_p) t_f}{t_f^2}$$

$$K_{fl} = 1.1 \left(0.45 + 0.12 \frac{D_v}{D_p} \right)$$

dove D_v è il diametro della flangia, D_p è il diametro del palo, t_p è lo spessore del palo, t_f lo spessore della flangia e K_{fl} è il coefficiente di flangia.

- Cedimento dell'ancoraggio

La forza massima nell'ancoraggio è data da due contributi: il primo relativo all'aderenza tirafondo-calcestruzzo per cui la massima tensione di aderenza può essere espressa come:

$$\tau_b = \frac{0.32 \sqrt{R_{ck}}}{1.6}$$

Il secondo contributo è dato dalla piastra di base (modellata come una flangia a corona circolare), per la quale la pressione massima esercitabile è

data dal minimo fra $\frac{0.85 \sqrt{R_{ck}}}{1.6}$ e la pressione massima compatibile con la rottura della piastra. Suddetta pressione si ricava considerando che ogni tirafondo è dotato di una piastra quadrata equivalente il cui lato deve rispettare i seguenti requisiti geometrici:

$$L_{eq} \leq \frac{D_e - D_i}{2}$$

$$L_{eq} \leq \frac{\pi D_v}{N_{tir}}$$

In tabella si riportano nello specifico le verifiche effettuate:

Azioni combinate - comb. SLUBASE

M (kNm) N (kN) V (kN)
-1548.93 -75.2782 69.4013

Azioni massime nei tirafondi (kN): $F_{max} = 142.679$ $F_{tan} = 2.16879$

Azione resistente $F_{res} = 158.905$;

Tasso di sfruttamento. 89,8%

Tensione di aderenza nel cls (MPa): 1

Forza di ancoraggio laterale (kN): 90.4779

Pressione max contropiastra (MPa): 14.1667

Forza di tenuta contropiastra (kN): 155.602

Verifica dell'ancoraggio:

$F_{max} = 142.679 \leq 246.08 = F_{res}$

Tasso di sfruttamento. 58,0%

Sforzo massimo nella piastra di base (MPa)

$\sigma = 137.448 \leq 319.048 = f_{yk}$

Tasso di sfruttamento. 42,9%

Azioni combinate - comb. SISMICA

M (kNm) N (kN) V (kN)
-945.376 -75.2782 51.5768

Azioni massime nei tirafondi (kN): $F_{max} = 86.1659$ $F_{tan} = 1.61178$

Azione resistente $F_{res} = 158.905$; Coeff. di sfruttamento 0.542533

Verifica dell'ancoraggio:

$F_{max} = 86.1659 \leq 246.08 = F_{res}$

Tabella 58: verifiche sul collegamento palo-fondazione

Si riportano anche le verifiche eseguite su due dei giunti di innesto del palo:

Giunto n. 1

Azioni combinate:

M (kNm)

963.181

Forza di innesto massima (kN)

240.223

Forza di innesto minima per la stabilità del giunto (kN)

128.436

Giunto n. 2

Azioni combinate:

M (kNm)

462.084

Forza di innesto massima (kN)

201.268

Forza di innesto minima per la stabilità del giunto (kN)

78.7072

Tabella 59: verifiche sui giunti

Come già detto precedentemente, il pennone in sommità è stato considerato un elemento strutturale, ma per la sua verifica si è preferito procedere tramite un confronto fra i carichi utilizzati per il dimensionamento e quelli per lo stato di fatto e per lo stato di progetto. Si riportano di seguito le tabelle di calcolo, con e senza ghiaccio, tenendo presente che per area equivalente s'intende il prodotto fra la superficie impattante del vento e i

coefficienti di forma, di esposizione e il braccio ricavato come la distanza fra il punto di applicazione della forza in analisi e la base del pennone:

STATO DI CALCOLO - SDC

INSTALLAZIONI	SUP. [m ²]	SUP. con gh. [m ²]	H c.e./baricentro [m]	A. equiv. con gh. [m ² m]
Sovralzo H=6m	1,20	1,20	33,00	7,97
N. 6 antenne H=2.0m	4,38	5,04	35,00	80,76
N. 6 antenne H=2.0m	4,38	5,04	31,00	15,71
TOTALE	9,96	11,28		104,44

STATO DI FATTO - SDF

INSTALLAZIONI	SUP. [m ²]	SUP. con gh. [m ²]	H c.e./baricentro [m]	A. equiv. con gh. [m ² m]
Antenne ex-H3G	0,61	0,69	32,35	5,13
Antenne Tim	1,81	1,95	35,00	27,75
Antenne Vodafone	2,09	2,24	35,00	35,81
Sovralzo H=6m	1,20	1,20	33,00	7,97
Parabole	0,28	0,30	30,80	0,75
Parabole	0,07	0,08	30,65	0,16
Parabole	0,07	0,08	30,30	0,07
TOTALE	6,13	6,54		77,66

STATO DI PROGETTO - SDP

INSTALLAZIONI	SUP. [m ²]	SUP. con gh. [m ²]	H c.e./baricentro [m]	A. equiv. con gh. [m ² m]
Antenne Wind-3	3,13	3,29	32,30	21,16
Antenne Tim	1,81	1,95	35,00	27,75
Antenne Vodafone	2,09	2,24	35,00	35,81
Sovralzo H=6m	1,20	1,20	33,00	7,97
Parabole	0,28	0,30	30,80	0,75
Parabole	0,07	0,08	30,65	0,16
Parabole	0,07	0,08	30,30	0,07
Moduli RRU Wind-3	0,00	0,00	32,55	0,00
Moduli RRU Wind-3	0,00	0,00	31,55	0,00
TOTALE	8,65	9,13		93,69

Tabella 60: verifica del pennone

Da questo confronto si vede come i carichi utilizzati per il dimensionamento risultino più grandi di quelle dello stato di fatto, per cui il pennone risulta verificato.

La fondazione è fatta su plinti poggianti su un magrone dello spessore di 10 cm, realizzato in calcestruzzo C20/25 e le cui caratteristiche geometriche sono riassumibili nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE FONDAZIONALI E ASPETTI PROGETTUALI		
TIPOLOGIA DEL PLINTO	Simmetrico	
STRUTTURA FONDAMENTALE	Monolitica a doppio dado	
PESO TOTALE C.A.	81125.0	daN
QUOTA BASE DADO INFERIORE	-1.45	m
PESO TOTALE ZAVORRA TERRENO	6720.0	daN
CARATTERISTICHE PLINTO		
BASE DADO INFERIORE A x B	5.00x5.00	m
ALTEZZA DADO INFERIORE H	1.25	m
BASE DADO SUPERIORE A x B	2.00x2.00	m
ALTEZZA DADO SUPERIORE H	0.30	m
ECCENTRICITA' TRA DADO SUPERIORE E DADO INFERIORE IN DIREZIONE X	0.00	m
ECCENTRICITA' TRA DADO SUPERIORE E DADO INFERIORE IN DIREZIONE Y	0.00	m

Tabella 61: caratteristiche geometriche della fondazione

Per l'analisi strutturale si considera una vita nominale di 100 anni, classe d'uso IV, coefficiente d'uso 2, periodo di riferimento 200 anni.

Le azioni agenti sul plinto nelle varie combinazioni sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo comb.	M (kNm)	N (kN)	V (kN)
EQU	-1548.9312	-67.7504	69.4013
STR 1	-1548.9312	-75.2782	69.4013
SISMA	-945.3757	-75.2782	51.5768
STR 2	-1556.9396	-108.7393	69.4013
GEO	-1556.9396	-108.7393	69.4013

Tabella 62: azioni agenti sul plinto

- Verifica al ribaltamento:
fatta in combinazione EQU.

$$M_{rib}=165650 \text{ daNm}$$

$$M_{st}=212980,8 \text{ daNm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Verifica a scorrimento:
fatta in combinazione GEO.

$$F_{stab}=11381.5 \text{ daN}$$

$$F_{inst}=7634 \text{ daN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

- Verifica a schiacciamento limite:
si fa nella combinazione STR2.

$$N_{schiacc}=105802 \text{ daN}$$

$$M_{schiacc}=166451 \text{ daNm}$$

$$e=157.3 \text{ cm}$$

$$u=108 \text{ cm}$$

$$y=323 \text{ cm (posizione asse neutro)}$$

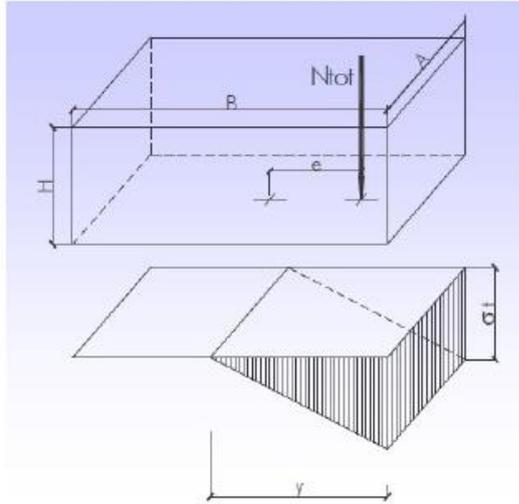


Figura 67: Plinto parzializzato

Il plinto risulta parzializzato, per cui la tensione massima risulta:

La tensione massima da confrontare con quella al limite elastico risulta:

$$\sigma = \frac{N}{BL} + \frac{Ne_x}{J_y} x + \frac{Ne_y}{J_x} y$$

$$\sigma = 1.247 \text{ kg/cm}^2$$

Il plinto risulta verificato

Si riportano infine le verifiche delle armature inferiore e superiore:

$L_{\text{mensola}} =$	180,0	cm
$L_{\text{mensola}} =$	180,0	cm
$y =$	226,4	cm
$\sigma_{\text{max}} =$	1,685	daN/cmq
$\sigma_{\text{m,i}} =$	0,345	daN/cmq
$\sigma_{\text{min}} =$	0,000	daN/cmq

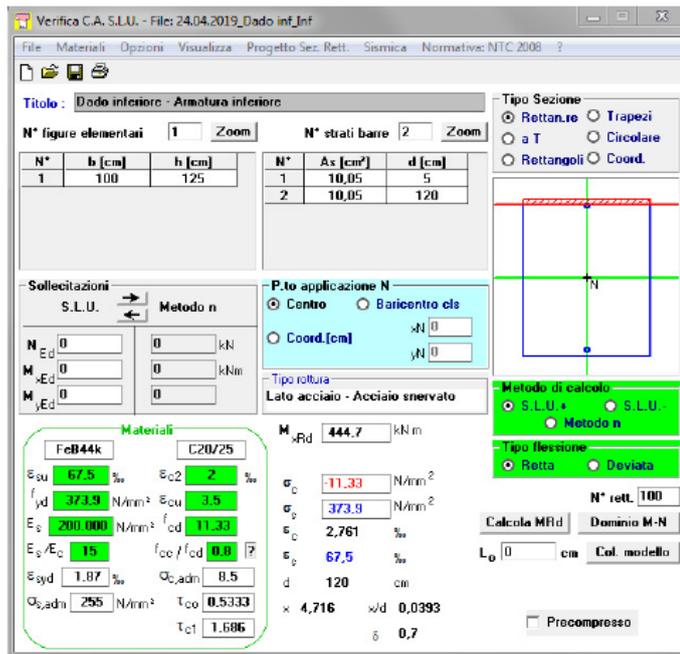


Tabella 63: verifica armatura inferiore

$L_{\text{mensola}} =$	180,0	cm
$L_{\text{mensola}} =$	180,0	cm
$y =$	355,0	cm
$\sigma_{\text{max}} =$	1,242	daN/cm ²
$\sigma_{m,i} =$	0,140	daN/cm ²
$\sigma_{\text{min}} =$	0,000	daN/cm ²

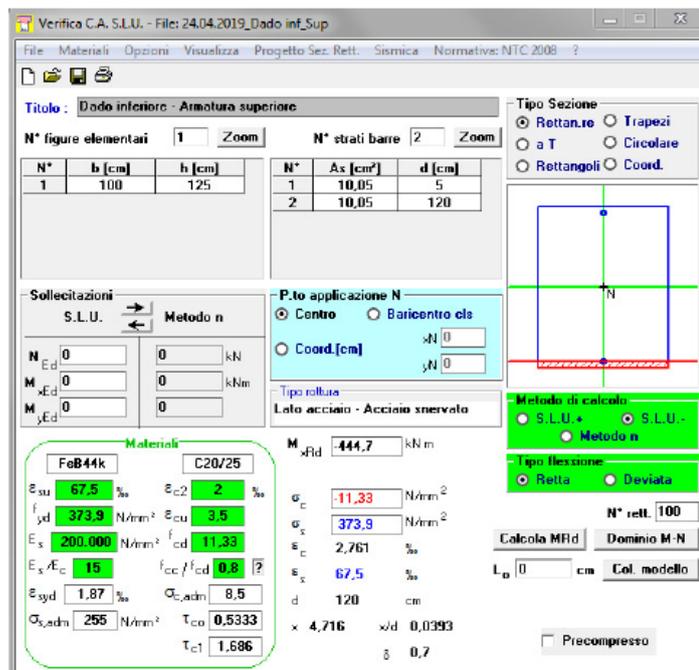


Tabella 64: verifica armatura superiore

Verifica C.A. S.L.U. - File: 24.03.2019_Dado sup

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normative: NTC 2008 ?

Titolo: **Dado superiore**

N° figure elementari: Zoom N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,27	5
2	20,27	195

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: kN
M_{xEd}: kNm
M_{yEd}: kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: yN:

Tipo rottura:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xEd}: kNm

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviato

N° rett.:

L₀: cm

Precompresso

Materiali

FeB44k	C20/25
ϵ_{su} : 67,5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰
f_{yd} : 373,9 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3,5 ‰
E_s : 200.000 N/mm ²	f_{cd} : 11,33
$E_s \cdot \epsilon_{cC}$: 15	f_{cc} / f_{cd} : 0,8
ϵ_{syd} : 1,87 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 8,5
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0,5333
	τ_{c1} : 1,686

σ_c : -11,33 N/mm²
 σ_s : 373,9 N/mm²
 ϵ_c : 2,062 ‰
 ϵ_s : 67,5 ‰
d: 195 cm
x: 5,781 x/d: 0,02965
 δ : 0,7

Tabella 65: verifica dado superiore

4 Analisi del caso studio.

4.1 Introduzione

Veniamo dunque al caso studio oggetto di questa tesi: un palo per telecomunicazioni in legno lamellare. Tale opera rientra nel progetto “ECO-SMART site” della INWIT in collaborazione con il Politecnico di Torino.

Per la struttura ci si è ispirati a quella dei pali dell’azienda finlandese ecotelligent, la quale realizza strutture per le telecomunicazioni in legno lamellare di vari tipi, al fine di ottenere delle opere quanto più ecosostenibili possibile. Nello specifico ci si rifà alla struttura con sezione triangolare denominata “Ecopol” riportata nell’immagine in quanto, oltre ad incarnare i principi di biomimetica illustrati precedentemente, permette di alloggiare facilmente i pannelli fotovoltaici di dimensioni standard che sono previsti dall’analisi energetica svolta dal Dipartimento di Ingegneria Energetica.



Figura 68: modello Ecopol di palo per telecomunicazioni

4.2 Inquadramento geografico.

Il sito deve sorgere a Pinerolo, nella borgata Abbadia Alpina, ad un’altezza sul livello del mare di circa 400 metri.



Figura 69: Inquadramento geografico

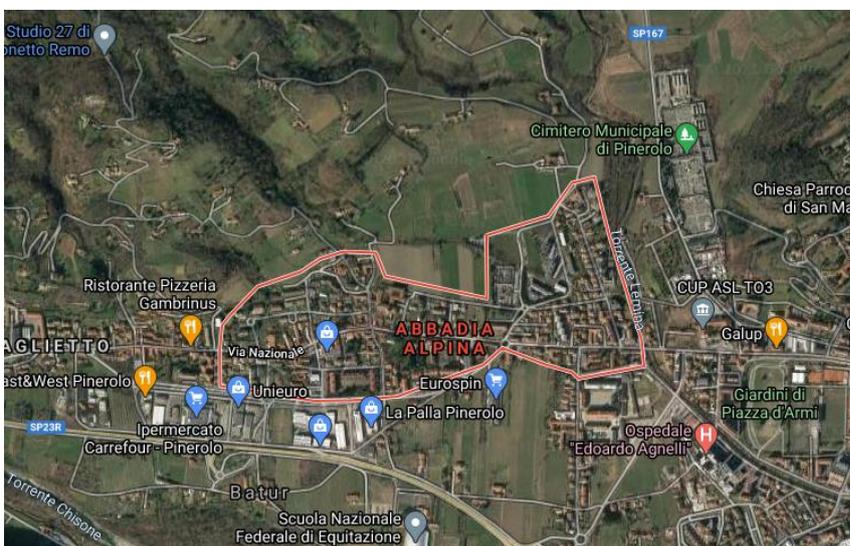


Figura 70: Ortofoto

4.3 Normativa di riferimento.

La Normativa a cui si è fatto riferimento per l'analisi dei carichi, lo svolgimento delle verifiche e la definizione dei limiti geometrici, è composta da:

- UNI EN 1995-1-1 per le strutture in legno e i relativi giunti
- EuroCodice 8 per la progettazione sismica
- Istruzioni del CNR per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- Eurocodice 3 per parti dei giunti in acciaio
- NTC2018

4.4 Software di modellazione.

Il software utilizzato è Robot Structural Analysis Professional, un prodotto Autodesk BIM based che permette la verifica del modello realizzato e lo scambio agevole con altri prodotti Autodesk quali Revit, AutoCAD, Advanced Steel, e altri. La scelta di questo software è stata guidata dal fatto che l'interoperabilità (condizione necessaria in un processo BIM) è garantita quasi del tutto fra prodotti della stessa azienda, per cui il modello creato può essere facilmente portato in Revit e raffinato.

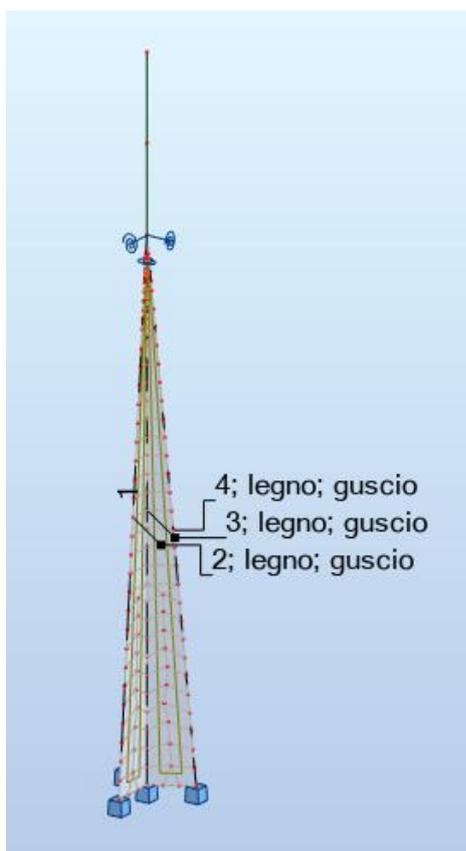


Figura 71: Modello realizzato in Robot Structural Analysis

4.5 Descrizione geometrica della struttura.

La struttura è costituita da un elemento centrale alto 40 m e di sezione triangolare, di lato 1.70 m e spessore di 25 cm. La tabella seguente esportata dal software riporta tutti i parametri geometrici.

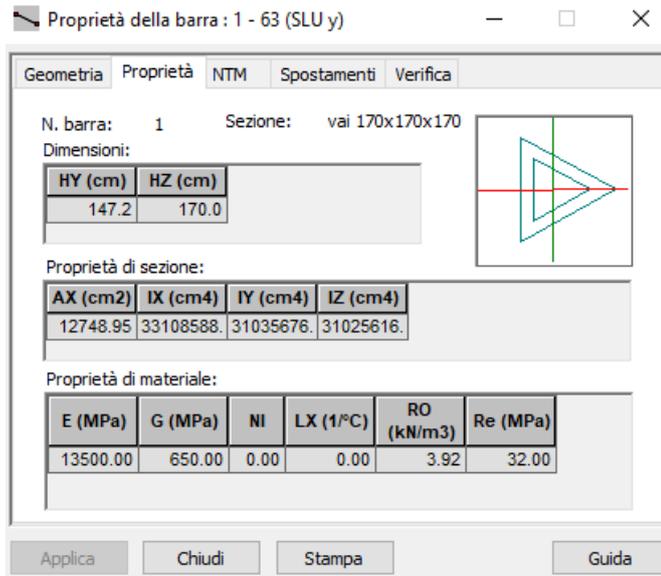


Figura 72: Tabella delle caratteristiche geometriche dell'elemento triangolare presa dal software

Sono presenti tre ali di forma triangolare, alte 30 m e con base inferiore larga 2.50 m e spesse 5 cm.

Considerando il lato della struttura rivolto a sud, dallo studio energetico, sono stati previsti 13 pannelli fotovoltaici standard sull'elemento centrale triangolare e 3 pannelli per ognuno delle due ali rivolte in quella direzione. Si riportano alcuni disegni della struttura.

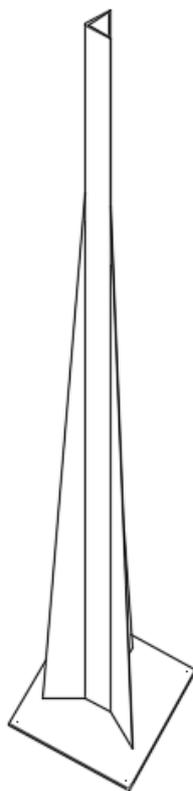


Figura 73: Vista isometrica

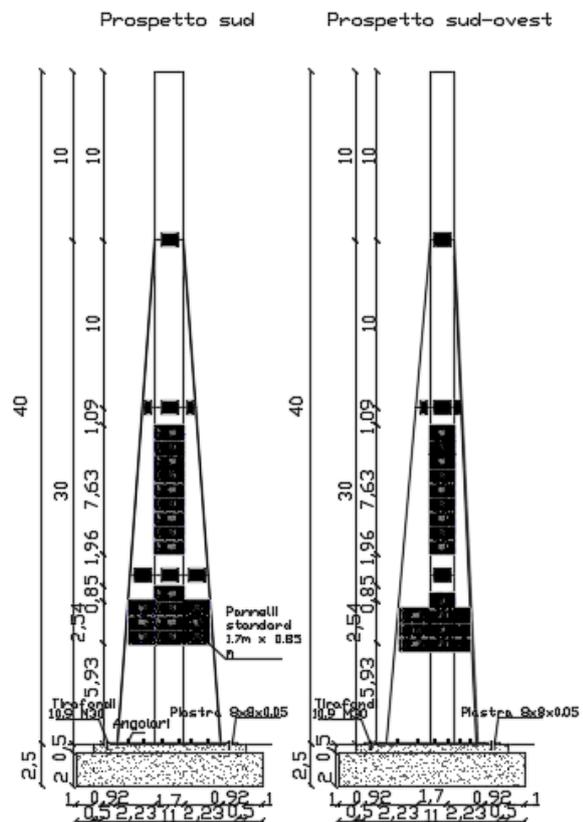


Figura 74: Prospetti

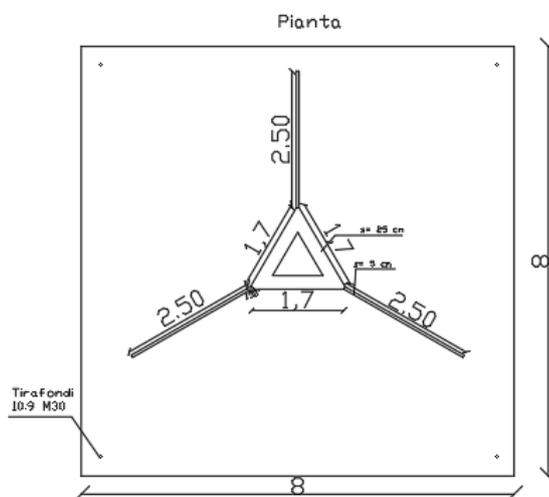


Figura 75: Vista in pianta di struttura e piastra

4.6 Materiali.

Il materiale scelto per gli elementi principali della struttura è il legno lamellare, realizzato incollando fra loro con un opportuno collante le lamelle di legno accuratamente selezionato, ottenendo così un materiale più omogeneo e che riesce a superare i limiti di dimensioni e forma del legno naturale. Nello specifico, per l'elemento centrale è stato scelto il legno lamellare incollato combinato di categoria GL32C, mentre per le ali il GL24C. Tali materiali presentano i seguenti parametri meccanici:¹⁸

Solllecitazione			Legno lamellare incollato Omogeneo				Legno lamellare incollato Combinato			
			GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Flessione	$f_{m,g,k}$	DaN/cm ²	240	280	320	360	240	280	320	360
Trazione parall	$f_{t,0,g,k}$	DaN/cm ²	165	195	225	260	140	165	195	225
Perpend	$f_{t,90,g,k}$	DaN/cm ²	4	4,5	5	6	3,5	4	4,5	5
Compressione parall	$f_{c,0,g,k}$	DaN/cm ²	240	265	290	310	210	240	265	290
perpend	$f_{c,90,g,k}$	DaN/cm ²	27	30	33	36	24	27	30	33
Taglio		DaN/cm ²	27	32	38	43	22	27	32	38
Modulo elastico //medio //caratt perpmed	$E_{0,g,media}$	DaN/cm ²	116.000	126.000	137.000	147.000	116.000	126.000	137.000	147.000
	$E_{0,g,05}$	DaN/cm ²	94.000	102.000	111.000	119.000	94.000	102.000	111.000	119.000
	$E_{90,g,media}$	DaN/cm ²	3.900	4.200	4.600	4.900	3.200	3.900	4.200	4.600
Modulo di taglio	$E_{g,media}$	DaN/cm ²	7.200	7.800	8.500	9.100	5.900	7.200	7.800	8.500
Massa volumica	γ_{sk}	DaN/cm ³	380	410	430	450	350	380	410	430

Tabella 66: Parametri geometrici del legno lamellare

La resistenza del legno dipende molto dalle condizioni ambientali, in particolare dall'umidità e dalla classe di durata del carico.

Le classi di durata sono relative ad un carico costante attivo per un certo periodo di tempo della struttura, e sono le seguenti:¹⁹

¹⁸ UNI 11035 "Legno strutturale – Classificazione - Requisiti generali, regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e valori caratteristici per tipi di legnami italiani"

¹⁹ Dalla sezione 2.3.1.2, prospetto 2.1 dell'EuroCodice 5

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Tabella 67: Classi di durata del carico

Possiamo considerare i carichi permanenti nella classe permanente, il vento medio nella classe di breve durata, e il picco del vento e le azioni eccezionali nella classe di durata istantanea.

Per l'umidità invece si considerano le seguenti tre classi di servizio, dove in rosso è evidenziata la classe considerata per il nostro caso studio:²⁰

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Tabella 68: Classi di servizio

Sulla base di ciò, si possono definire i parametri di progetto del legno per ogni classe di durata del carico tramite la seguente formula:²¹

$$\chi_d = \frac{k_{mod}\chi_k}{\gamma_M}$$

dove γ_M è un coefficiente di sicurezza parziale che dipende dal materiale, mentre k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto sia della classe di durata del carico che dell'umidità; nella tabella del coefficiente di sicurezza, generalmente si considera la colonna A, mentre la colonna B si usa quando sulla struttura c'è un controllo continuativo dal quale risulta un coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 15%:

²⁰ Dalla sezione 2.3.1.3 dell'EuroCodice 5

²¹ Dalle sezioni 2.4.1 e 3.1.3, prospetto 2.3 dell'EuroCodice 5

Stati limite ultimi	Colonna A	Colonna B
	γ_M	γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40

COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI

LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Tabella 69: Coefficienti di sicurezza parziali

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico					
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80	
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,80

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.
 (*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Tabella 70: Valori del coefficiente correttivo

Di norma le resistenze andrebbero ulteriormente moltiplicate per un fattore k_h detto fattore di altezza, il quale tiene conto del fatto che le resistenze sopra riportate sono determinate su provini di altezza 600 mm per quanto riguarda il legno lamellare, e se i nostri elementi hanno un'altezza inferiore bisogna effettuare una correzione. Nel nostro caso tale correzione non è necessaria perché gli elementi hanno altezza superiore.

Di conseguenza, i valori di progetto dei parametri meccanici del legno lamellare che si sono considerati sono i seguenti:

Sollecitazioni	Carichi Permanenti	Vento medio	Picco vento ed azioni eccezionali
$f_{mg,d}$ [MPa]	13.2413 7931	19.8620 6897	24.2758 6207
$f_{t0,g,d}$ [MPa]	8.06896 5517	12.1034 4828	14.7931 0345
$f_{t,90,g,d}$ [MPa]	0.18620 6897	0.27931 0345	0.34137 931
$f_{c,0,g,d}$ [MPa]	10.9655 1724	16.4482 7586	20.1034 4828
$f_{c,90,g,d}$ [MPa]	1.24137 931	1.86206 8966	2.27586 2069
$f_{v,d}$ [MPa]	1.32413 7931	1.98620 6897	2.42758 6207
$E_{0,g,mean}$ [MPa]	5668.96 5517	8503.44 8276	10393.1 0345
$E_{0,g,05}$ [MPa]	4593.10 3448	6889.65 5172	8420.68 9655
$E_{g,90,mean}$ [MPa]	173.793 1034	260.689 6552	318.620 6897
$E_{g,mean}$ [MPa]	322.758 6207	484.137 931	591.724 1379
γ_{gd} [kN/m ³]	1.69655 1724	2.54482 7586	3.11034 4828

Tabella 71: Valori di progetto per il GL32c

Sollecitazioni	Carichi Permanenti	Vento medio	Picco vento ed azioni eccezionali
$f_{mg,d}$ [MPa]	9.93103 4483	14.8965 5172	16.5517 2414
$f_{t0,g,d}$ [MPa]	5.79310 3448	8.68965 5172	9.65517 2414
$f_{t,90,g,d}$ [MPa]	0.14482 7586	0.21724 1379	0.24137 931
$f_{c,0,g,d}$ [MPa]	8.68965 5172	13.0344 8276	14.4827 5862
$f_{c,90,g,d}$ [MPa]	0.99310 3448	1.48965 5172	1.65517 2414
$f_{v,d}$ [MPa]	0.91034 4828	1.36551 7241	1.51724 1379
$E_{0,g,mean}$ [MPa]	4800	7200	8000
$E_{0,g,05}$ [MPa]	3889.65 5172	5834.48 2759	6482.75 8621
$E_{g,90,mean}$ [MPa]	132.413 7931	198.620 6897	220.689 6552
$E_{g,mean}$ [MPa]	244.137 931	366.206 8966	406.896 5517
γ_{gd} [kN/m ³]	1.44827 5862	2.17241 3793	2.41379 3103

Tabella 72: Valori di progetto per il GL24c

Per quanto riguarda i giunti, sono stati considerati bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 e piastra in acciaio zincato S250GD+Z275. Le caratteristiche meccaniche di questi materiali sono illustrate nelle seguenti tabelle:

Classe bullone	A.B	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	10×A×B	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	100×A	400	400	500	500	600	800	1000

Tabella 73: Classi bulloni

Acciai strutturali EN 10346	S220GD	S250GD	S280GD	S320GD	S350GD	S550GD
Snervamento min.	220	250	280	320	350	550
RM min.	300	330	360	390	420	560
$A_{80\%}$ min. > 0,70	20	19	18	17	16	-
$A_{80\%}$ min. 0,51 ÷ 0,70	18	17	16	15	14	-
$A_{80\%}$ min. ≤ 0,50	16	15	14	13	12	-

Tabella 74: Caratteristiche piastra zincata, dal catalogo Chiminelli

Infine, per le fondazioni è stato ipotizzato un calcestruzzo C20/25 e dei tirafondi di classe 10.9 M30.

Il sistema di riferimento, considerando la faccia della struttura rivolta a Sud, è il seguente:

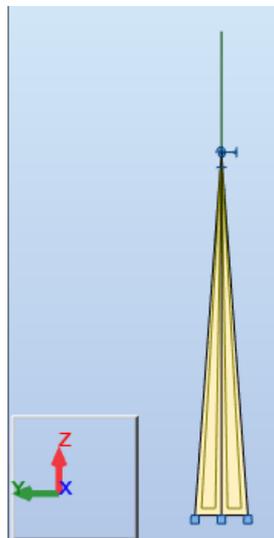


Figura 735: Sistema di riferimento

4.7 Analisi dei carichi.

I carichi considerati agenti sulla struttura sono peso proprio degli elementi strutturali, carichi permanenti portati, vento e sisma.

Peso proprio degli elementi strutturali.

Il permanente strutturale viene calcolato automaticamente dal software di modellazione Robot Structural Analysis:

Condizione	Tipo di carico	Lista					
2:antenne	(EF) forza nel punto		FX=0.0	FY=0.0	FZ=-121.00	CX=0.0	CY=0.0
1:peso propri	peso proprio	1a4	Struttura intera	-Z	Coeff=1.00	Normale	MEMO :
3:pannelli	(EF) forza nel punto		FX=0.0	FY=0.0	FZ=-4.94	CX=0.0	CY=0.0
3:pannelli	(EF) forza nel punto		FX=0.0	FY=0.0	FZ=-0.57	CX=0.0	CY=0.0
3:pannelli	(EF) forza nel punto		FX=0.0	FY=0.0	FZ=-0.57	CX=0.0	CY=0.0
4:Vento X+ 2	(EF) pressione del vento	2a4	Assegnato a FE	MEMO :			
5:Vento X+Y+	(EF) pressione del vento	2a4	Assegnato a FE	MEMO :			
87:Vento X+	carichi uniformi	1	PX=0.0	PY=-0.64	PZ=0.00	locale	non proiett.
87:Vento X+	(EF) pressione del vento	2a4	Assegnato a FE	MEMO :			
88:Vento X+Y	carichi uniformi	1	PX=0.0	PY=-0.45	PZ=-0.47	locale	non proiett.
88:Vento X+Y	(EF) pressione del vento	2a4	Assegnato a FE	MEMO :			

Tabella 76: Tabella dei carichi generata dal software

Carichi permanenti portati.

I permanenti portati considerati sono il peso delle antenne poste in cima al palo, e il peso dei pannelli ipotizzati sulla faccia del palo triangolare e sulle ali.

Per le antenne, si è preso come riferimento il progetto del traliccio di Pinerolo illustrato nei capitoli precedenti, ipotizzando tali strutture distribuite negli ultimi 10 metri nella parte alta del palo; per i pannelli fotovoltaici, invece, si è considerato il peso di un pannello standard che tipicamente è di 19 kg circa:

Carichi permanenti portati antenne		
Peso totale	1210	kg
	121000	N
	121	kN
Diff. Quota distribuzione	10.2	m
	10	m
Quota carico per ogni lato	40.333333	kN

Tabella77: Peso delle antenne

Pannelli fotovoltaici		
Pannello standard 170x100		
Peso singolo [kg]	19	
[kN]	0.19	
Sui lati del palo triangolare:		
13 pannelli per faccia	2.47	kN
totale	4.94	kN
altezza applicazione	12	m
Su ogni ala:		
3 pannelli per ala	0.57	kN
A [m ²]	37.5	
Carico superficiale	0.0152	kN/m ²

Tabella 7875: Peso dei pannelli

Azione del vento.²²

Per il calcolo della pressione del vento, per prima cosa si è determinata la velocità base di riferimento, definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 metri d'altezza su terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, per un periodo di ritorno T_r pari a 50 anni:

$$v_b = v_{b,0} c_a$$

dove $v_{b,0}$ è la velocità base al livello del mare ed è tabellata in funzione del sito, mentre c_a è un coefficiente che dipende dall'altitudine, anch'essa tabellate in funzione del sito:

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 76: Parametri necessari al calcolo della velocità base di riferimento

²² La procedura per il calcolo della pressione del vento è reperibile sia dall'EuroCodice 1, sia dalle NTC2018 che dalle istruzioni CNR per le azioni del vento sulle strutture

Pinerolo si trova ad un'altezza sul livello del mare di 376 m, ed essendo inferiore ad a_0 si può considerare c_a pari ad 1.

Una volta definita la velocità di base, si può calcolare la velocità di riferimento come:

$$v_r = v_b c_r$$

dove c_r è il coefficiente di ritorno che, per un periodo di ritorno T_r pari a 50 anni, si può assumere pari a 1.

A questo punto, la pressione del vento è pari a:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove q_r è la pressione cinetica e vale:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove ρ è la densità dell'aria pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;

c_e è il coefficiente di esposizione, ed è tabellato in funzione dell'altezza sul suolo, della topografia e della categoria di esposizione:

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 77: Parametri per la valutazione del coefficiente di esposizione

La formula per il calcolo del coefficiente di esposizione dipende sostanzialmente da questi parametri e dal coefficiente di topografia c_t che di solito, come in questo caso, si può assumere pari ad 1, per cui si può usare anche il seguente grafico:

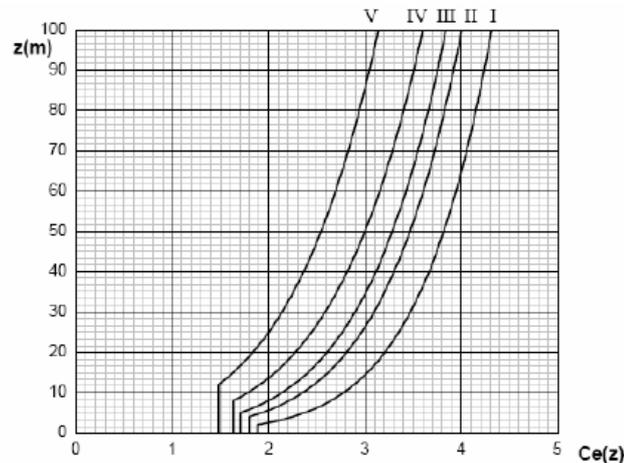


Figura 76: Determinazione grafica del coefficiente di esposizione

Per quanto riguarda gli altri coefficienti, c_d è un coefficiente aerodinamico che per strutture regolari che non superano gli 80 m di altezza (come in questo caso) e per i capannoni industriali si assume pari a 1, mentre c_p è il coefficiente di pressione, anch'esso è un coefficiente aerodinamico e dipende da tipologia strutturale, geometria e orientamento rispetto alla direzione del vento, e va determinato in galleria del vento.

La direzione da considerare per la simulazione è quella degli assi principali della pianta; in genere per torri a base quadrata o rettangolare si scelgono come direzioni sia quella ortogonale ad una faccia sia quella lungo una diagonale; nel caso studio si tratta di una sezione triangolare, e non essendoci specifiche direttive nella Normativa vigente si è deciso di procedere come per il caso delle sezioni quadrate o rettangolari.

La struttura andrebbe divisa in tronchi (in questo caso si potrebbero pensare a 4 tronchi da 10 metri l'uno) e procedere al calcolo della pressione del vento per ognuno di essi. Il programma Robot Structural Analysis consente però di effettuare automaticamente la simulazione del vento e di generare i relativi carichi da inserire nel modello scegliendo direzione, velocità e altitudine:

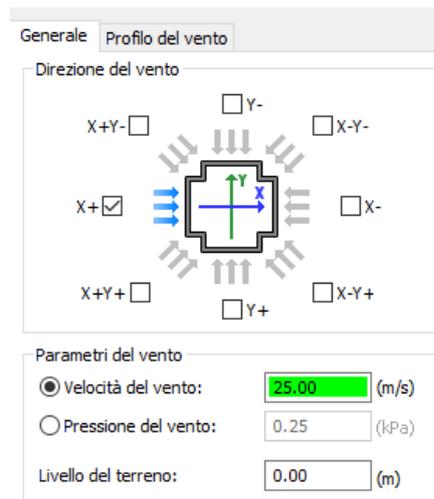


Figura 77: Generazione dei carichi da vento ortogonali ad una faccia del palo

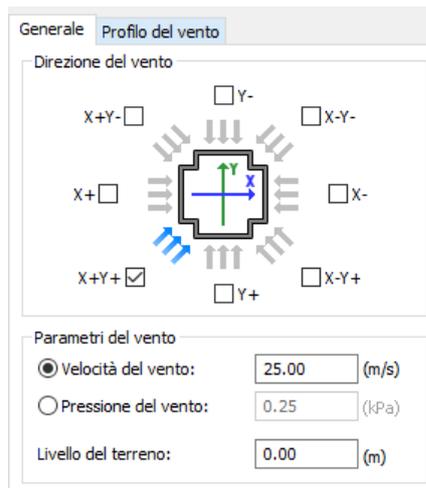


Figura 78: Generazione dei carichi da vento lungo uno spigolo della sezione triangolare

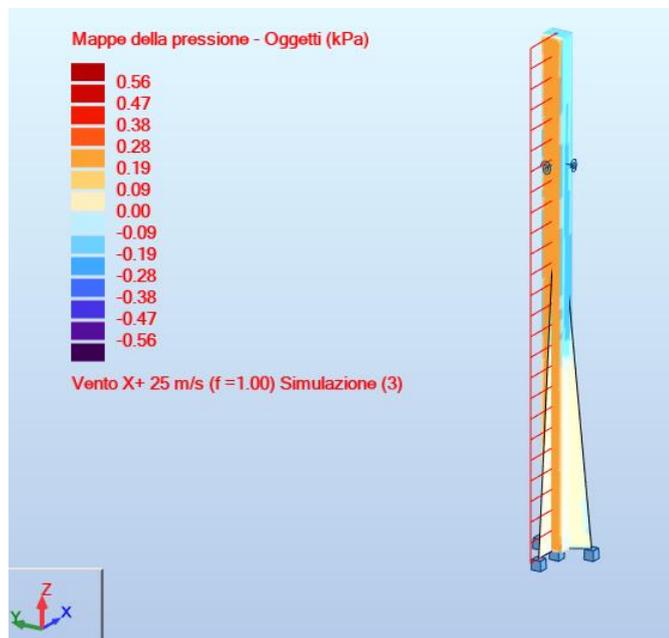


Figura 79: Simulazione dei carichi da vento in direzione X

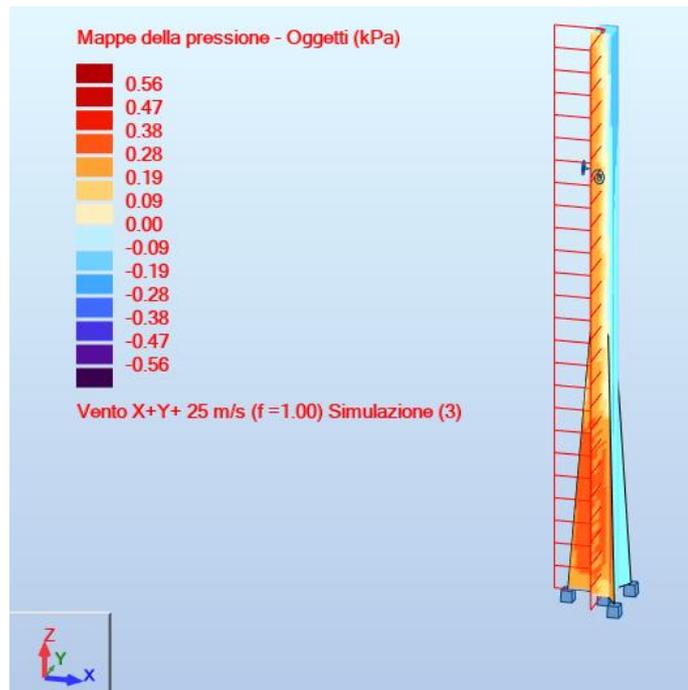


Figura 80: Simulazione dei carichi da vento in direzione X+Y

Carichi sismici.

Anche nel caso dei carichi sismici il software ci viene in aiuto permettendo di generare automaticamente gli spettri di risposta e i carichi necessari, inserendo opportunamente i parametri che ci servono, che sono:

- Vita nominale V_n pari a 100 anni;
- Classe d'uso: IV ("Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di evento sismico");
- Periodo di riferimento V_r pari a 200 anni;
- Categoria del sottosuolo D;
- Categoria topografica T1;
- Coordinate geografiche del sito: Longitudine 8.8980 Latitudine 44.4190;
- Fattore di comportamento q pari a 1.

Posizione geografica

Griglia di coordinate

Coordinate geografiche ...

Latitudine (deg) 44.8849

Longitudine (deg) 7.3342

Individuazione mediante codici ISTAT

Regione Piemonte

Provincia Torino

Comune Pinerolo

Isole

Arcipelago Toscano

Periodo di riferimento per azione sismica

Vita Vn [anni] 100

Coeff. uso Cu 2

Periodo di riferimento Vr [anni] 200

Vertici della maglia per interpolazione

Metodo d'interpolazione lineare

ID nodo	Latitudine	Longitudine	Distanza (km)
14453	44.874	7.282	4.314
14454	44.878	7.352	1.627
14232	44.927	7.347	4.837
14231	44.924	7.277	6.273

Risultato

Stato limite	Tr (anni)	ag (g/10)	Fo (-)	Tc* (sec)
SLO (0.81)	120.429	0.761	2.441	0.243
SLD (0.63)	201.156	0.948	2.438	0.252
SLV (0.10)	1898.244	1.992	2.524	0.280
SLC (0.05)	2475.000	2.148	2.538	0.284
Dell'utente (0.81)	120.429	0.761	2.441	0.243

OK Annulla

Figura 81: Definizione automatica dei parametri per gli spettri di risposta

Vita nominale V_N 100 (anni)

Classe d'uso IV C_u 2

Parametri spettro di risposta

Coordinate geografiche della struttura

Latitudine 44.8849 Longitudine 7.3342

Stato limite

SLO P_{vR} 0.81 Auto

SLD P_{vR} 0.63 Auto

SLV P_{vR} 0.1 Auto

SLC P_{vR} 0.05 Auto

Categoria di sottosuolo

A B C D E

Categoria topografica

T1 T2 T3 T4

h/H 1 S_T 1

Coefficienti q

q_X 1

q_Y 1

q_Z 1.5

Definizione dell'eccentricità

Definizione della direzione

Filtri

Calcoli del fattore q

OK Annulla Guida

Figura 82: Parametri per la generazione dei carichi sismici

Nelle note di calcolo del software è possibile vedere tutti gli spettri di risposta generati per ogni singola combinazione sismica. Se ne riporta un esempio a titolo esemplificativo:

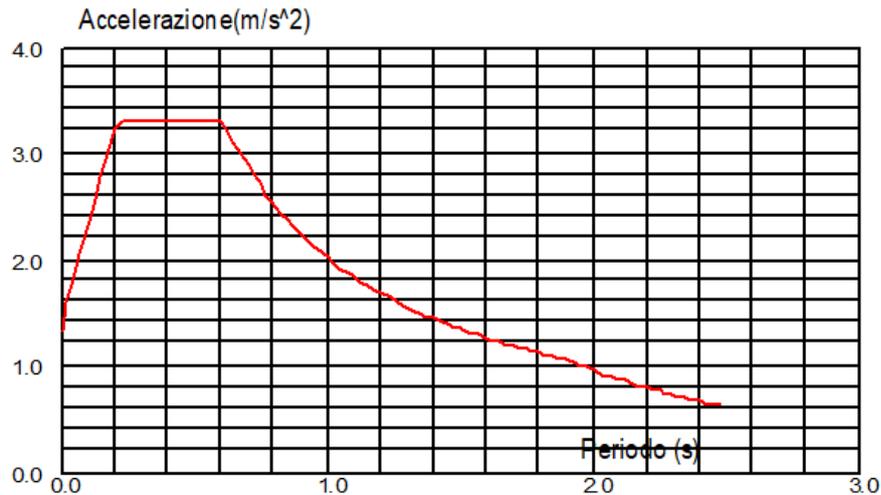


Figura 83: Esempio di spettro di risposta generato automaticamente dal programma

4.8 Combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico considerate sono quelle previste da Normativa, ossia:

- Combinazione fondamentale agli SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{q1}Q_{k1} + \gamma_{q2}\psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione caratteristica SLE:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$$

- Effetti dell'azione sismica:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j}Q_{kj}$$

G_1 sono i carichi permanenti strutturali, G_2 sono i carichi permanenti portati, P è l'eventuale precompressione, E è l'azione sismica, Q_{kj} sono i carichi variabili.

I coefficienti parziali di sicurezza sono deducibili dalla seguente tabella:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(0)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 78: Coefficienti parziali per le azioni agli SLU

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 79: Valori dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili

Si può notare che sisma e vento non possono stare nella stessa combinazione. Si è proceduto dunque al confronto fra le sollecitazioni al piede della struttura generate dal vento (nelle due direzioni considerate) e dal sisma valutato in combinazione SLC (limite di collasso, prendendo ad esempio la procedura illustrata negli esempi riportati nei capitoli precedenti):

SOLLECITAZIONI ALLA BASE					
Vento x+y					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
110.3	23.3	36	0.45	-151.6	103.3
Vento x					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
110.3	28.5	0.63	0.18	-2.3	126.9
Inviluppo sismica					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
84.3	12.4	12.4	0.04	68.3	68.4

Tabella 80: Confronto di sollecitazioni al piede fra vento e sisma

Da questi valori si vede come le sollecitazioni generate dal vento siano maggiori di quelle generate dal sisma soprattutto in riferimento alla combinazione con vento in direzione X+Y, per cui per le verifiche agli SLU si è scelto di considerare la combinazione comprensiva dell'azione del vento.

4.9 Verifiche di resistenza agli Stati Limite Ultimi.²³

Le ipotesi fondamentali di calcolo che si adottano sono quelle di elasticità piana e relazione lineare fra sforzi e deformazioni. Proprio perché si assume che il legno si rompa in campo elastico, le verifiche verranno effettuate sulle tensioni massime e non sugli sforzi interni.

Il modello che si assume è quello di legno massiccio e derivati, direzione della fibratura coincidente con l'asse longitudinale dell'elemento, sezione costante e sforzi agenti lungo uno o più assi principali del suddetto elemento. La direzione della fibratura, e in particolare l'angolo fra questa e direzione della tensione, è molto importante perché tiene conto dell'anisotropia intrinseca di un materiale come il legno.

Sulla base dei valori di output forniti dal software di modellazione, le verifiche di resistenza eseguite sulla struttura, sia per vento in direzione xy sia in direzione x, sono:

- Trazione parallela alla fibratura:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

- Compressione parallela alla fibratura:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

- Compressione ortogonale alla fibratura:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d}$$

dove $\sigma_{c,0,d}$ è la tensione di progetto, mentre $f_{c,0,d}$ è la resistenza di progetto.

- Pressoflessione:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$
$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove k_m è un coefficiente che tiene conto della redistribuzione delle tensioni e disomogeneità del materiale; per le sezioni rettangolari è assunto pari a 0.7, mentre per altre sezioni (come questo caso) è assunto pari a 1.

- Verifica a taglio:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove τ_d può essere calcolata proprio con la formula di Jourawski considerando una sezione ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni e/o intagli.

²³ Sezione 6 dell'EuroCodice 5

Le sezioni prese in considerazione per le verifiche dell'elemento triangolare centrale sono quelle in corrispondenza del nodo 1 (al piede) e quello in corrispondenza del nodo 3 (attacco in cima con le ali), come evidenziato in figura; da notare come nel nodo 3 sia presente un incastro elastico per simulare l'enorme difficoltà nell'ottenere un collegamento perfettamente rigido fra le membrature in legno e/o le membrature in acciaio e legno:

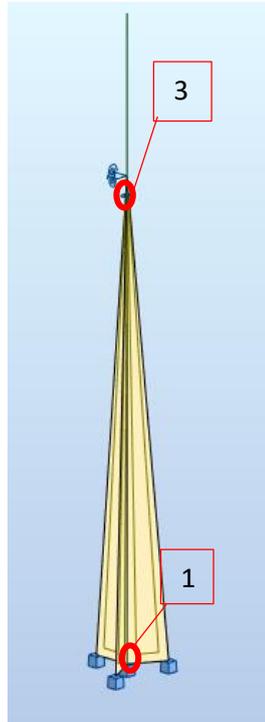


Figura 84: Sezioni interessate dalle verifiche

Si riportano di seguito le tensioni di progetto generate dall'analisi di Robot Structural Analysis:

Smax (Mpa)		Smin (Mpa)		Smax (My) Mpa		Smax (Mz) Mpa		Smin (My) Mpa		Smin (Mz) Mpa		Fx/Ax (Mpa)	
Nodo 1	Nodo 2	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 1	Nodo2	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 1	Nodo 2
0.29	0.06	-0.32	-0.33	0.01	0.01	0.2	0.07	-0.01	-0.01	-0.4	-0.27	0.09	0.1

Tabella 81: Tensioni normali nell'elemento centrale con vento in direzione X

Tau [Mpa]	
Nodo 1	Nodo 3
0.08	0.07

Tabella 82: Tensioni tangenziali nell'elemento centrale con vento in direzione X

Smax (Mpa)		Smin (Mpa)		Smax (My) Mpa		Smax (Mz) Mpa		Smin (My) Mpa		Smin (Mz) Mpa		Fx/Ax (Mpa)	
Nodo 1	Nodo 3	Nodo 1	Nodo 3	Nodo 1	Nodo 3	Nodo 1	Nodo 3	Nodo 1	Nodo3	Nodo 1	Nodo 3	Nodo 1	Nodo 3
0.67	0.28	-0.66	-0.26	0.42	0.16	0.16	0.16	-0.42	-0.16	-0.33	-0.33	0.09	0.09

Tabella 83: Tensioni normali nell'elemento centrale con vento in direzione X+Y

Tau [Mpa]	
Nodo 1	Nodo 3
0.08	0.04

Tabella 84: Tensioni tangenziali nell'elemento centrale con vento in direzione X+Y

Sxx	Syy	Sxy	Txx	Tyy
1.25	1.34	0.4	0	0

Tabella 85: Tensioni nell'ala maggiormente sollecitata con vento in direzione X

Sxx	Syy	Sxy	Txx	Tyy
5.71	4.09	-1.3	0	0

Tabella 86: Tensioni nell'ala maggiormente sollecitata con vento in direzione X+Y

Si riportano anche i diagrammi della distribuzione delle tensioni all'interno dell'elemento triangolare centrale con vento in direzione X:

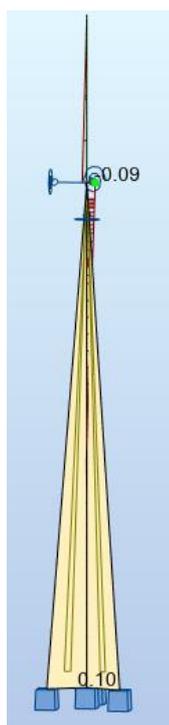


Figura 85: Sforzi assiali

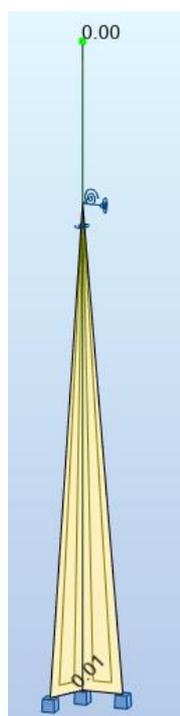


Figura 86: Smax (My)



Figura 87: Smax (Mz)

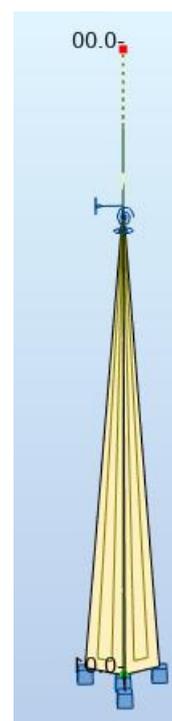


Figura 88: Smin (My)

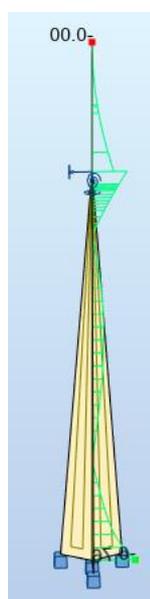


Figura 89: Smin (Mz)



Figura 90: Smax



Figura 91: Smin

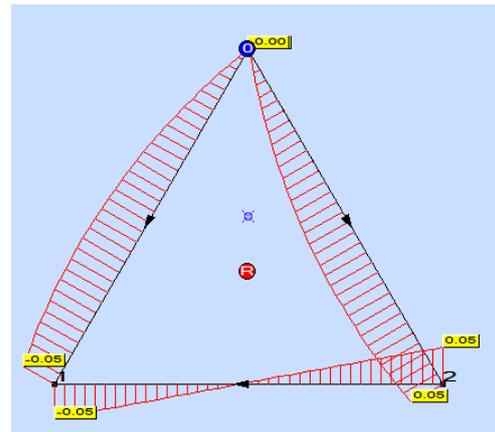
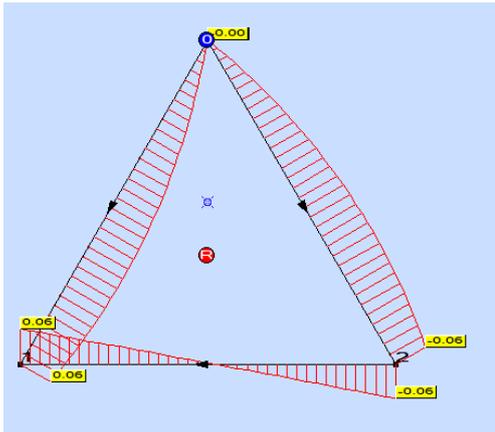


Figura 92: Tensioni tangenziali nella sezione di nodo 1 Figura 93: Tensioni tangenziali nella sezione di nodo 3

Si riportano i diagrammi della distribuzione delle tensioni all'interno dell'elemento triangolare centrale con vento in direzione X+Y:

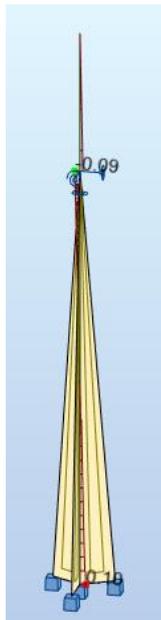


Figura 94: Sforzi assiali



Figura 95: Smax (My)



Figura 96: Smax (Mz)



Figura 97: Smin (My)

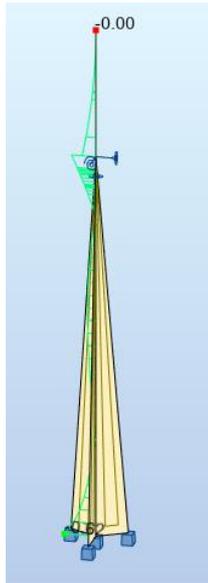


Figura 98: Smin (Mz)



Figura 99: Smax



Figura 100: Smin

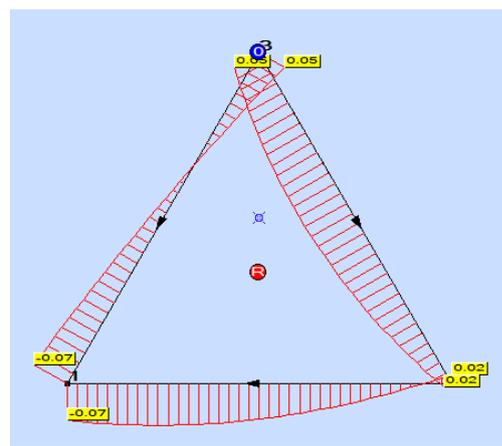
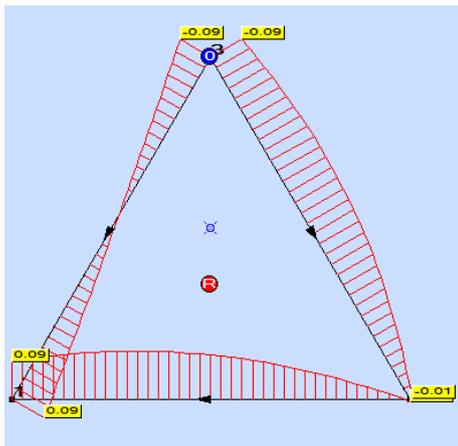


Figura 101: Tensioni tangenziali nella sezione di nodo 1 Figura 102: Tensioni tangenziali nella sezione di nodo 3

Si riportano ora l'andamento delle tensioni nelle ali con vento in direzione X:

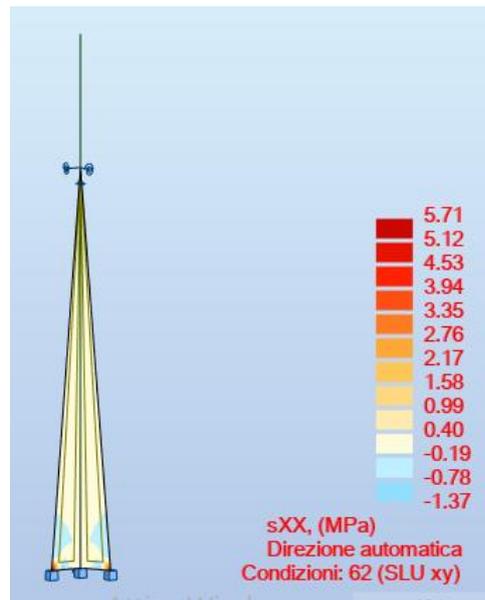


Figura 103: Andamento delle Sxx

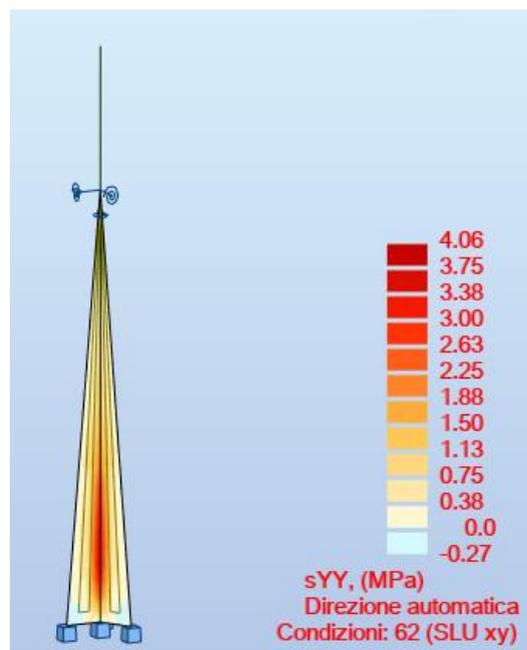


Figura 104: Andamento delle Syy

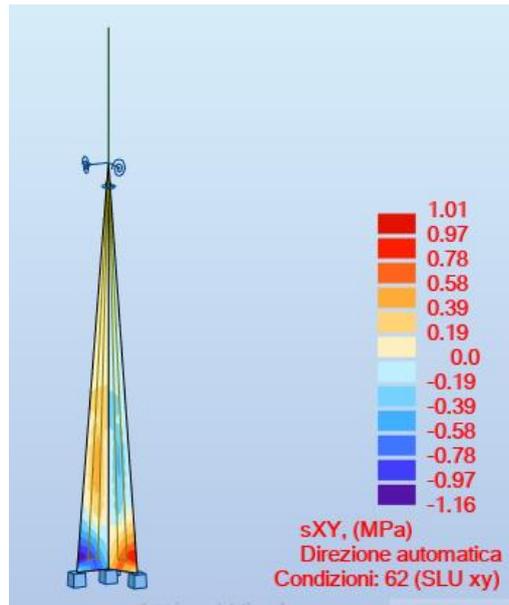


Figura 105: Andamento delle Sxy

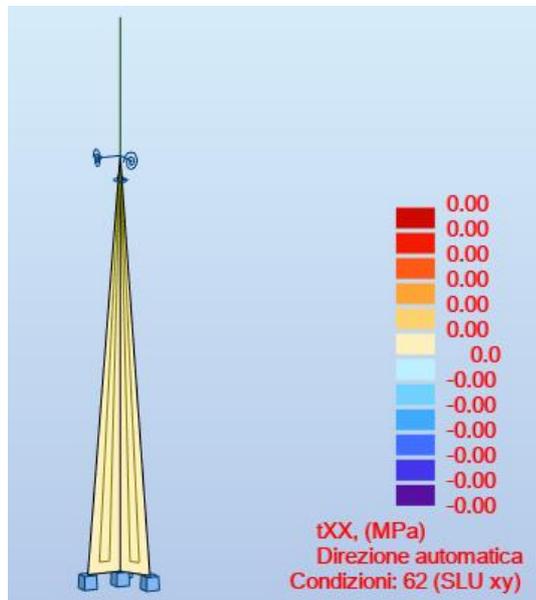


Figura 106: Andamento delle Tauxx

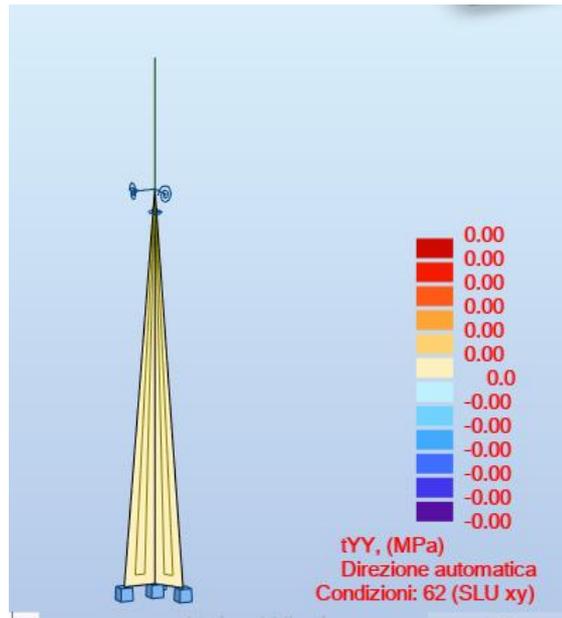


Figura 107: Andamento delle Tauyy

Si riportano infine l'andamento delle tensioni nelle ali con vento in direzione X+Y:

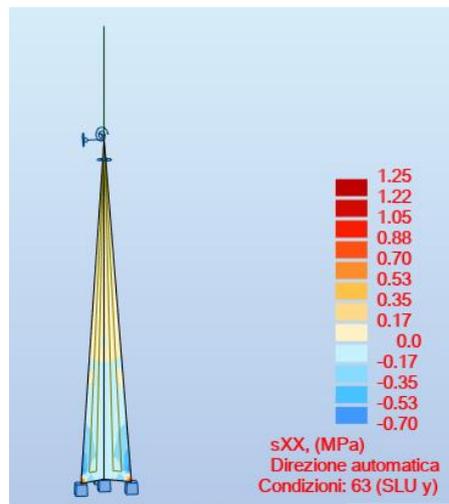


Figura 108: Andamento delle Sxx

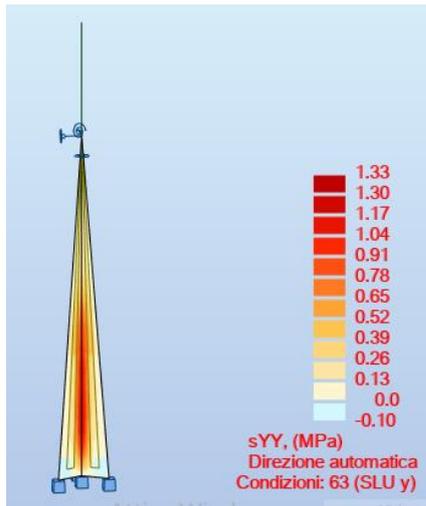


Figura 109: Andamento delle Syy

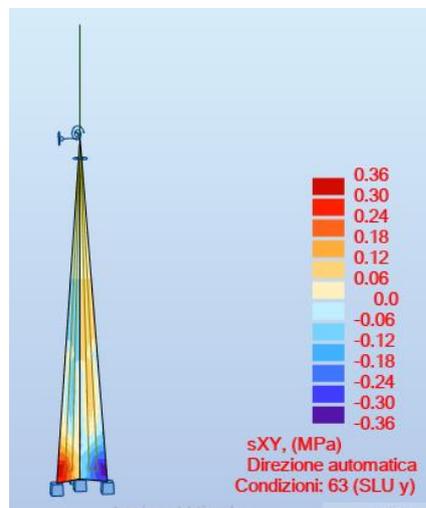


Figura 110: Andamento delle Sxy

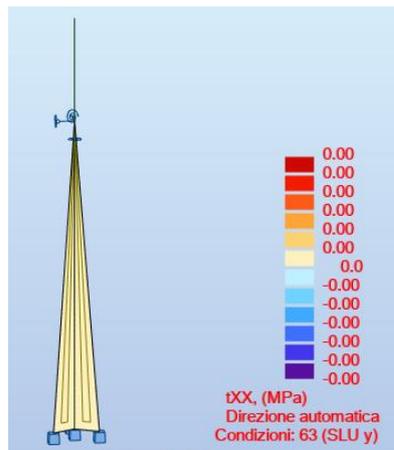


Figura 111: Andamento delle Tauxx

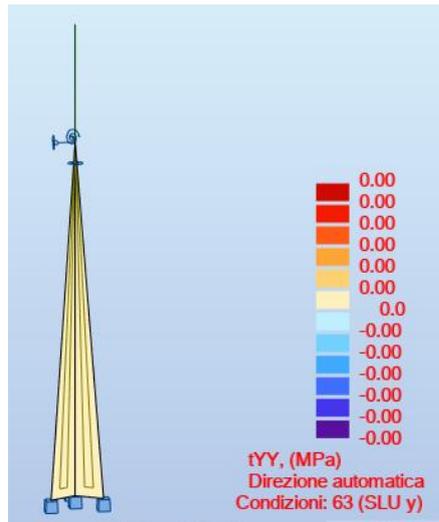


Figura 112: Andamento delle Tauyy

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

4.10 Verifiche di stabilità.²⁴

In analogia con il legno naturale degli alberi, anche il legno da costruzione, che sia massiccio o lamellare, può essere soggetto ad instabilità delle fibre compresse. In questo caso studio è stata eseguita una verifica di stabilità sull'elemento triangolare studiandolo come una colonna pressoinflessa.

Per un elemento di questo tipo, i rapporti di snellezza relativa sono assunti pari a:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$$

dove $E_{0.05}$ è il frattile al 5% del modulo elastico del materiale, $f_{c,0,k}$ è la resistenza caratteristica a compressione nella direzione parallela alle fibre, e λ_y e λ_z sono i rapporti di snellezza pari a:

$$\lambda_y = \frac{\rho_y}{l_0}$$

$$\lambda_z = \frac{\rho_z}{l_0}$$

²⁴ Sezione 6.3 dell'EuroCodice 5

con ρ_y e ρ_z raggi di inerzia pari alla radice quadrata del rapporto fra il momento di inerzia e l'area della sezione.

Invece l_0 è la lunghezza libera di inflessione, ed è stata posta pari a $2l$ (con l pari all'altezza totale) assumendo la situazione peggiore in cui l'elemento è una mensola di lunghezza pari a 40 m:



Figura 112: Lunghezza libera di inflessione

Le tensioni di progetto dovranno dunque rispettare le seguenti relazioni:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

dove k_m è il coefficiente che è stato già definito nelle verifiche di resistenza, mentre gli altri coefficienti valgono:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

$$k_y = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2]$$

$$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2]$$

dove β_c è un coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità che per il legno lamellare vale 0.1 .

Si riportano di seguito le tabelle con i calcoli effettuati da cui si vede come l'elemento soddisfi la verifica. Le sezioni in cui suddetta verifica è stata svolta sono sempre quelle relative al nodo 1 e al nodo 3.

A (cm ²)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	Roy [cm]	Roz [cm]	I0 [m]
12748.95	3E+07	3E+07	3E+07	49.33135	49.33935	80

Tabella 87: Parametri geometrici della sezione

Lambday	162.17		BetaC	0.1		
Lambdaz	162.14		Ky	3.795134	Kc,y	0.1508
			Kz	3.794081	Kc,z	0.1509
Lambda,rel,y	2.5235					
Lambda,rel,z	2.5231		km	1		

Tabella 88: Parametri necessari alla verifica

Sezione alla base		Sezione al nodo 3	
0.702734598	verificata	0.665	verificata
0.702562439	verificata	0.6648	verificata

Tabella 89: Verifica con vento in direzione X

Sezione nodo 1		Sezione nodo 3	
0.982161681	verificata	0.7858	verificata
0.981989522	verificata	0.7856	verificata

Tabella 90: Verifica con vento in direzione X+Y

4.11 Analisi modale ed effetti aeroelastici del vento.²⁵

Una struttura alta e snella come questo oggetto di studio risente molto dell'effetto del vento poiché quest'ultimo ha un profilo che cresce con l'altezza.

Da un punto di vista statico è stato già considerato il vento nelle verifiche di resistenza illustrate nei paragrafi precedenti. Ma il vento può avere anche effetti aerodinamici e, soprattutto, aeroelastici sulle strutture, soprattutto se alte, snelle, e con basso grado di smorzamento.

Si definiscono aeroelastici quei fenomeni che derivano dall'interazione vento-struttura nella quale le oscillazioni della struttura vanno ad interferire con il flusso incidente del vento, andando a modificare gli effetti aerodinamici che questo produrrebbe sull'elemento. Si vengono in sostanza a creare delle azioni cicliche ortogonali al flusso del vento che dipendono molto dal moto della struttura.

Il più rilevante fenomeno aeroelastico che può interessare la struttura è sicuramente quello del distacco alternato dei vortici di Von Karman, che si verifica quando la frequenza di suddetti vortici è prossima ad una frequenza propria della struttura, generando un fenomeno di risonanza che porta ad oscillazioni via via crescenti dipendenti da smorzamento e massa della struttura o elemento. Per fare in modo che ciò non avvenga, bisogna assicurarsi innanzitutto che le velocità critiche associate al distacco dei vortici siano minori delle velocità di progetto del vento; in caso contrario bisogna valutare le frequenze e assicurarsi che queste non siano prossime a

²⁵ Dalle istruzioni del CNR

quelle proprie della struttura e, in caso contrario, prendere provvedimenti per aumentare soprattutto lo smorzamento del complesso strutturale o dell'elemento.



Figura 113: Rappresentazione dei vortici di Von Karman

Esistono poi anche altri fenomeni aeroelastici che possono modificare smorzamento e/o rigidità della struttura, causando pericolosi fenomeni di instabilità.

Si definisce “galoppo” un fenomeno di instabilità aeroelastica equivalente che tende a modificare o annullare lo smorzamento della struttura; è un fenomeno tipico in elementi non circolari e cavi ghiacciati percorsi da rivoli d’acqua.

Si definisce “divergenza” una forma di instabilità aeroelastica equivalente che tende a modificare o annullare la rigidità della struttura; è un fenomeno tipico in impalcati da ponte e lastre sottili.

Infine si definisce “flutter” una forma di instabilità aeroelastica equivalente che tende ad annullare sia lo smorzamento che la rigidità di una struttura; è tipica in impalcati da ponte sospesi o strallati e in profili alari.

Nel caso in esame, il fenomeno che sicuramente deve essere valutato è quello del distacco dei vortici.

Distacco dei vortici.

La frequenza con cui i vortici si distaccano dalla struttura è data dalla formula di Strouhal:

$$n_s = \frac{Stv_m}{b}$$

dove v_m è la velocità media del vento che è stata già definita durante il calcolo della pressione del vento, b è la dimensione di riferimento della sezione trasversale che in questo caso è 1.7 m, e St è il numero di Strouhal, un parametro adimensionale che dipende dalla forma della sezione.

In generale il numero di Strouhal dipende, oltre che dalla forma della sezione, anche dalle caratteristiche della turbolenza, dal numero di Reynolds e dalla scabrezza delle superfici; nel caso di sezioni a spigoli vivi però esso può dipendere solo dalla forma della sezione, come in questo caso. La Normativa fornisce tabelle e grafici per la determinazione del numero di

Strouhal per le sezioni più comuni. Nel caso studio oggetto della tesi si è di fronte ad una sezione triangolare, che non rientra nei casi illustrati dalla Normativa. Per ovviare a questo problema, si è immaginato di ricondurre la sezione triangolare ad una quadrata equivalente per cui il rapporto fra i lati risulta pari ad 1; entrando quindi in tabella nella parte dedicata alle sezioni rettangolari considerando un rapporto d/b compreso fra 0 e 1, si ricava un numero di Strouhal pari a 0.12:

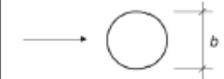
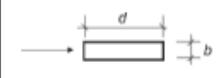
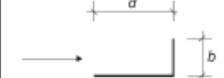
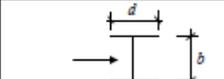
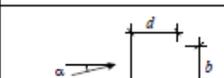
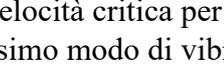
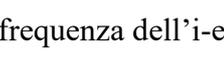
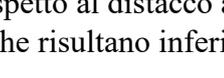
Sezione	Sr	
	$10^3 \leq Re \leq 4 \cdot 10^5$ $4 \cdot 10^3 \leq Re \leq 10^6$ $10^6 \leq Re \leq 1,6 \cdot 10^6$ $Re > 1,6 \cdot 10^6$	0,19 $-0,7674 + 0,1709 \cdot \log_{10}(Re)$ $1,3752 - 0,1862 \cdot \log_{10}(Re)$ 0,22 (Figura O.4)
	d/b $0 < d/b < 1$ $1 \leq d/b < 2$ $2 \leq d/b < 3$ $3 \leq d/b < 3,5$ $3,5 < d/b < 5$ $5 \leq d/b < 10$ $d/b \geq 10$	Sr 0,12 $0,18 - 0,06 \cdot d/b$ 0,06 $-0,48 + 0,18 \cdot d/b$ $0,2433 - 0,02667 \cdot d/b$ $0,13 - 0,004 \cdot d/b$ 0,09 (Figura O.5)
	$d/b=1$	0,11
	$d/b=1,5$	0,10
	$d/b=2$	0,14
	$d/b=1$	0,13
	$d/b=2$	0,08
	$d/b=1$	0,16
	$d/b=2$	0,12
	$d/b=1,3$	0,11
	$d/b=2$	0,07
	$d/b=0,5-1$ (IPE, HE)	0,14
	ali uguali ($d=b$), qualsiasi α	0,14

Tabella 91: Valori del numero di Strouhal in funzione della forma della sezione

Si definisce velocità critica per il distacco dei vortici la velocità media del vento dell'i-esimo modo di vibrare che porta alla condizione di risonanza:

$$v_{cr,i} = \frac{n_{i,l} b}{St}$$

dove $n_{i,l}$ è la frequenza dell'i-esimo modo di vibrare.

La verifica rispetto al distacco alternato dei vortici va effettuata se le velocità critiche risultano inferiori alle velocità medie:

$$v_{cr,i} \leq v_{m,l}$$

dove $v_{m,l}$ è valutata alla quota in cui si attua la velocità critica, per un periodo di ritorno pari a 10 volte quello di riferimento considerato nel calcolo della pressione del vento.

Per quanto riguarda la quota, essa dipende dallo schema statico che assumiamo per l'elemento oggetto di studio. In questo caso si può assumere per l'elemento triangolare uno schema di trave a mensola verticale, per cui il distacco dei vortici può avvenire in sommità:

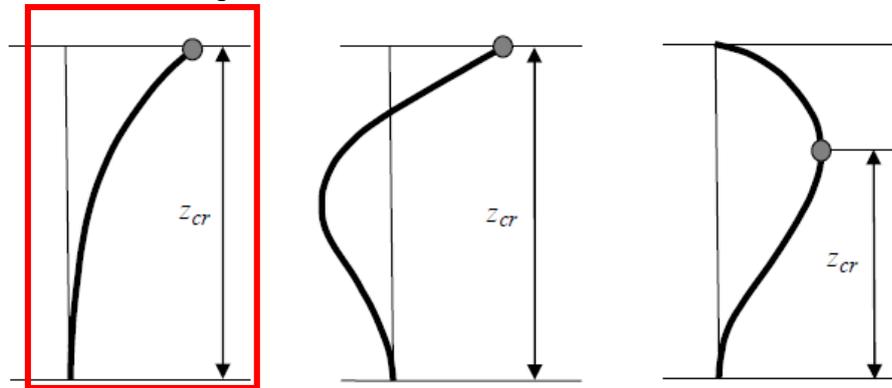


Figura 114: Quota critica del distacco dei vortici

La velocità media sarà pari a:

$$v_{m,l} = v_r c_m$$

dove v_r è la velocità di riferimento calcolata nel paragrafo sulla pressione del vento, mentre c_m è un coefficiente che vale:

$$c_m = k_r \ln\left(\frac{z_{cr}}{z_0}\right) c_t$$

in quanto z è maggiore di z_{min} che vale 4 metri, con z pari a 40 m e gli altri parametri definiti come nel calcolo della pressione del vento.

Si riportano dunque il calcolo delle velocità critiche, del numero di Strouhal e dell'analisi modale della struttura con il vento sia in direzione X che in direzione X+Y:

Numero di Strouhal			
v_r (m/s)	25	c_m	1.270076228
k_r	0.19	$v_{m,l}$	31.75190571
c_t	1		
z_0 [m]	0.05		
l [m]	1.7	St	0.12
v [m/s]	0.000015		

Tabella 92: Calcolo del numero di Strouhal e della velocità media del vento

ANALISI MODALE								
Modo	Frequenza (Hz)	Periodo (s)	Massa mod x (%)	Massa mod y (%)	Massa mod z (%)	b [m]	vcr,i	ns
1	7.35	0.136054422	6.22	0	0	1.2	73.5	3.1751906
2	7.35	0.136054422	6.22	6.22	0	1.2	73.5	3.1751906
3	10.2	0.098039216	6.22	6.22	0	1.2	102	3.1751906
4	10.5	0.095238095	6.22	9.6	0	1.2	105	3.1751906
5	10.52	0.095057034	9.67	9.6	0	1.2	105.2	3.1751906
6	12.45	0.080321285	67.49	9.6	0	1.2	124.5	3.1751906
7	12.45	0.080321285	67.49	67.54	0	1.2	124.5	3.1751906
8	13.59	0.073583517	67.49	67.54	0	1.2	135.9	3.1751906
9	14.3	0.06993007	71.69	67.54	0	1.2	143	3.1751906
10	14.31	0.069881202	71.69	71.7	0	1.2	143.1	3.1751906

Tabella 93: Analisi modale e velocità critiche della struttura con vento in direzione X

ANALISI MODALE								
Modo	Frequenza (Hz)	Periodo (s)	Massa mod x (%)	Massa mod y (%)	Massa mod z (%)	b [m]	vcr,i	ns
1	7.35	0.136054422	6.22	0	0	1.2	73.5	3.1751906
2	7.35	0.136054422	6.22	6.22	0	1.2	73.5	3.1751906
3	10.2	0.098039216	6.22	6.22	0	1.2	102	3.1751906
4	10.5	0.095238095	6.22	9.6	0	1.2	105	3.1751906
5	10.52	0.095057034	9.67	9.6	0	1.2	105.2	3.1751906
6	12.45	0.080321285	67.49	9.6	0	1.2	124.5	3.1751906
7	12.45	0.080321285	67.49	67.54	0	1.2	124.5	3.1751906
8	13.59	0.073583517	67.49	67.54	0	1.2	135.9	3.1751906
9	14.3	0.06993007	71.69	67.54	0	1.2	143	3.1751906
10	14.31	0.069881202	71.69	71.7	0	1.2	143.1	3.1751906

Tabella 94: Analisi modale e velocità critiche della struttura con vento in direzione X+Y

Come si può vedere, per entrambi i casi le velocità critiche sono nettamente superiori rispetto alla velocità media alla quota di riferimento, di conseguenza non ci sarebbe bisogno di effettuare la verifica rispetto al distacco dei vortici. In ogni caso, la frequenza di Strouhal è comunque molto distante dalle frequenze dei vari modi di vibrare. Si può dire, dunque, che la verifica sia soddisfatta.

4.12 Verifica di deformabilità.²⁶

Le verifiche di deformabilità si svolgono sia in condizioni istantanee che a lungo termine, in quanto a causa dell'umidità e della classe di servizio il comportamento del legno può cambiare nel tempo. A tal fine si svolge una seconda verifica considerando un modulo elastico ridotto pari a:

$$E = \frac{E_{0,g,mean}}{1 + k_{def}}$$

dove k_{def} è un coefficiente che dipende dalla classe di servizio e dal tipo di legno, e per il caso studio vale 0.8:

²⁶ Sezione 7 dell'EuroCodice 5

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00	
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00	
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-	
		0,80	1,00	-	
		0,80	1,00	2,50	
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
		Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-	-
		MDF.HLS	2,25	3,00	-

Tabella 95: Valori di Kdef

Mettendosi nel caso di combinazione caratteristica agli SLE e nelle condizioni istantanee, dagli output forniti dal software di modellazione si ricavano i seguenti spostamenti e rotazioni degli estremi massimi globali:

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.297459839	0.162366221	0.008254368	0.000714931	0.001286938	0.002016339
Nodo	170	172	82	265	178	170
Condiz.	65 (C)					
MIN	-0.022172446	-0.160403556	-0.007858644	-0.000722337	-0.000179775	-0.001996713
Nodo	2	259	249	178	137	257
Condiz.	65 (C)					

Tabella 96: Spostamenti degli estremi globali con vento in direzione X

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.782282257	1.027738482	0.006273307	0.000788426	0.003526748	0.005494414
Nodo	172	86	82	79	178	170
Condiz.	64 (C)					
MIN	-0.029523894	-0.036067643	-0.016782988	-0.004662980	-0.000571000	-0.006247785
Nodo	281	2	253	91	162	85
Condiz.	64 (C)					

Tabella 97: Spostamenti degli estremi globali con vento in direzione X+Y

Come però osservato negli esempi di strutture esistenti riportati nel Capitolo 3 di questo elaborato, in genere per strutture di questo tipo il parametro che interessa nelle verifiche di deformabilità è la rotazione in cima a causa di una velocità del vento pari a 100 km/h. Andando ad applicare un vento di questo tipo, si ricavano i seguenti parametri cinematici in condizioni istantanee:

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.369609430	0.201786053	0.010334549	0.000869703	0.001565954	0.002525316
Nodo	170	170	82	265	178	167
Condiz.	91 (C)					
MIN	-0.025160833	-0.198949282	-0.008763239	-0.000879072	-0.000239172	-0.002493396
Nodo	2	257	253	178	141	254
Condiz.	91 (C)					

Tabella 98: Spostamenti in condizioni istantanee degli estremi globali con vento in direzione X

Nodo/Condiz.	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 91 (C)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2/ 91 (C)	-0.025160833	-0.000059375	-0.001452837	0.000000085	-0.000017335	-0.000000137
3/ 91 (C)	0.0	0.0	0.0	-0.000000019	-0.000048639	-0.000000137

Tabella 99: Spostamenti in cima alla struttura in condizioni istantanee con vento in direzione X

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	1.002607140	1.302047802	0.008554402	0.001000060	0.004513413	0.007049474
Nodo	172	86	82	79	178	170
Condiz.	92 (C)					
MIN	-0.041494024	-0.047579413	-0.020813473	-0.005946779	-0.000750909	-0.007888174
Nodo	261	2	253	91	162	85
Condiz.	92 (C)					

Tabella 100: Spostamenti in condizioni istantanee degli estremi globali con vento in direzione X+Y

Nodo/Condiz.	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 92 (C)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2/ 92 (C)	-0.029133424	-0.047579413	-0.001452837	0.000041671	-0.000023403	-0.000001862
3/ 92 (C)	0.0	0.0	0.0	0.000065304	-0.000048325	-0.000001862

Tabella 101: Spostamenti in cima alla struttura in condizioni istantanee con vento in direzione X+Y

I limiti di tali parametri vengono in genere fissati dal committente per assicurarsi del corretto funzionamento degli apparati installati sulla struttura.

La stessa cosa viene fatta in condizioni a lungo termine, per cui si riportano gli analoghi risultati:

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.475139598	0.259868710	0.012549817	0.001143968	0.002058406	0.003227180
Nodo	170	172	82	265	178	170
Condiz.	65 (C)					
MIN	-0.023387413	-0.256538959	-0.012116195	-0.001156407	-0.000291009	-0.003193701
Nodo	2	259	253	178	141	257
Condiz.	65 (C)					

Figura 74: Spostamenti degli estremi globali con vento in direzione X

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	1.251451968	1.643021930	0.009477775	0.001266180	0.005643564	0.008793537
Nodo	172	86	85	79	178	170
Condiz.	64 (C)					
MIN	-0.047922642	-0.042874965	-0.025730560	-0.007458102	-0.000917029	-0.009993955
Nodo	261	2	253	91	162	85
Condiz.	64 (C)					

Figura 75: Spostamenti degli estremi globali con vento in direzione X+Y

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	0.590251783	0.322877133	0.015750847	0.000956474	0.002504214	0.004040884
Nodo	170	170	82	267	178	167
Condiz.	91 (C)					
MIN	-0.026070274	-0.285813790	-0.013537974	-0.001407045	-0.000386671	-0.003828043
Nodo	2	253	253	178	141	249
Condiz.	91 (C)					

Figura 76: Spostamenti in condizioni a lungo termine degli estremi globali con vento in direzione X

Nodo/Condiz.	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 91 (C)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2/ 91 (C)	-0.026070274	-0.000099013	-0.002290604	0.000000140	-0.000013731	-0.000000138
3/ 91 (C)	0.0	0.0	0.0	-0.000000024	-0.000063087	-0.000000138

Figura 77: Spostamenti in cima alla struttura in condizioni a lungo termine con vento in direzione X

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
MAX	1.603825845	2.081637582	0.012963174	0.001606199	0.007222175	0.011281743
Nodo	172	86	82	79	178	170
Condiz.	92 (C)					
MIN	-0.067181856	-0.056735154	-0.031869055	-0.009511752	-0.001205721	-0.012618458
Nodo	261	2	253	91	162	85
	92 (C)					

Figura 78: Spostamenti in condizioni a lungo termine degli estremi globali con vento in direzione X+Y

Nodo/Condiz.	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)	RX (Rad)	RY (Rad)	RZ (Rad)
1/ 92 (C)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2/ 92 (C)	-0.032965095	-0.056735154	-0.002290604	0.000047420	-0.000023930	-0.000001863
3/ 92 (C)	0.0	0.0	0.0	0.000084680	-0.000060070	-0.000001863

Figura 79: Spostamenti in cima alla struttura in condizioni a lungo termine con vento in direzione X+Y

4.13 Verifica del giunto.²⁷

La teoria di base è quella di Johansen, la quale schematizza il mezzo di unione come una trave su due appoggi di luce pari allo spessore di elemento ligneo da collegare. Immaginando di dividere la struttura in quattro tronchi da dieci metri l'uno, si è scelto di verificare il giunto che lega due parti di un lato del tronco centrale. Il collegamento è supposto realizzato con due piastre sottili messe esternamente alla connessione a doppio taglio, con l'ausilio di bulloni di classe 8.8 e diametro di 22 mm:

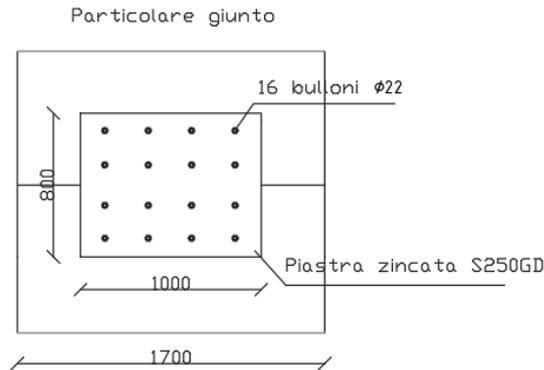


Figura 115: Vista frontale del giunto

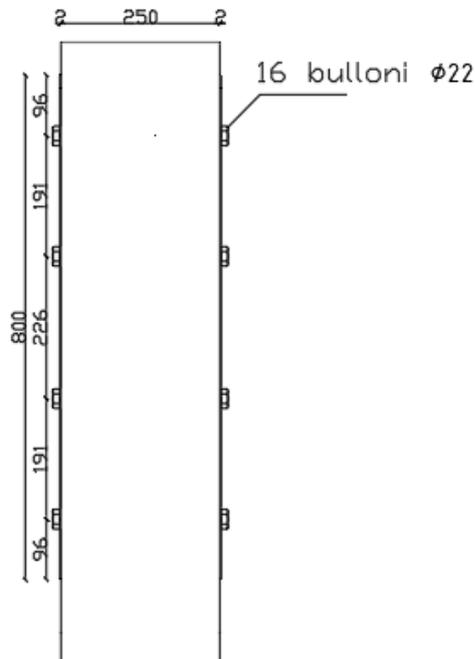


Figura 116: Vista laterale del giunto

²⁷ Sezione 8 dell'EuroCodice 5

Le unità di misura saranno tutte in N, mm, e kg/m³.

Le caratteristiche meccaniche dei bulloni e delle piastre sono riportate nella seguente tabella:

Bulloni 8.8		Piastra S250GD + Z275 (zincato)	
fyb [Mpa]	640	fyp [Mpa]	250
fub [Mpa]	800	fu [Mpa]	300
d [mm]	22	B [mm]	1000
Ares [mm ²]	303	H [mm]	800
		s [mm]	2
		0.5d	11

Tabella 102: Caratteristiche meccaniche di bulloni e piastre

Poiché lo spessore della piastra (2 mm) è inferiore a 0.5d, ci troviamo nel caso di piastra sottile, per cui la resistenza del giunto si determina con le seguenti formule:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

dove $f_{h,2,k}$ è la resistenza a rifollamento del legno, t_2 è lo spessore della membratura di legno che è pari a 25 cm, d è il diametro del bullone, $M_{y,Rk}$ è il momento di snervamento del bullone, e $F_{ax,Rk}$ è la resistenza all'estrazione del bullone. Tale quantità andrà poi moltiplicata per k_{mod} (per carichi di breve durata) e divisa per γ_m come fatto per i parametri meccanici del legno lamellare per ottenere le resistenze di progetto.

Tali quantità sono pari a:

$$M_{y,Rk} = 0.3 f_{ub} d^{2.6}$$

$$f_{h,2,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k$$

$$F_{ax} = \min \left[f_{uk} \frac{\pi d^2}{4}; \sigma_{c,90,k} A_r \right]$$

dove f_{uk} è la resistenza ultima della piastra, $\sigma_{c,90,k}$ è la resistenza a compressione del legno nella direzione ortogonale alle fibre, ρ_k è la massa volumica del legno pari a 410 kg/m³, e A_r è pari a:

$$A_r = \frac{\pi(d_r^2 - d^2)}{4}$$

dove d_r è il diametro della rondella pari a:

$$d_r = \min[12t; 4d]$$

Occorre ora considerare non il numero intero di bulloni inseribili nel giunto, ma una quantità efficace relativa alla fila di bulloni più numerosa, poiché suddetti bulloni avranno efficacia ridotta a causa di una possibile rottura per splitting, ossia la rottura del legno attorno al bullone lungo le fibre. Tale quantità efficace è pari a:

$$n_{eff} = \min\left[n; n^{0.9} \frac{a_1^{\frac{1}{4}}}{13d}\right]$$

dove a_1 è la distanza minima dall'estremità parallelamente alla fibratura. In questo modo la capacità portante di progetto sarà pari a:

$$F_{v,Rd,eff} = n_{tot} \frac{n_{eff}}{n} s_r F_{v,Rd}$$

dove s_r è il numero di sezioni resistenti, che in questo caso sono pari a 2.

Le distanze minime rispetto ai bordi e fra gli stessi bulloni sono illustrate nella seguente tabella:

Spaziature e distanze da estremità/bordi (vedere la figura 8.7)	Angolo	Spaziatura o distanza minima
a_1 (parallela alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max(7d; 80 \text{ mm})$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha) d; 4d]$
$a_{4,t}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha) d; 3d]$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Tabella 103: Distanze minime

Si riportano di seguito le tabelle con le verifiche del giunto, che hanno portato alla considerazione di 16 bulloni:

Momento di snervamento del bullone			
Myrk [Nmm]	742181.6		
Rifollamento del legno			
ρ_k [kg/m ³]	410		
$f_{h,0,k}$	26.2236		

Tabella 104: Calcolo del momento di snervamento del bullone

Resistenza all'estrazione			
d_r, k	24	$F_{ax, k}$	303952
	88		216.66
d_r	24	F_{ax}	216.66
A_r	72.22		
$\sigma_{c,90, k}$ [Mpa]	3		

Tabella 105: Calcolo della resistenza all'estrazione del bullone

Resistenza del giunto		Spaziature minime		
Fv,k	72114.9	a1min	88	95
	23850.52018	a2min	88	135
Fv,Rk	23850.52018 N	a4min	66	120
n tot bulloni	16	Fd [kN]	110.3	110300 N
neff	4			
	2.643585647			
	2.643585647	3	Verifica	verificata
n fila	4			
kmod	0.9			
ym	1.45			
Fv,rd	14803.77115			
Fv,rd,eff	355290.5076 N			

Tabella 106: Calcolo della resistenza del giunto

Sono state eseguite anche una verifica a rifollamento della piastra e una a taglio del bullone; tali verifiche si esprimono con le seguenti formule:²⁸

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \alpha f_u d s}{1.25}$$

$$F_{t,Rd} = 0.6 \frac{f_{t,b}}{\gamma_{M2}} A_{res}$$

dove k_1 e α sono determinati tramite le seguenti tabelle:

$$\alpha_b = \min (e_1 / (3 \cdot d_0) ; f_{ub} / f_u ; 1) \quad \text{per i bulloni di bordo}$$

$$\alpha_b = \min (p_1 / (3 \cdot d_0 - 0.25) ; f_{ub} / f_u ; 1) \quad \text{per bulloni interni}$$

$$k_1 = \min (2.8 \cdot (e_2 / d_0) - 1.7 ; 2.5) \quad \text{per bulloni di bordo}$$

$$k_1 = \min (1.4 \cdot (p_2 / d_0) - 1.7 ; 2.5) \quad \text{per bulloni interni}$$

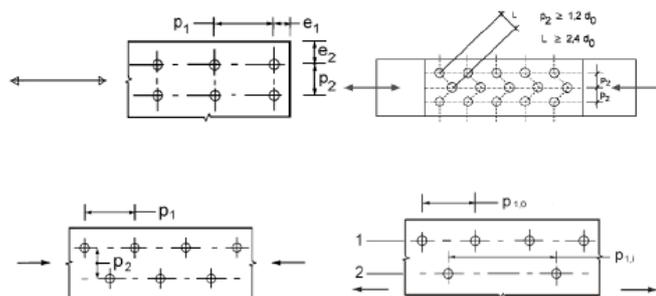


Tabella 107: Valori dei coefficienti per il calcolo della resistenza a rifollamento della piastra

A_{res} è l'area resistente del bullone e γ_{M2} è pari a 1.25.

Si riportano dunque le verifiche che risultano soddisfatte:

²⁸ Dall'EuroCodice 3 sui giunti nelle membrature in acciaio

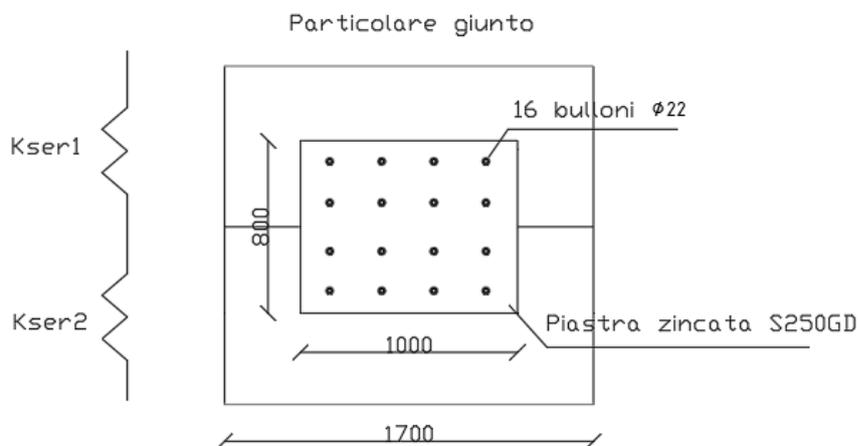
Rifollamento della piastra				
Bulloni interni			Bulloni di bordo	
a1	120		e1	95
a2	120		e2	135
α	1		α	1
k1	2.5		k1	2.5
Fb,rd	26400 N		Fb,rd	26400 N
verifica	verificata		verifica	verificata

Taglio bullone	
γ_{m2}	1.25
Fv,rd	116352 N
Verifica	verificata

Tabella 108: Verifica a rifollamento della piastra e a taglio del bullone

Infine, si è passati al calcolo dello scorrimento del giunto, sia alle condizioni di esercizio che a quelle di stato ultimo.

A tal fine si è immaginato il giunto come una sequenza di due molle in serie di rigidezza K_{ser} :



K_{ser} è il fattore di scorrimento del giunto, e in generale dipende dal peso specifico degli elementi da collegare e dal diametro dei mezzi di collegamento. Tale quantità è desumibile dal seguente prospetto:

Tipo del mezzo di unione	Legno - legno Pannello- legno Acciaio - legno
Spinotti, bulloni, viti, chiodi con preforatura	$\rho_m^{1.5} d / 23$
Chiodi (senza preforatura)	$\rho_m^{1.5} d^{0.9} / 30$
Per unioni acciaio-legno e calcestruzzo-legno moltiplicare per 2 la formula e utilizzare ρ_m del legno. Per unioni fra legni di massa volumica diversa $\rho_{m,1}$ e $\rho_{m,2}$ utilizzare nelle formule $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$	

Tabella 109: Valori di K_{ser}

Tali quantità sono in genere riferite a connessioni legno-legno. In questo caso la connessione è legno-acciaio, per cui quelle quantità vanno moltiplicate per 2.

Poiché gli elementi da collegare sono uguali, i valori di rigidità delle molle equivalenti saranno uguali a loro volta e varranno:

$$K_{ser1} = K_{ser2} = n_{tot} s_r K_{ser}$$

Di conseguenza, a parità di forza applicata, anche gli spostamenti saranno gli stessi:

$$\delta_1 = \delta_2 = \frac{F}{K_{ser1}}$$

per cui la deformazione totale nelle condizioni di esercizio sarà pari alla somma dei due contributi, da cui deduciamo che la rigidità totale del giunto sarà pari a:

$$K_{ser,tot} = K_{ser1}/2$$

La rigidità allo stato limite ultimo sarà invece $2/3$ di quella in condizioni di esercizio. In definitiva, gli scorrimenti saranno pari a:

$$\delta_e = Fd / K_{ser,tot}$$

$$\delta_u = Fd / K_u$$

Dove Fd è la forza parallela alla fibratura applicata al giunto e ricavata dalla combinazione di carico caratteristica.

Si riporta di seguito il calcolo degli scorrimenti del giunto:

Scorrimento del giunto		
Kser	15881.83302	
Kser,i	127054.6642	
Kser,tot	63527.33208	
Ku	42351.55472	
Fes,d [N]	84.3	
δ_e	0.001326988	mm
δ_u	0.001990482	mm

Tabella 110: Calcolo degli scorrimenti nel giunto

5 Conclusioni.

La struttura così progettata risulta resistente rispetto agli stati limite ultimo e di esercizio, all'instabilità e agli effetti aeroelastici del vento.

La conformazione della struttura, considerando anche la posizione dei vari giunti, consente di alloggiare abbastanza facilmente dei pannelli di dimensione standard, a differenza di un classico palo in acciaio a sezione circolare per il quale sarebbero necessari dei pannelli speciali (ad esempio, pannelli di dimensioni non standard oppure flessibili per adattarsi alle forme del palo).



Figura 117: Esempio di pannello flessibile della Solbian

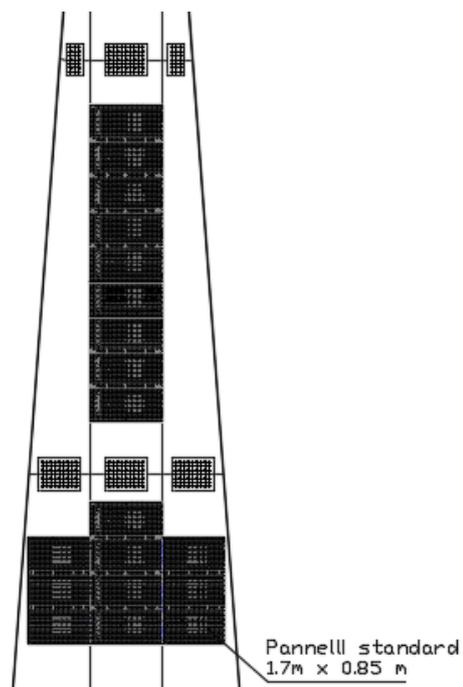


Figura 118: Possibile disposizione dei pannelli sul palo e sulle ali in funzione della posizione dei giunti

La struttura così definita è perfettamente in linea col concetto di eco sostenibilità in quanto è realizzata con un materiale naturale e riciclabile (il legno) e che prevede l'utilizzo di una fonte energetica rinnovabile quale il solare tramite i pannelli fotovoltaici. Alla luce del trattato di Parigi del 2015 sulle emissioni di anidride carbonica, questo è un aspetto molto importante di cui tenere conto nella progettazione di nuove strutture²⁹, e rientra perfettamente negli obiettivi del progetto ECO-SMART site di INWIT e Politecnico. È in sostanza una soluzione che non solo impatta di meno, ma è anche più armoniosa con l'ambiente circostante.

Infine, le analogie con il complesso alberale sono molto forti:

- Il legno lamellare, esattamente come quello naturale o massiccio, può presentare gli stessi fenomeni di instabilità delle fibre illustrati nel capitolo 2, non a caso la Normativa prevede la verifica di stabilità proprio in questi termini.
- Il complesso palo-ali-fondazioni è pensato appositamente per lavorare come il complesso albero-radici-terreno per resistere all'azione del vento.

²⁹ L'ultimo rapporto dell'ONU intitolato "2020 global status report for building and construction" ha denunciato come le attuali emissioni di CO2 siano dovute per il 38% al settore delle costruzioni, e che queste debbano essere dimezzate entro il 2050 per poter rispettare il trattato di Parigi

6 Bibliografia.

- *Il processo biomimetico sistemico nel progetto tecnologico di architettura*, tesi della dottoressa Rossella Siani.
- *Biomimetica, la lezione della natura*, Carlo Santulli e Luigi Milani.
- www.asknature.org
- *Trees: the mechanical design*, Claus Mattheck.
- *Design in nature: learning from trees*, Claus Mattheck.
- *La meccanica applicata all'albero*, Claus Mattheck.
- *Scienza delle costruzioni 1*, Alberto Carpinteri.
- *Scienza delle costruzioni 2*, Alberto Carpinteri.
- *Fondazioni*, Renato Lancellotta e José Calavera.
- *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, commissione di studio per la predisposizioni e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni.
- *Eurocodice 1, parte 1: Azioni sulle costruzioni*
- *Eurocodice 5, parte 1: Progettazione delle strutture in legno*.
- *Eurocodice 3, parte 8: Progettazione delle strutture in acciaio, giunti*.
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*.
- *UNI 11035 "Legno strutturale – Classificazione – Requisiti generali, regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e valori caratteristici per tipi di legnami italiani"*
- *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il controllo delle strutture in legno"*, CNR.

7 Ringraziamenti.

Quando si arriva alla fine di un percorso le sensazioni che si provano possono essere molteplici: felicità, tristezza, sollievo, ansia. Per quanto mi riguarda sicuramente le ultime due emozioni mi appartengono molto. Il mio percorso di studi è stato alquanto travagliato per una serie di motivi, ed essere giunta alla fine sicuramente mi fa togliere un peso non indifferente. Allo stesso tempo però mi rendo conto che è proprio ora che inizia il bello, ed è proprio ora che si fa i conti finali con le scelte fatte precedentemente. Ciò non può che causarmi ansia, soprattutto se penso al fatto che potrei non essere all'altezza di ciò che mi si parerà davanti.

Pensieri che ora si fanno più forti, ma che sicuramente si sono fatti sentire anche negli anni passati. Ho però sempre avuto una grandissima fortuna: persone che si sono sempre interessate sinceramente a me, e forse non me le sono nemmeno meritate. Primi fra tutti i miei genitori, che mi hanno sempre incoraggiata e fatto capire che davanti ai problemi non si scappa, ma si va avanti a testa bassa.

Mio fratello, che rappresenta sempre quella piccola ancora che non vedi ma che sai che è sempre lì.

La amica nonché collega e compagna di sventure Valentina, prima persona in assoluto incontrata qua al Politecnico di Torino e grande esempio di costanza, impegno, precisione e duro lavoro, tutte caratteristiche che sono state di grande ispirazione.

Le mie folli coinquiline Alexia, Eleonora, Peola e Chiara, con le quali abbiamo condiviso momenti assurdi sotto ogni punto di vista (proprietari di casa matti, problemi di cuore, un ordigno bellico della seconda guerra mondiale, una pandemia, e potrei continuare all'infinito) e che hanno reso questi anni molto meno pesanti; e non dimentico Annalisa, Alice, Luisa e Francesca, delle quali non ho potuto godere appieno la presenza a causa di questa pandemia, ma che hanno saputo farsi voler bene in quelle poche settimane di convivenza e hanno reso la mia permanenza in quel di Torino ancora più dolce.

Ultimo ma non ultimo, ringrazio il professor Chiaia per avermi permesso di vivere un'esperienza di tesi sana, stimolante e in autonomia, dove ho potuto imparare concetti e tecniche che non avevo ancora affrontato durante il percorso di studio canonico.

Ciao Politecnico, da un lato spero che sia un addio, e dall'altro spero possiamo offrirvi ancora qualcosa a vicenda. Vedremo cosa ci riserverà il futuro.

