



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

PROGETTO
PRELIMINARE

PROGETTO
DEFINITIVO

PROGETTO
ESECUTIVO

OGGETTO: Progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione lavori, contabilità dei lavori ed accatastamento, finalizzati al completamento ed all'ampliamento del polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII Reparto Mobile della Polizia di Stato, in Reggio Calabria, Località Santa Caterina.

UBICAZIONE: Località Santa Caterina - Reggio Calabria

COMMITTENTE: Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

CODICE CIG: 7121966045

CODICE CUP: G36D17000050001

PROGETTO STRUTTURALE

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	26/11/2018	Prima Emissione	Ing. Mariano Salvatore
01	06/12/2018	Revisionato il giudizio motivato di accettabilità dei risultati	VERIFICATO DA: Ing. Carlo Carletti
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO :
05/17- PS.RT26/01	Pensilina Distributore carburanti:
	<ul style="list-style-type: none"> Relazione tecnica generale – Relazione di calcolo

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Salvatore CONCETTINO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE Arch. Valentino TROPEANO
--	---

PROGETTISTA RESPONSABILE COORDINATORE Arch. Valentino TROPEANO		
RESPONSABILI		GRUPPO DI LAVORO
RESPONSABILE PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA Arch. Gianfranco PICARIELLO		Ing. Antonio GRAZIANO
RESPONSABILE PROGETTAZIONE STRUTTURALE Ing. Carlo CARLETTI		Ing. Lella Liana IMBRIANI
RESPONSABILE INDAGINI GEOGNOSTICHE Geol. Carmine MAZZAROTTI		Ing. Mariano SALVATORE
RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI Ing. Bruno MATTIA		Ing. Domenico DE MATTIA
RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI Ing. Mauro GUERRIERO		Ing. Rosa LO PRIORE
RESPONSABILE PROGETTAZIONE SICUREZZA Arch. Patrizia GAMMA		Arch. Ivan GUERRIERO
		Arch. Stanislao SACCARDO
		Geom. Gennarino IANDIORIO
		Geom. Franco IMBIMBO
		Per.Ind. Antonio FESTA
		CONSULENTI SCIENTIFICI
		Prof. Ing. Luigi PETTI
		Prof. Geol. Francesco Maria GUADAGNO

INDICE

1.	NORME DI CALCOLO ED ESECUZIONE.....	2
2.	PREMESSA	3
3.	METODO E CODICI DI CALCOLO.....	4
4.	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	8
5.	ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	10
6.	DURABILITA'	11
7.	AZIONI E CARICHI.....	12
7.1	PERMANENTI (G)	12
7.2	VARIABILI (Q)	12
7.3	AZIONI ECCEZIONALI (E).....	15
7.4	AZIONE SISMICA.....	15
8.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	18
9.	SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.	20
10.	VERIFICHE	32
10.1	LAMIERA DI COPERTURA.....	32
11.	CONCLUSIONI	34

1. Norme di calcolo ed esecuzione

L. 05-11-71, n. 1086: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

D.M. del 09-01-96: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circolare Ministeriale del 15-10-96 N°252: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09-01-96

D.M. del 16-01-96: Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare Ministeriale del 04-07-96 n. 156AA.GG./STC: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al Decreto Ministeriale 16-01-96.

D.M. LL. PP. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18: Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12),

Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005, corretta il 6 aprile 2006

Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-1 Giugno 1994, Eurocodice 3 UNI ENV 1993-1-3 Gennaio 2000, Eurocodice 3 prEN 1993-1-8:2003 Dicembre 2003

2. Premessa

La presente relazione si riferisce alle modalità di analisi, modellazione e calcolo strutturale di un manufatto in acciaio costituito da una pensilina in acciaio, da realizzare nell'ambito del progetto per il completamento ed ampliamento polifunzionale "Manganelli" per la nuova sede del XII reparto Mobile della Polizia di Stato in Reggio Calabria - Località S. Caterina.

La pensilina da realizzare, in pianta, ha una forma quadrata con dimensioni pari a 8,00 m x 8,00m, l'altezza utile fuori terra minima è di 4,50 m.

La struttura nel dettaglio, è costituita da un impalcato di copertura formato da n.2 IPE300 disposte a croce, alle cui estremità sono collegate n.2 travi longitudinali IPE240 di lunghezza 8,00 m.

Su quest'ultime poggiano arcarecci C 180x50x25x3 ad interasse massimo di 1,10 m.

La carpenteria di copertura poggia su una colonna TUBO 508x8 mm.

Le fondazioni sono costituite da un plinto in c.a. di dimensioni 3,00 m x 3,00 m e altezza 1,00 m.

Gli elementi portanti orizzontali e verticali sono realizzati con profilati in acciaio le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella relazione dei materiali allegata.

La copertura del manufatto è realizzata in lamiera grecata tipo TSI spessore 6/10.

3. METODO E CODICI DI CALCOLO

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'**analisi dinamica** e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli **Stati Limiti**.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	CONCRETE SISMICAD
Versione:	SISMICAD 12.13
Produttore:	Concrete s.r.l. Via della Pieve, 19-35121 Padova Tel. 049 8754720 Fax 049 8755234

Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software *ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico*. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

La società produttrice, Concrete Sismicad, ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche

Validazione dei Codici di Calcolo

La struttura in progetto NON è relativa ad un'opera di particolare importanza, ritenute tali dal committente, per questo NON sono stati eseguiti controlli incrociati sui risultati di calcolo attraverso l'esecuzione nuovamente dei calcoli da soggetto, prescelto dal Committente, diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente.

Modalità di presentazione dei risultati.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

Informazioni generali sull'elaborazione.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è **corretta ed idonea al caso specifico**, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi **validi ed accettabili**.

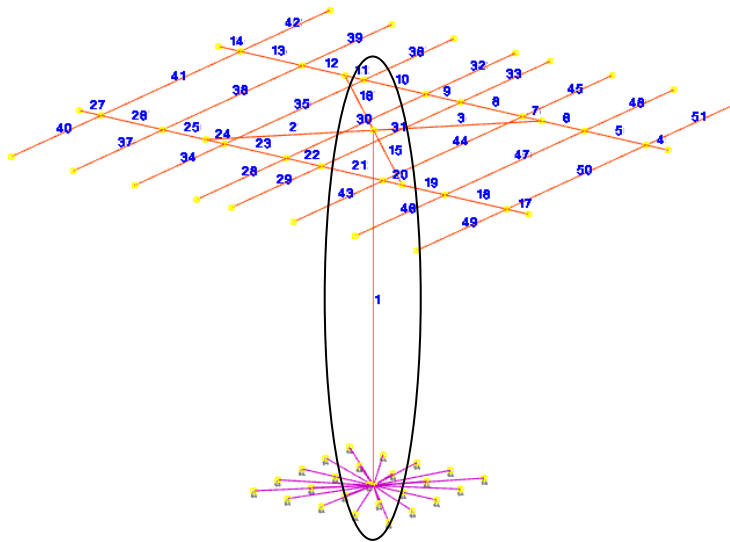
CONTROLLO DEI RISULTATI DELL'ELABORAZIONE

E' stata condotta una verifica per controllare la correttezza dei risultati di Sismicad 12.13

A questo scopo, si è deciso di studiare una struttura semplice risolvendola sia con Sismicad 12.13 sia con metodi di calcolo manuali.

Descrizione della struttura

La pensilina ha una forma quadrata di dimensioni in pianta pari a 8,00 m x 8,00 m, l'altezza utile fuori terra è di 4,50 m.
 La struttura è costituita da n. 1 montante a sezione tubolare di diametro 508 mm x 8 mm di spessore, ancorato su un plinto di dimensione in pianta 3,00 m x 3,00 m, h= 1,00 m.



Proprietà	
Colonna in acciaio	
Tronco	Fondazione - Piano 1
Sezione	EN10219 508x8
Tipo	<input type="checkbox"/> Semplice
Profilo	<input checked="" type="checkbox"/> EN10219 508x8
▷ Statici	EN10219 508x8
Punto di inserimento	<input checked="" type="checkbox"/> Centro-centro
▷ Punto	350; 300
Angolo	0
Materiale	S235
Carico lineare	Nessuno; Globale
Carico lineare	<input type="checkbox"/> Nessuno
Sistema carico	Globale
▷ Variazione termica	Nessuno; Asse locale 2
Sovreresistenza	0
Sisma Z	No
▷ Cerniera iniziale	No
▷ Cerniera finale	No
Forma	Asse + Solido
▷ Punto FEM iniziale	350; 300; -50
▷ Punto FEM finale	350; 300; 495
Tirante	No
Assi verifica	Principali
Mensola X	No
Mensola Y	No
Incollamenti	Default (Solidi reali)

Pilastro n.1

Dimensioni degli elementi strutturali
 Proprietà delle aste

ANALISI DEI CARICHI

Viene inserito un carico superficiale avente le seguenti componenti:

Peso struttura impalcato = 20 daN/mq

Carico arcarecci = $(7,2 \text{ daN/mq} \times 8 \times 8 \text{ m}) / 64 \text{ mq} = 7,2 \text{ daN/mq}$

Carico distribuito neve = 48 daN/mq

Carico distribuito verticale vento = 112 daN/mq

Area di influenza carico = $8,00 \times 8,00 = 64 \text{ mq}$

Carico agente sulla colonna in combinazione SLU 14 = 1,3 PP + 1,5 Qneve

$Q = (1,3 \times (20 + 7,2)) + 1,5 \times 48) \times 64 = 6871,04 \text{ daN}$

a questo va aggiunto il peso delle travi presenti nell'area di carico:

Peso portarcarecci (IPE 240) $\approx 30,7 \text{ daN/ml}$

Peso croce (IPE 300) = 42,3 daN/ml

Peso totale IPE 240 nell'area di influenza del carico = $2 \times 30,7 \times 8,00 = 491,2 \text{ daN}$

Peso totale IPE 300 nell'area di influenza del carico = $2 \times 42,3 \times 4,95 = 418,77 \text{ daN}$

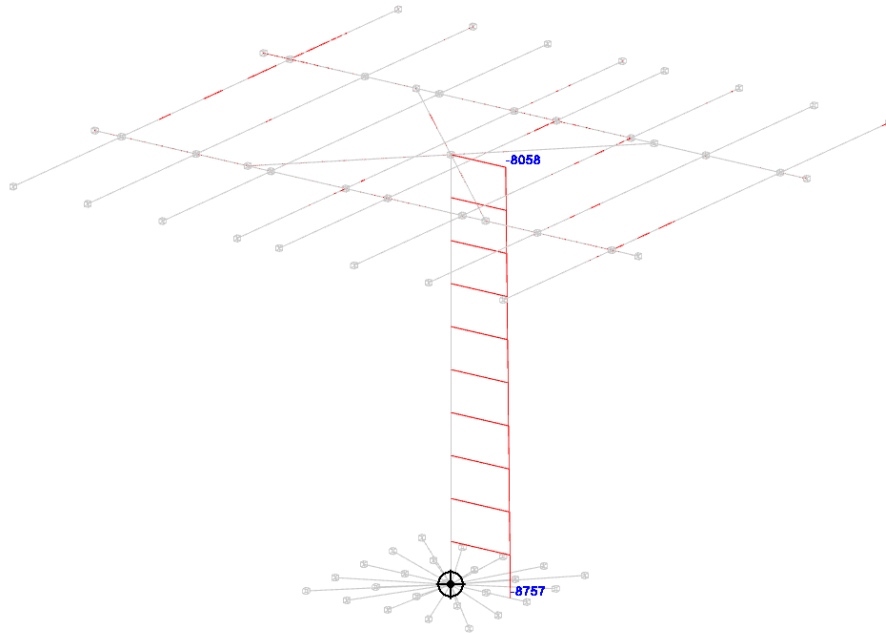
Pertanto il carico totale agente in testa alla colonna in SLU 14 è pari a:

$$Q = 6871,04 + 1,3 \times (491,2 + 418,77) = \mathbf{8054,00 \text{ daN}}$$

$$\text{Peso colonna (Tubolare } \phi 508 \times 8 \text{ mm)} = 1,3 \times 98,6 \text{ daN/ml} \times 5,45 \text{ ml} = 698,58 \text{ daN}$$

$$\text{Sforzo normale agente alla base della colonna} = 8054,00 + 698,58 = \mathbf{8752,58 \text{ daN}}$$

Il risultato fornito dal Sismicad è riportato in figura:



Sforzo normale fornito da Sismicad nelle colonne

Il valore di sforzo normale N fornito dal Sismicad per la colonna n. 1 riportato in figura è pari:

$$N_{iniz.} = 8058 \text{ daN};$$

$$N_{fin.} = 8757 \text{ daN};$$

Sforzo normale calcolato manualmente

$$N_{iniz.} = 8054 \text{ daN};$$

$$N_{fin.} = 8752,58 \text{ daN};$$

4. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C25/30	300	314472	0.0025	0.1	142941.64	0.00001

Acciaio per armatura

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: Resistenza caratteristica. [daN/cm²]

Sigma amm.: Tensione ammissibile. [daN/cm²]

Tipo: Tipo di barra.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: Indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Desc.	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	792307.69	0.000012	Nuovo

Acciaio per carpenteria

Proprietà acciaio base

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [daN/cm³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
-------------	---	-------	---------	---	------

Descrizione	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
S275	2100000	0.00785	0.3	807692.31	0.000012

Proprietà acciaio EC3

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: Descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): Resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fy(s>40 mm): Resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fu(s<=40 mm): Resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fu(s>40 mm): Resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)
S275	S275	2750	2550	4300	4100

5. ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

La struttura oggetto della presente relazione è localizzata in:

Località: Reggio Calabria – Località Santa Caterina
Comune: **Reggio Calabria**
Provincia: **Reggio Calabria**
Regione: **Calabria**
Longitudine: **15,6574°**
Latitudine: **38,1291°**
Zona sismica: **1**
Categoria suolo: **da RSL**

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente; a tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze delle azioni indotte dal sisma. I parametri che, in questo senso, classificano la struttura sono:

Classe d'uso: **IV**
Vita Nominale Vn: **50 anni**
Coefficiente d'uso Cu: **2,0**
Periodo Vr: **100 anni**

6. DURABILITA'

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera; si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Per garantire la durabilità della struttura sono stati presi in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali sia, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel seguito e negli allegati di calcolo.

Per strutture in c.a.: il copriferro minimo da adottare in funzione delle esigenze di protezione dell'armatura e per garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza è stato determinato in base alle prescrizioni delle NTC (§ C4.1.6.1.3 della Circolare) e dell'Eurocodice 2 prospetti 4.2, 4.3N e 4.4N.

Per le strutture in acciaio da carpenteria: tutte le aste devono essere zincate a caldo

7. Azioni e Carichi

7.1 Permanenti (G)

Pensilina

Si considera un interasse tra gli arcarecci pari a 1 m, per cui si esegue l'analisi dei carichi per un metro quadrato di copertura considerando il peso di tutte le strutture che compongono l'impalcato:

Arcarecci C 180x50x25x3	i = 1 m	7,43 daN /m ²
Lamiera grecata di copertura (Sp. 0.6mm) (si veda scheda tecnica lamiera a pag.31)	1,00 m	* 6,42 daN /m ²
Controsoffitto e impianti	1,00 m	* 15,00 daN /m ²

$$G_1 \approx 30,00 \text{ daN/m}^2;$$

7.2 Variabili (Q)

➤ Carico da neve

La zona in cui saranno edificate le strutture, risulta da normativa di ZONA III; essendo ad un quota minore di 200 m s.l.m. il carico da neve di riferimento è pari a:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ KN/ m}^2$$

Il coefficiente di esposizione per classe topografica normale risulta pari a 1, il coefficiente termico viene posto, in mancanza di adeguati studi, pari a 1.

Il coefficiente di forma, per copertura ad una falda risulta $\mu_1 = 0.8$ (N.T.C.2018, punto 3.4.5.1) in definitiva il carico risulta:

$$q = \text{SOVRACC} = 0.8 * 60,00 = 48,00 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow \text{distribuito sull'intera copertura.}$$

➤ Azioni da Vento

L'azione esercitata dal vento sulla struttura si compone di una pressione verticale ed una tangenziale, le forze esercitate sulle costruzioni variano nel tempo provocando in generale effetti dinamici.

In assenza di studi approfonditi analitici e probabilistici si ipotizzano tali azioni agenti staticamente.

Pressione del Vento

La pressione del vento agente, la cui direzione di applicazione dipende dall'orientamento delle superfici, è data dall'espressione:

$$p_v = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- q_{ref} è la pressione cinetica di riferimento
- C_e è il coefficiente di esposizione
- C_p è il coefficiente di forma
- C_d è il coefficiente dinamico.

q_{ref} Pressione cinetica di riferimento

Le pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho v_{ref}^2 [\text{N/m}^2]$$

nella quale v_{ref} è la velocità di riferimento del vento in m/s, e, ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1,25 kg/m³.

Le velocità di riferimento è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di II categoria e mediata su 10 minuti.

Nel nostro caso in mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$v_{ref} = v_{ref,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

in relazione alla struttura in esame, che verrà edificata in ZONA 3 ad un'altitudine sul livello del mare minore di 500 m, la velocità di riferimento è pari a:

$$v_{ref} = 28 \text{ m/s}$$

Dunque ricaviamo una pressione cinetica pari:

$$q_{ref} = 491,0 \text{ N/m}^2 = 49,10 \text{ daN/m}^2$$

C_e Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza della costruzione z sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione.

La classe di rugosità del terreno è di tipo C-Tab.3.3.III-N.T.C. 2018 (aree urbane, suburbane, industriali e boschive).

La categoria di esposizione del sito è di tipo III per classi di rugosità di tipo B e per distanza dalla costa maggiore di 10 Km.

Essendo l'altezza della struttura pari a circa 4,50 m minore della quota z_{min} per edifici di III categoria, il coefficiente di esposizione è dato dalla figura 3.3.II:

$$C_e = 1,8$$

C_p Coefficiente di forma

Il coefficiente di forma è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il suo valore dovrebbe derivare da studi approfonditi derivanti da prove nella galleria del vento, non potendo essere ciò possibile poniamo, il coefficiente di forma del fascione della pensilina di rivestimento sarà pari a :

$$C_p = 1,20;$$

C_d Coefficiente dinamico

Tale coefficiente tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

In mancanza di studi approfonditi poniamo

$$C_d = 1,00;$$

In base a quanto sopra la pressione esercitata dal vento sulla struttura risulta:

$$p_v = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 106,06 \text{ daN/m}^2$$

Gli effetti del vento si traducono in pressioni e depressioni che sollecitano gli elementi verticali (fascione perimetrale).

Pertanto la pressione che agisce sulla pensilina risulta:

- *in orizzontale, pari a 106,06 daN/m², distribuita per tutta la lunghezza del fascione, alternativamente nei due sensi e lungo le due direzioni principali;*

Forze perpendicolari da vento:

In base a quanto sopra detto la forza esercitata dal vento sulle strutture risulta:

$$p_v = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 106,06 \text{ daN/m}^2$$

Pensilina (8,00 m x 8,00 m)

Direzione x

$$F_{x,pv} = 106,06 * (0,90 * 8,00) = 763,63 \text{ daN}$$

Direzione y

$$F_{y,pv} = 106,06 * (0,90 * 8,00) = 763,63 \text{ daN}$$

Azione tangente del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_f$$

dove q_{ref}, c_e sono definiti al punto precedente

c_f è il coefficiente di attrito, che in assenza di precise valutazioni per superficie scabra, come quella di una lamiera recata, ondulata e piegata, è posto pari a:

$$c_f = 0.04$$

In definitiva risulta dunque:

$$p_f = q_{ref} * c_e * c_d = 49,1 * 1,8 * 0.04 = 3,54 \text{ daN/mq}$$

In base a quanto sopra la forza tangenziale esercitata dal vento risulta:

Direzione x e y

$$F_{x_{pf}} = F_{y_{pf}} = p_f \cdot [8,00 \times 8,00] = 226,56 \text{ daN};$$

In totale l'azione esercitata dal vento somma delle forze da pressione e delle forze tangenziali risulta:

$$F_{x_p} = F_{x_{pv}} + F_{x_{pf}} = 990,19 \text{ daN};$$

$$F_{y_p} = F_{y_{pv}} + F_{y_{pf}} = 990,19 \text{ daN};$$

i carichi così determinati saranno ripartiti in maniera lineare sugli arcarecci della pensilina.

7.3 Azioni eccezionali (E)

Nel presente studio non sono state effettuate verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali quali esplosioni, urti, ecc.

7.4 Azione sismica

L'analisi della struttura soggetta all'azione sismica è stata di tipo lineare.

I parametri assunti sono risultati:

Risposta locale del sisma:

Categoria Sottosuolo: **da RSL**

Categoria Topografica: **T1**

Fattore di struttura

Classe di Duttività: non dissipativa

Sisma: Parametri a_g , F_0 , T_c^*

In ottemperanza a quanto previsto dalla normativa vigente, sia nazionale NTC 2018 che specificamente regionale (Regione Calabria) in riferimento alla tipologia d'uso dell'opera (a carattere strategico), il geologo, ha sviluppato un'analisi della risposta sismica locale al fine di definire le azioni sismiche di progetto.

I parametri a_g/g , F_0 e T_c^* , desunti dall'analisi, sono stati inseriti tra i dati di input del software:

Stato limite	Pvr(%)	T _r (anni)	Ag/g	F _o	T _c *(s)
SLO	Default (81)	120	0,13	2,9	0,214
SLD	Default (63)	201	0,2	2,5	0,214
SLV	Default (10)	1898	0,6	2,7	0,248
SLC	Default (5)	2475	Default (0,6479)	Default (2,713)	Default (0,263)

Amplificazione stratigrafica

Stato limite	P _{vr} (%)	S	S _T	S _s	C _c	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)
SLO	81	1,20	1,00	1,20	1,495	0,100	0,320	2,320
SLD	63	1,20	1,00	1,20	1,495	0,120	0,320	3,200
SLV	10	1,00	1,00	1,00	1,452	0,140	0,360	3,200
SLC	5	1,00	1,00	1,00	2,167	0,378	0,570	4,192

Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4.	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.	SI

REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione.	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	SI
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva	Struttura

<p>e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti</p>	<p>non dissipativa</p>
<p>Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento</p>	<p>SI</p>

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

ψ_g = coeff. parziale = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_p = coeff. parziale = 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_q = coeff. parziale = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **Combinazione sismica (SLV):**

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- **Stato Limite di Danno (SLD):**

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\Psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- Stato Limite di Esercizio (SLE):

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\Psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_f = G_k + P_k + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\Psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

dove:

Ψ_{1i} = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

Ψ_{2i} = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

9. SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI.

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-

piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

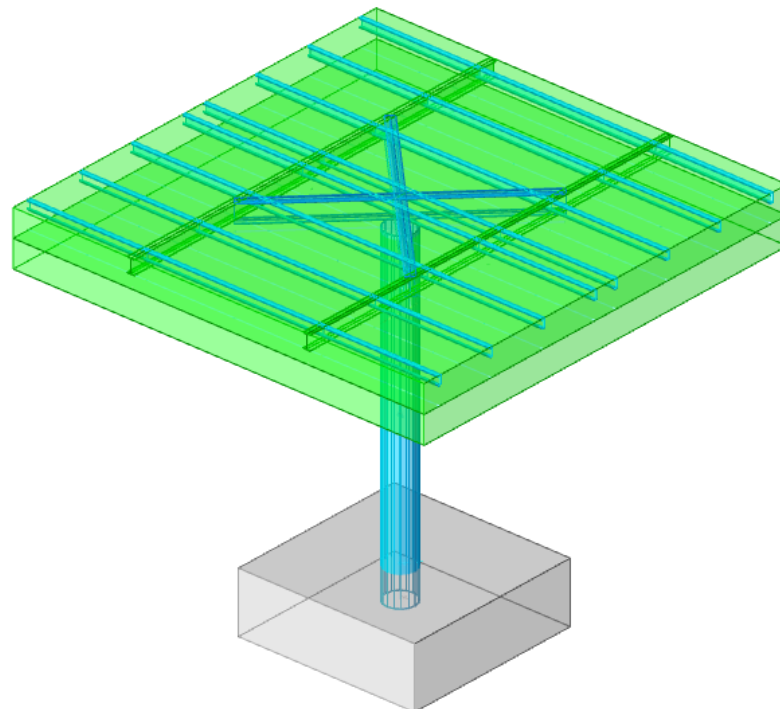
Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva

tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

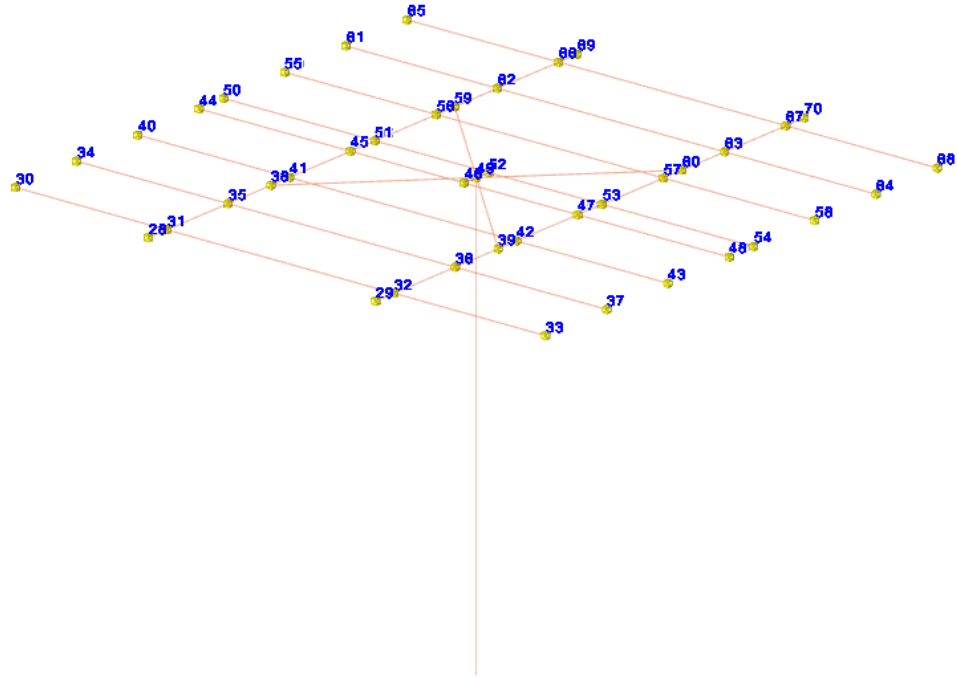
VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO

Le verifiche delle membrature in acciaio (solo per utenti Sismicad acciaio) possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

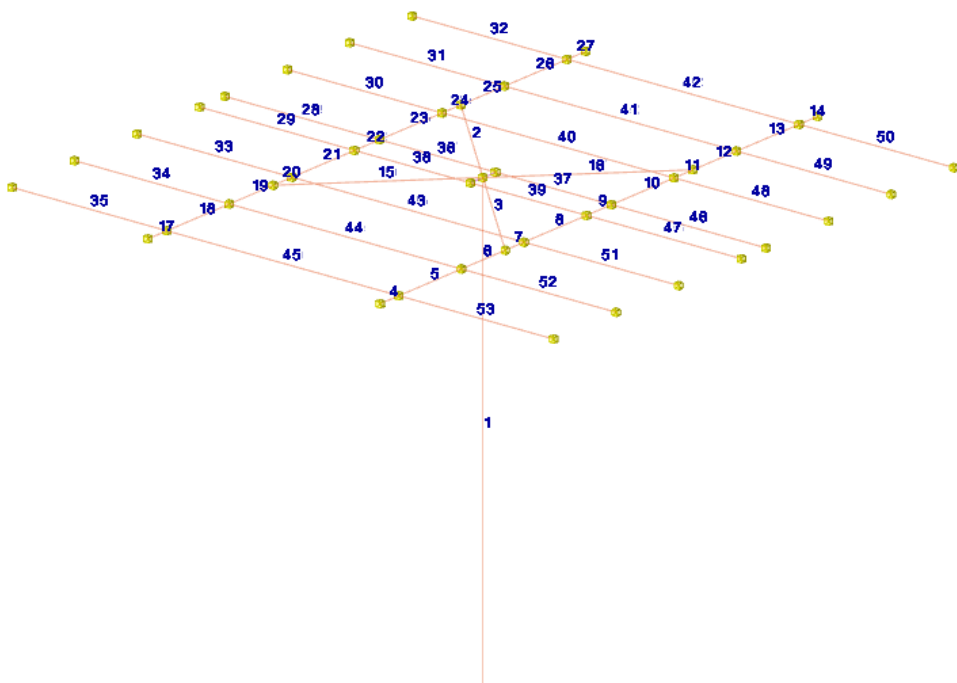
Le figure di seguito riportate illustrano il modello tridimensionale adottato, la numerazione dei nodi e delle aste, i carichi applicati.



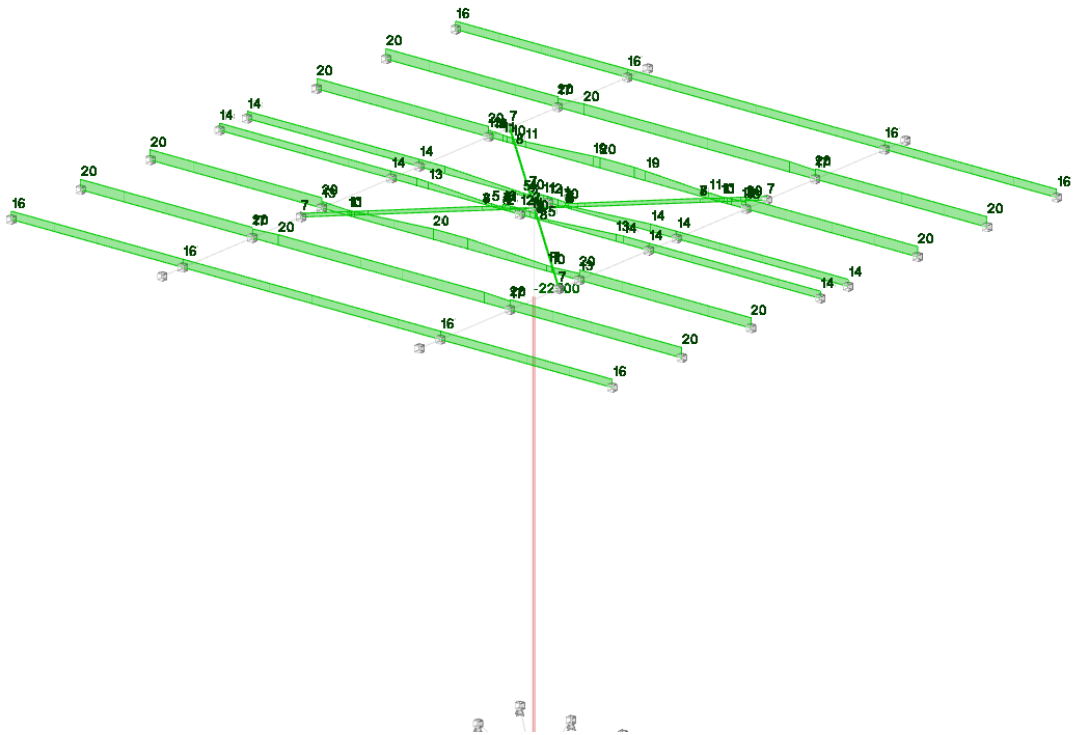
Modello tridimensionale di calcolo



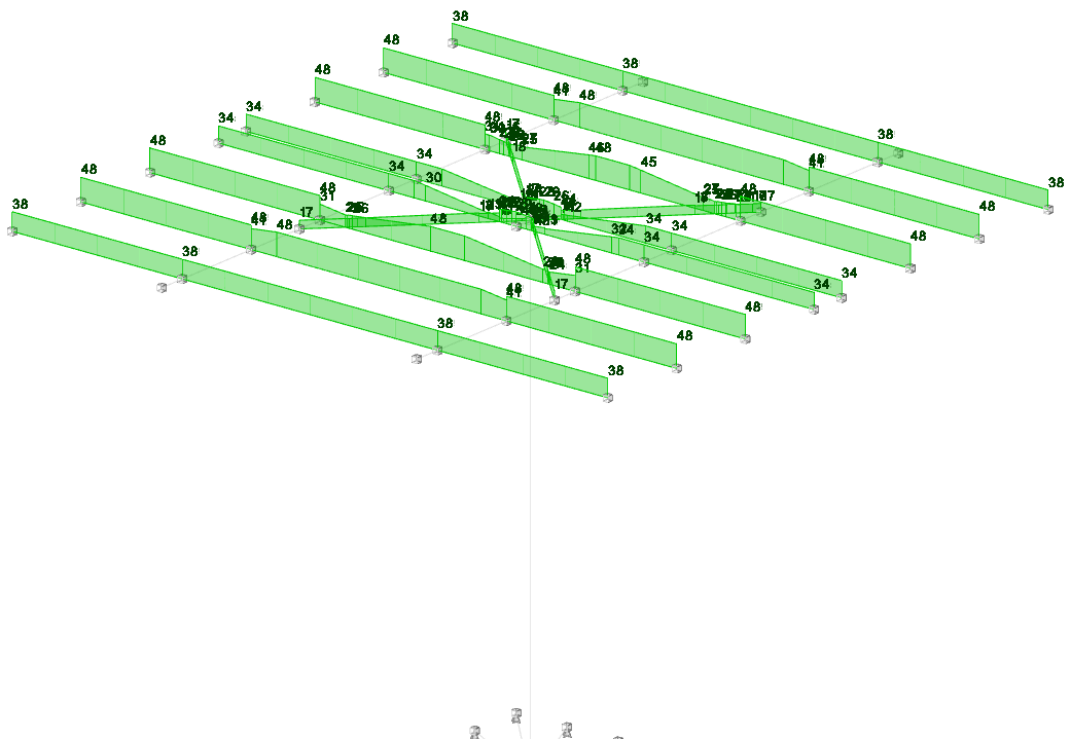
Numerazione dei nodi



Numerazione delle aste



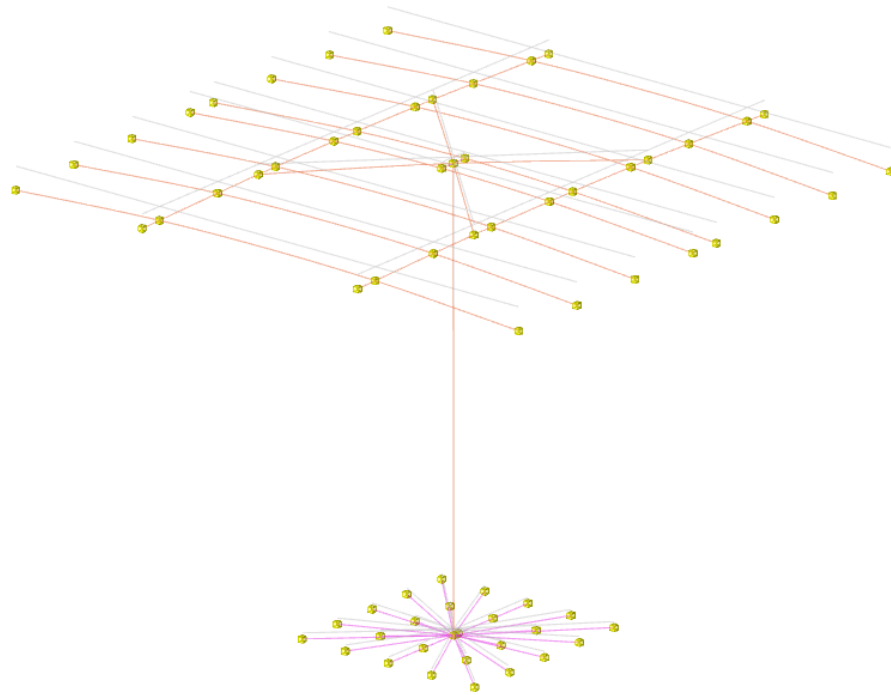
Carichi permanenti applicati (daN/m)



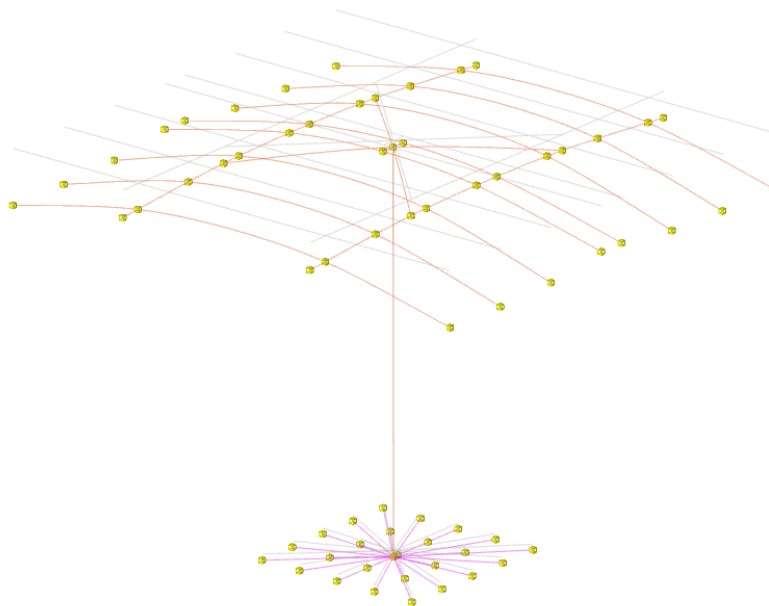
Carichi da neve applicati (daN/m)

ANDAMENTO DELLA DEFORMATA NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI CARICO

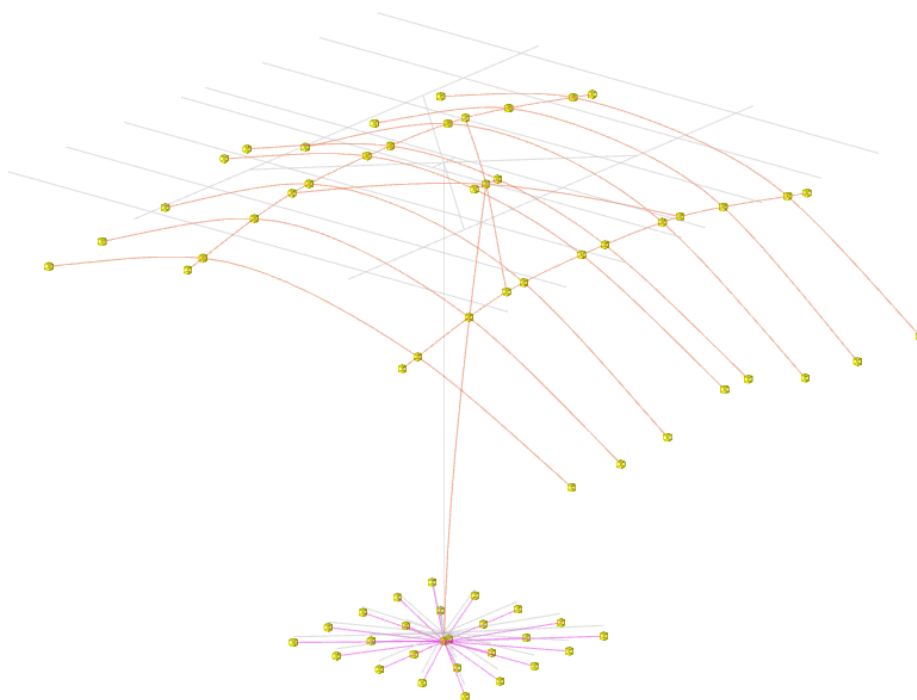
Le seguenti figure riportano l'andamento delle deformate nelle diverse condizioni di carico; tali figure non forniscono i valori degli spostamenti ma si limitano ad individuarne il loro andamento e comportamento generale. I suddetti valori sono ricavabili dagli output di calcolo allegati alla presente relazione quale sua parte integrante.



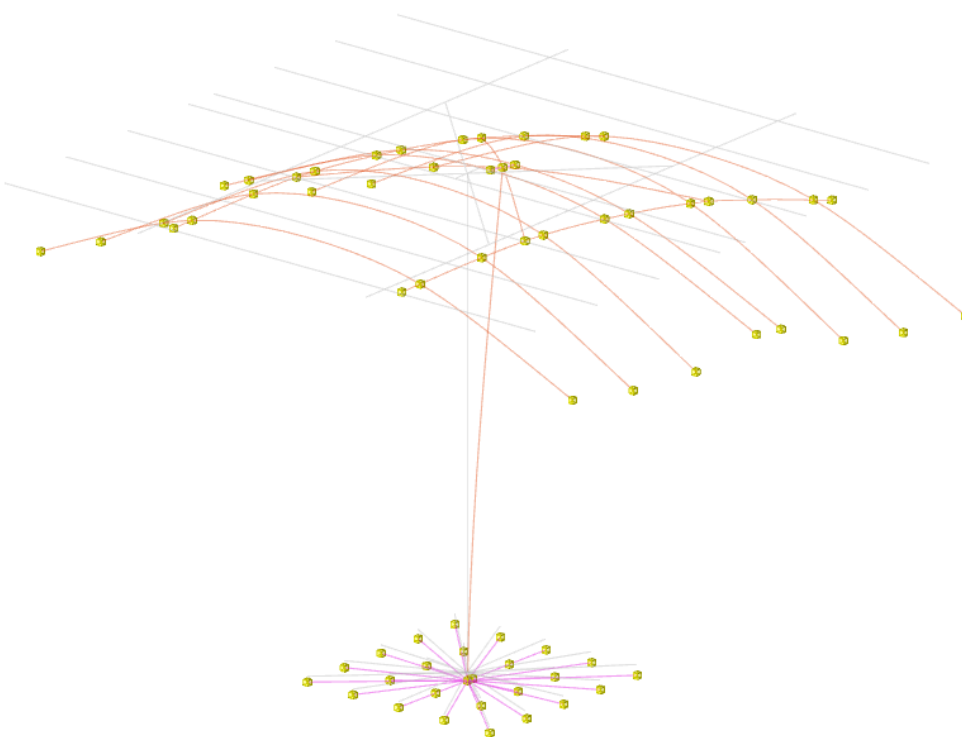
Carichi permanenti applicati



Carichi in SLU 6 (P+1,5 Qneve)



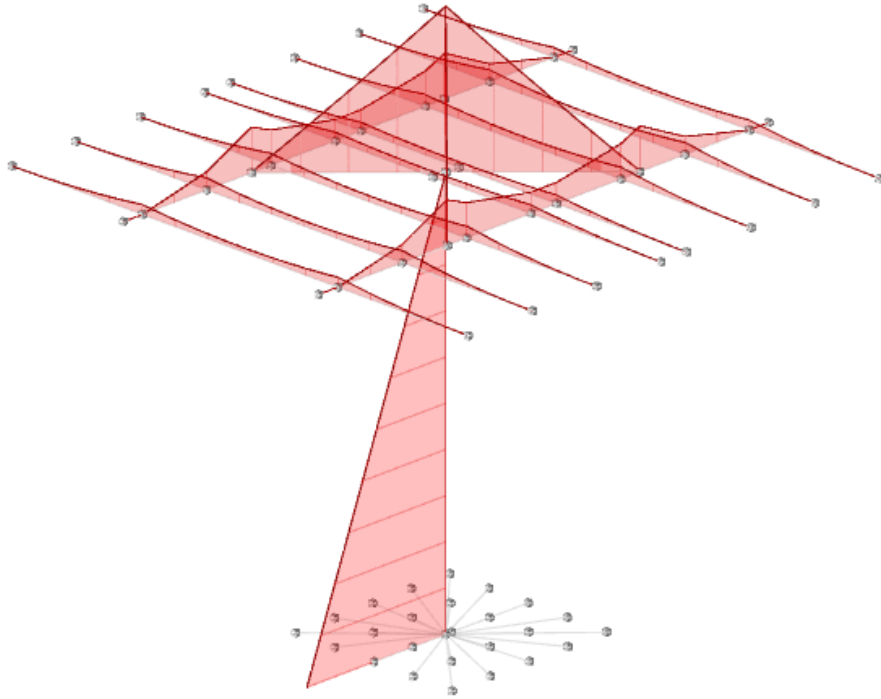
Carichi in SLU 3 (P+1,5 Vento X)



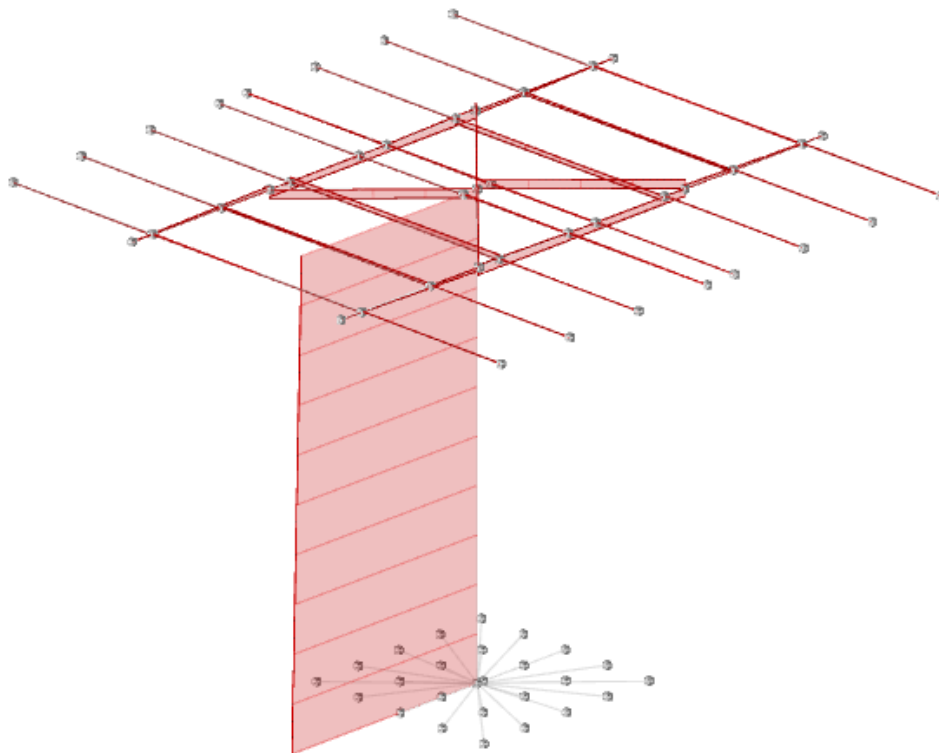
Carichi in SLU 2 (P+1,5 Vento Y)

ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLU NELLA FASE STATICA

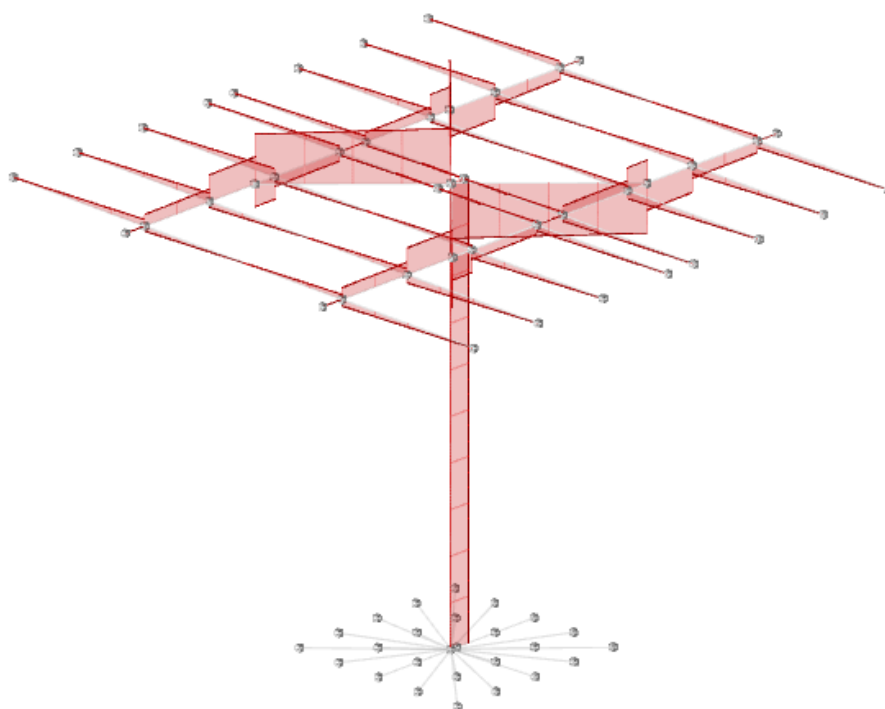
Le seguenti figure riportano l'inviluppo delle sollecitazioni allo SLU nella fase statica; tali figure non forniscono i valori delle sollecitazioni ma si limitano ad individuarne il loro andamento e comportamento generale. I suddetti valori sono ricavabili dagli output di calcolo allegati alla presente relazione quale sua parte integrante.



Inviluppo del momento flettente



Inviluppo dello sforzo assiale

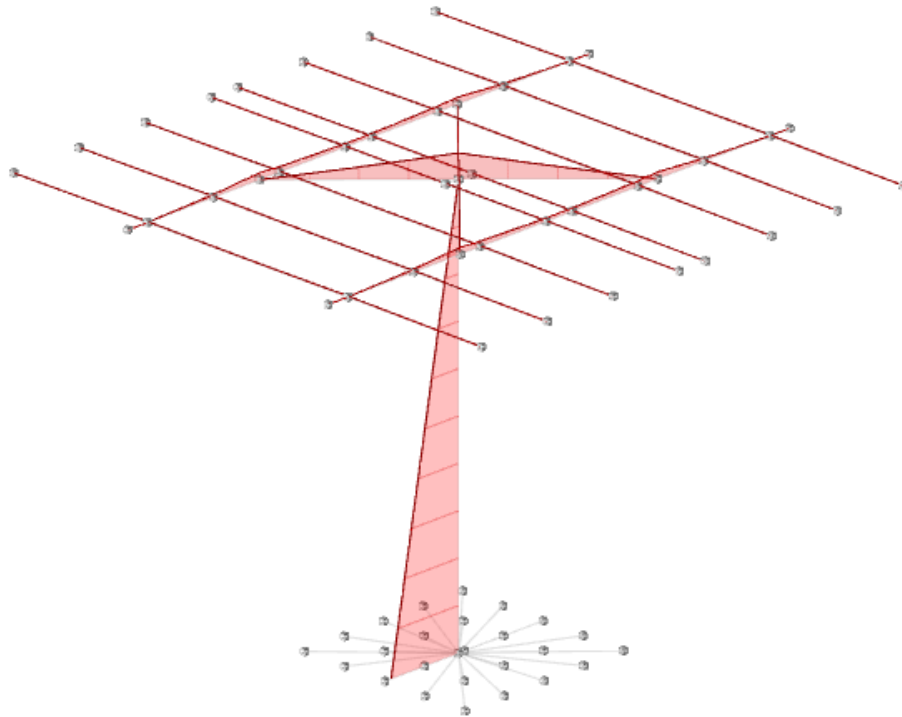


Inviluppo dello sforzo di taglio

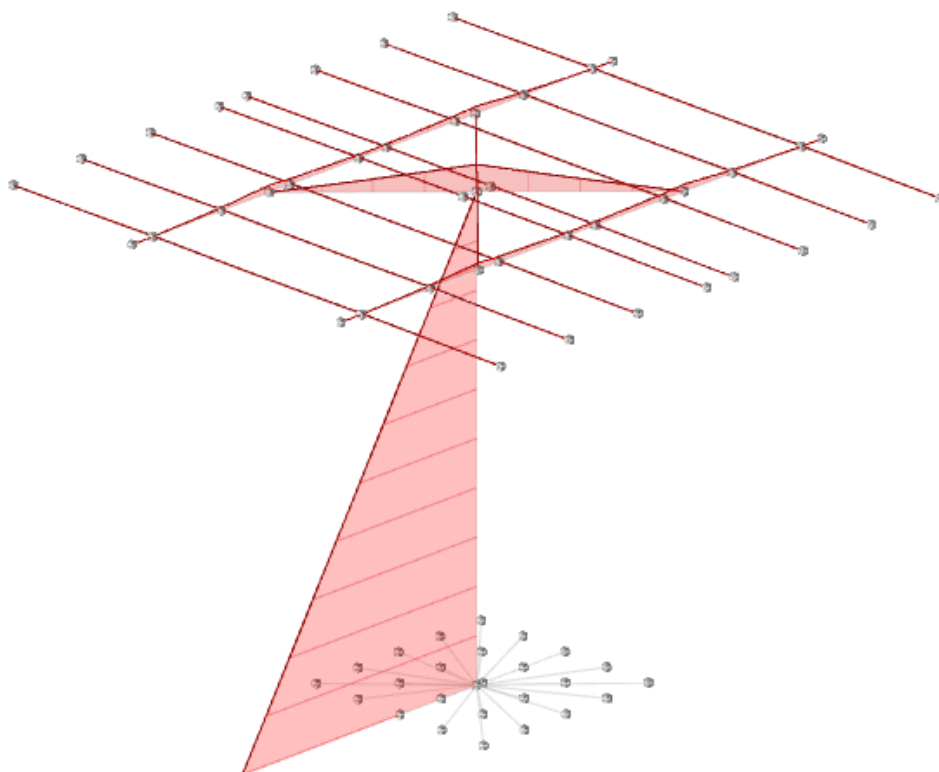
ANDAMENTO DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLV NELLA FASE SISMICA

L'effetto del sisma è stato convenzionalmente considerato agente separatamente in due direzioni tra loro prefissate; per tener conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Le seguenti figure riportano l'inviluppo delle sollecitazioni allo SLV nella fase sismica; tali figure non forniscono i valori delle sollecitazioni ma si limitano ad individuarne il loro andamento e comportamento generale. I suddetti valori sono ricavabili dagli output di calcolo allegati alla presente relazione quale sua parte integrante.



Sisma direzione principale X - Momento flettente



Sisma direzione principale Y - Momento flettente

10. Verifiche

10.1 Lamiera di copertura

Carichi agenti

PESO PROPRIO (G)	6,42 daN/mq
NEVE (Q ₁)	48,00 daN/mq
VENTO (Q ₂)	106,06 daN/mq

Verifiche

Si adotta una lamiera tipo TSI (vedi scheda tecnica allegata) di caratteristiche.

$$F_d = G + Q_1 + \psi_{02} \times Q_2 = 6,42 + 106,06 + 0,5 \times 48 = 136,48 \text{ daN/mq}$$

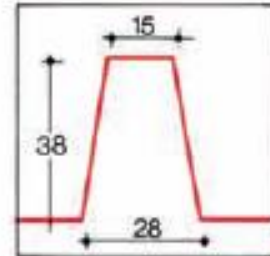
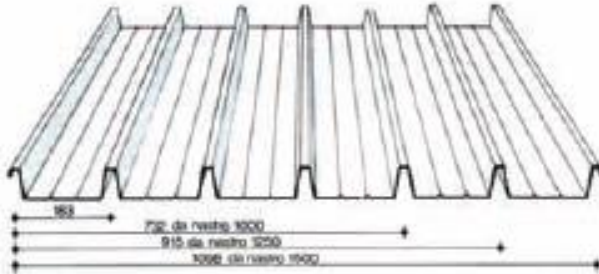
(Combinazione carat. rara SLE)

Dato l'interasse massimo degli arcarecci pari a 1,00 m, si legge dalla scheda tecnica in allegato, considerando una schema su più appoggi con distanza dagli appoggi $l=1,50 \text{ m}$, risulta:

$$U_{\max, \text{utile}} = 285 \text{ daN/mq}, \text{ con limitazione di esercizio: freccia} = 1/200 \text{ l}$$

ELEMENTI GRECATI PER COPERTURE,
PARETI E CONTROSOFFITTI

CA 38/732-915-1098



N.B. Le quote si riferiscono ad un profilo di spessore medio.

CARATTERISTICHE STATICHE DELLA SEZIONE

SECTION PROPERTIES - CARACTERISTIQUES DU PROFIL - EIGENSCHAFTEN DES QUERSCHNITTES

Spessore - Thickness Epaisseur - Dicke	mm.	0,6	0,7	0,8	1,0	1,25
Peso - Weight Poids - Gewicht	Kg/m ²	6,42	7,49	8,57	10,72	13,40
J cm ⁴ /m		13,7	15,97	18,29	22,79	27,9
W cm ³ /m		4,71	5,51	6,32	7,94	9,78

CARICO MAX UTILE UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO IN Kg/m²
CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE EN Kg/m²
MAXIMUM UNIFORM LOAD IN Kg/m²
GLEICHMÄSSIG VERTEILTE BELASTUNG IN Kg/m²

FRECCIA ≤ 1/200 L
FLECHE ≤ 1/200 L
DEFLECTION ≤ 1/200 L
DURCHBIEGUNG ≤ 1/200 L

Spessore - Thickness Epaisseur - Dicke	L	Distanza fra gli appoggi in metri - Span in meters - Entrées des solives - Spannweite in Metern												
		1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4
	0,6	520	330	230	170	125	90	65	100	80	60	50		
	0,7	610	390	270	195	150	105	75	115	90	75	60		
	0,8	700	445	305	225	170	120	85	130	105	85	70		
	1,0	850	560	385	280	210	150	110	165	130	110	90	75	60
	1,25	1080	685	470	340	260	185	130	200	160	130	110	90	75
	0,6	650	415	285	210	160	125	100	80	65				
	0,7	765	490	335	245	185	145	115	95	70	55			
	0,8	875	560	385	280	215	165	135	110	80	65	50		
	1,0	1100	700	485	350	270	210	170	135	100	80	60		
	1,25	1355	800	590	430	330	255	200	170	140	115	100	85	

I valori in colore non prevedono limitazione di freccia

11. Conclusioni

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con il D.M. 17/01/18 e risultano tutte soddisfatte.

Inoltre sono rispettate tutte le norme tecniche vigenti al momento della redazione del progetto ed in particolare tutte quelle richiamate nel paragrafo “Normativa di riferimento”.

In conclusione il sottoscritto progettista strutturale dichiara pienamente accettabili e rispondenti alle normative vigenti i risultati della presente relazione tecnica.

Il tecnico