

RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO - FOTOVOLTAICO



PROGETTO DEFINITIVO

REALIZZAZIONE DI UN HUB DI RICERCA, SVILUPPO, PRODUZIONE, STOCCAGGIO, RICONVERSIONE E DISTRIBUZIONE DELL'IDROGENO, ALIMENTATO DA UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO DA 8,982 MWp E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN SITO NEL COMUNE DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO), LOCALITÀ SAN MATTEO DELLA DECIMA.

Committente:

TOZZIgreen

Tozzi Green S.p.A.
Via Brigata Ebraica, 50
48123 Mezzano (RA)
P.IVA 02132890399
R.E.A. n. RA-174504
Tel. (+39) 0544 525311
pec: tozzi.re@legalmail.it
mail: info@tozzigreen.com
web: www.tozzigreen.com

Progettista:



ArchLivIng s.r.l
Via Monsignor Maverna, 4 - 44122
Ferrara (FE)
Tel: (+39) 0532 733683 - Fax:
(+39) 0532 692608
web: www.archliving.it

Coordinamento di progetto:



ambiente s.p.a.
Via Frassina, 21, 54033
Carrara (MS)

1	24/09/2021	Ing. Pierpaolo Boselli	Ing. Gessica Grossi		Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: P.6.1.13		Titolo elaborato: RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO - FOTOVOLTAICO			

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	3
1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera	3
1.2. Descrizione dell'opera.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. MATERIALI UTILIZZATI.....	5
3.1. Acciaio strutturale	5
4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	5
4.1. Ricostruzione stratigrafica	6
4.2. Risultati indagini sismiche	6
4.2.1. MASW/ESAC	6
4.2.2. HVSR.....	8
4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione	9
5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE.....	10
5.1. Analisi dei carichi	10
5.1.1. Carico neve	10
5.1.2. Carico vento	11
5.1.3. Analisi dei carichi.....	13
5.2. Definizione dell'azione sismica	13
5.3. Combinazioni delle azioni	17
6. MODELLO STRUTTURALE	18
6.1. Software di calcolo	18
6.2. Modellazione geometrica.....	18
6.3. Implementazione carichi	19
6.4. Modellazione meccanica.....	22
7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE.....	23
7.1. Verifiche SLE globali – configurazione deformate.....	23
7.2. Verifiche SLU degli elementi strutturali	25

8. CONCLUSIONI	34
INDICE DELLE FIGURE	35
INDICE DELLE TABELLE	36

1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione di calcolo tratta il progetto strutturale del nuovo impianto fotovoltaico di proprietà di Tozzi Green, la cui ubicazione sarà a San Matteo della Decima, frazione di San Giovanni in Persiceto, in provincia di Bologna, territorio è a una quota di circa 21 m s.l.m. in zona sismica III.

1.1. Individuazione del sito in cui sorge l'opera

Il nuovo campo fotovoltaico costruito in provincia di Bologna a San Matteo della Decima frazione di San Giovanni in Persiceto. Questo impianto sorgerà con lo scopo di produrre e distribuire idrogeno, infatti, nell'area vicina alla strada provinciale saranno posizionati gli elettrolizzatori di produzione e anche il distributore di idrogeno, inoltre, sarà costruito anche un centro di ricerca. Frontalmente vi è un altro distributore di carburante anch'esso circondato da campi coltivabili.

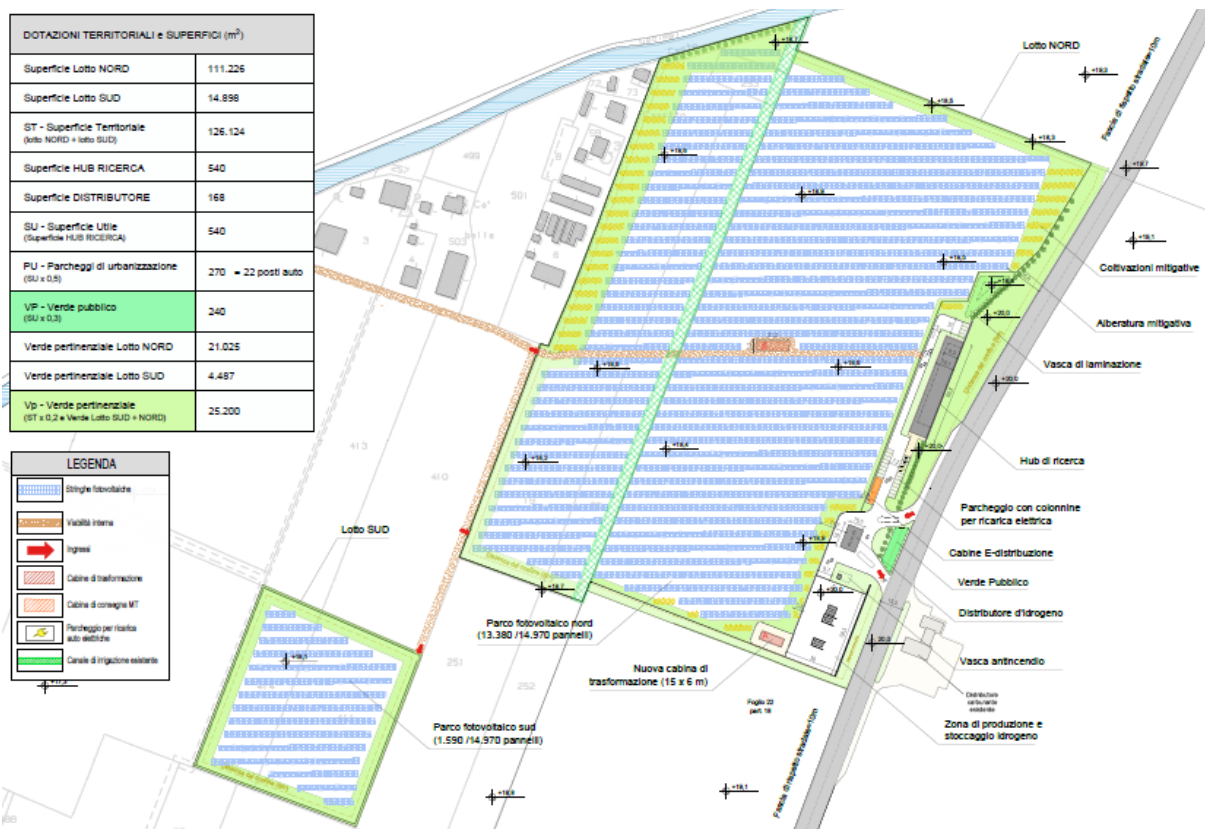


Figura 1. Layout generale



Figura 2. Ortofoto: area dell'intero intervento

1.2. Descrizione dell'opera

Il supporto dei pannelli fotovoltaici è costruito in acciaio, l'intero modulo è lungo circa 20.3 m per una larghezza di circa 6 m, mentre l'altezza massima è di 2.70 m. Non è presente nessuna fondazione, solamente il supporto viene battuto raggiungendo la profondità di 1.20 m.

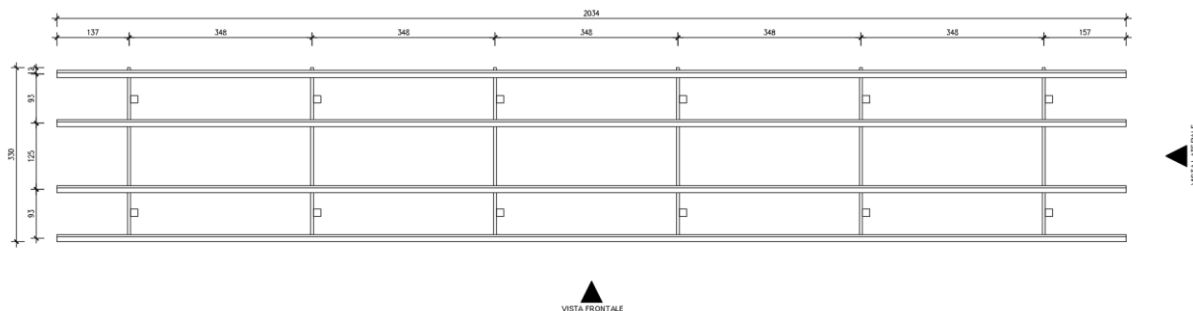


Figura 3. Pianta architettonica

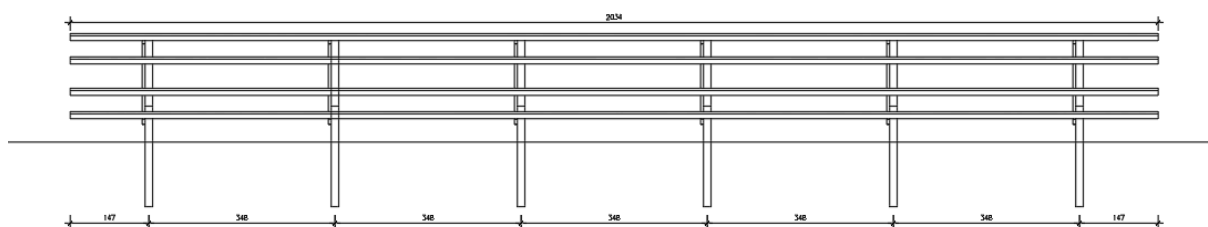


Figura 4. Vista frontale

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è basato sul metodo degli stati limite.

- D.M. 17 Gennaio 2018 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 27 Luglio 2018 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- UNI-EN 1993-1-1: 2005 Eurocodice 3 – "Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

3. MATERIALI UTILIZZATI

I materiali utilizzati per la relazione delle strutture portanti sono:

3.1. Acciaio strutturale

Acciaio strutturale S235JR ($t \leq 40\text{mm}$) (Travi, Pilastri e connessioni)

- | | |
|---|--------------------------|
| • f_{yk} – Tensione di snervamento caratteristica | 235 N/mm ² |
| • f_{tk} – Tensione a rottura caratteristica | 360 N/mm ² |
| • E – Modulo elastico | 210000 N/mm ² |
| • G – Modulo di taglio | 81000 N/mm ² |
| • ν – Coefficiente di Poisson (tratto elastico) | 0.3 |
| • J – Energia minima | 27 J |
| • R – Temperatura di prova della resilienza | 20° C |

4. INDICAZIONI DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Ai fini delle caratteristiche geotecniche e sismiche dei terreni oggetto di intervento è stata effettuata:

- n. 1 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino alla profondità di 15 m da p.c.;
- n. 1 piezometri per il controllo della soggiacenza della falda sotterranea;
- n.3 prove penetrometriche CPTU spinti a 15,0 m di profondità
- n.1 prova penetrometrica CPTU spinta a 20,0 m di profondità
- n.8 prova penetrometrica CPT spinta a 5,0 m di profondità
- prove di laboratorio geotecnico su 3 campioni di terreno indisturbato (prove edometriche);
- indagini sismiche M.A.S.W. e ESARC

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

1. la caratterizzazione ai fini geotecnici e sismici della serie litostratigrafica;
2. il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
3. la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

4.1. Ricostruzione stratigrafica

Sono stati realizzate prove penetrometriche a profondità di 5 m nell'area interessata all'installazione dei pannelli fotovoltaico. I risultati delle prove hanno permesso la ricostruzione del modello geologico schematizzato in tabella successiva:

Tabella 1. *stratigrafia e caratteristiche geotecniche nel lotto 1*

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	γ t/mc	Cu _k Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,20	Terreno agrario limoso	21	1,90	0,80	28	60
1,20 ÷ 2,60	Limo argilloso poco compatto debolmente sabbioso	11	1,85	0,50	24	43
2,60 ÷ 5,00	Limo argilloso debolmente sabbioso poco compatto	8,5	1,85	0,40	-	30

I risultati delle prove eseguite nelle aree dove saranno installati i pannelli solari indicano la presenza di terreni più compatti nei primi 2,50 metri rispetto ai precedenti per poi diminuire fino a fondo foro.

Tabella 2. *stratigrafia e caratteristiche geotecniche nel lotto 2*

Profondità M dal p.c.	litologia	Qc Kg/cmq	γ t/mc	Cu _k Kg/cmq	Ø Gradi	Mo Kg/cmq
0,0 ÷ 1,00	Terreno agrario limoso	27	1,90	0,60	28	88
1,00 ÷ 1,60	Limo argilloso da poco a mediamente compatto debolmente sabbioso	12	1,87	0,45	-	45
1,60 ÷ 5,00	Limo argilloso debolmente sabbioso poco compatto	9	1,85	0,45	22	32

I risultati delle prove eseguite in questa seconda area dove saranno installati i pannelli solari indicano la presenza di terreni più compatti fino a circa 1,60 di profondità per poi diminuire fino a fondo foro.

4.2. Risultati indagini sismiche

4.2.1. MASW/ESAC

La conoscenza dell'andamento nel primo sottosuolo della velocità di propagazione delle onde di taglio è, come noto, importante negli studi di microzonazione sismica dedicati alla stima di possibili effetti di sito, capaci di amplificare il moto del terreno durante un terremoto.

Negli ultimi anni hanno avuto ampio sviluppo tecniche geofisiche basate sull'analisi della propagazione delle onde superficiali e, in particolare, delle onde di Rayleigh. Le proprietà dispersive di tali onde in mezzi stratificati, nonché la stretta relazione esistente tra la loro velocità di propagazione e quella delle onde di taglio, consentono di risalire al profilo di velocità delle onde S.

Il metodo di indagine attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è basato su una artificiale energizzazione sismica del suolo e sull'analisi spettrale delle onde superficiali presenti nel segnale (Nazarian e Stokoe, 1984; Park et al., 1999).

La curva di dispersione delle onde di Rayleigh rappresenta la variazione di velocità di fase che tali onde hanno al variare della frequenza. Tali valori di velocità sono intimamente legati alle proprietà meccaniche del mezzo in cui l'onda si propaga (velocità delle onde S, delle onde P e densità). Tuttavia, diversi studi hanno in realtà messo in evidenza che la velocità delle onde P e la densità sono parametri di second'ordine rispetto alle onde S nel determinare la velocità di fase delle onde di Rayleigh. Quindi, dato che le onde superficiali campionano una porzione di sottosuolo che cresce in funzione del periodo dell'onda e che la loro velocità di fase è fortemente condizionata in massima parte dalle velocità delle onde S dello strato campionato, la forma di questa curva è essenzialmente condizionata dalla struttura del sottosuolo ed in particolare dalle variazioni con la profondità delle velocità delle onde S.

Pertanto, utilizzando appositi formalismi è possibile stabilire una relazione (analiticamente complessa ma diretta) fra la forma della curva di dispersione e la velocità delle onde S nel sottosuolo. Tale relazione consente il calcolo di curve di dispersione teoriche a partire da modelli del sottosuolo a strati piano-paralleli.

L'operazione di inversione, quindi, consiste nella minimizzazione, attraverso una procedura iterativa, degli scarti tra i valori di velocità di fase sperimentali delle curve di dispersione e quelli teorici relativi ad una serie di modelli di prova "velocità delle onde S - profondità".

A differenza del MASW, l'ESAC registra i rumori di fondo esistenti in natura: la sorgente in questo caso non è più il martello, ma ogni fonte di vibrazione o rumore. Il vantaggio dell'utilizzo di tale metodologia di indagine è un segnale più ricco e con frequenze più basse, mentre lo svantaggio consiste nella scarsità della conoscenza circa la direzione da cui provengono le fonti di rumore registrate. Per tale motivo si dispongono i geofoni con array bidimensionale, detto appunto antenna sismica.

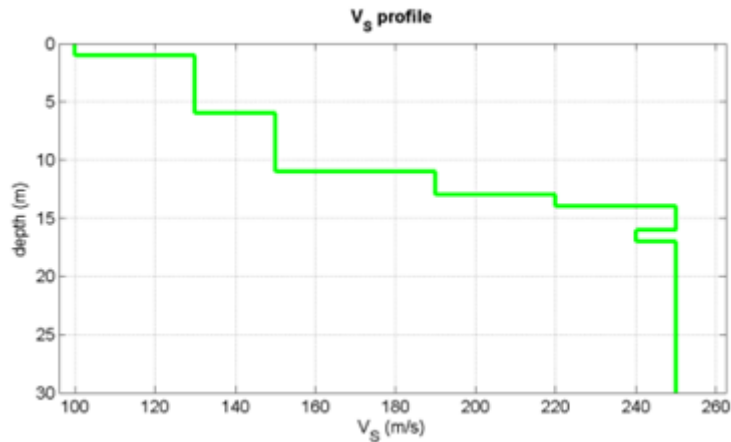


Figura 5. Profilo delle velocità delle onde

Mean model

Vs (m/s): 100, 130, 150, 190, 220, 250, 250, 240, 250, 250, 250

Thickness (m): 1.0, 5.0, 5.0, 2.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0, 1.0

Density (gr/cm3) (approximate values): 1.66 1.74 1.77 1.83 1.87 1.90 1.90 1.86 1.84 1.83 1.83

Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 29 40 66 90 118 118 107 115

114 114

Vs30 (m/s): 186

4.2.2. HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso.

Le basi teoriche dell'HVSR sono relativamente semplici in un sistema stratificato in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). Consideriamo un sistema dove gli strati si distinguono per diverse densità e velocità delle onde sismiche (V1 e V2). Un'onda che viaggia nel primo mezzo viene (parzialmente) riflessa dall'orizzonte che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a :

$$f_r = V_{P1}/(4 h)$$

mentre quella relativa alle onde S è

$$f_r = V_{S1}/(4 h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto ma la prassi di usare il rapporto tra gli spettri orizzontali e quello verticale, piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

Dall'analisi sismica acquisita non è stato individuato un substrato sismico (formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec) nei primi 30 m; il valore di V_{Seq} è risultato il seguente:

$$V_{Seq} = V_s 30 = 186 \text{ m/sec.}$$

Dall'analisi sismica effettuata è possibile classificare i terreni nella seguente categoria di sottosuolo:

CATEGORIA D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

4.2.3. Verifica di possibilità di fenomeni di liquefazione

Il D.M. 17 gennaio 2018 (paragrafo 7.11.3.4) e successiva Circolare esplicativa n. 7/2019 (paragrafo C7.11.3.4) impongono che sia valutata la stabilità nei confronti della liquefazione mediante il ricorso a metodologie analitiche o a carattere semi-empirico.

Tali verifiche devono essere condotte tutte le volte che il manufatto in progetto interagisce con terreni saturi a prevalente componente sabbiosa ed in presenza, ovviamente, di sollecitazioni cicliche e dinamiche per le quali il sottosuolo tende a comportarsi come un sistema idraulicamente chiuso, ovvero come un sistema non drenato. Allo stesso tempo, al fine di facilitare le procedure di analisi, al paragrafo 7.11.3.4.2 è ribadito che tali analisi possono essere omesse in presenza di uno dei seguenti casi:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$ ($a < 1 \text{ m/s}^2$);
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. elevata presenza, nel fuso granulometrico, di terreni a componente fine (limi e argille) o di ghiaie.

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.

Per quanto riguarda l'area di intervento, la verifica a liquefazione viene omessa ai sensi del punto 4 in quanto, i terreni indagati risultano avere curve granulometriche esterne a quelle liquefacibili indicate dalle NTC 2018.

5. PROGETTO DELLA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

La struttura portante è realizzata in acciaio S235JR per tutti i moduli.

Lo schema statico alla base della concezione strutturale è quello del telaio costituito da una componente orizzontale che poggia su due piedritti. La connessione tra colonna e trave consente la trasmissione di momenti flettenti, la prima orditura è inclinata a 25° per una lunghezza totale dell'elemento di 5 m, considerando uno sbalzo di 80 cm per lato. L'orditura secondaria, che sostiene i pannelli fotovoltaici, è costituita da 4 elementi scatolari si compone di due sbalzi di circa 1.4 m e di 5 capate di 3.5m.

5.1. Analisi dei carichi

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo Semi Probabilistico agli Stati Limite (rif. D.M. 2018). I carichi elementari sono cumulati secondo le azioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo SLU (Stato Limite Ultimo) e allo SLE (Stato Limite di Esercizio).

Le azioni elementari considerate ai fini del progetto strutturale sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali G_{k1}
- Carichi permanenti non strutturali G_{k2}
- Carico variabile da vento (NTC § 3.3) Q_{k2}
- Carico variabile da neve (NTC § 3.3) Q_{k3}

5.1.1. Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, NTC 2018):

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²];

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

La provincia di Bologna si trova in Zona I- Mediterranea , per la quale il valore caratteristico di riferimento del carico

neve al suolo vale:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

essendo la quota del suolo sul livello del mare $a_s = 21 \text{ m s.l.m} < 200 \text{ m}$.

Si hanno quindi i seguenti valori:

quota $a_s = 21 \text{ m s.l.m.}$

carico neve carat. $q_{sk} = 1,5 \text{ kN/m}^2$

coeff. di esposizione $C_e = 1$

coeff. termico $C_t = 1$

coeff. di forma delle falde $\mu_1 = 0,8$

carico neve di progetto $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$

5.1.2. Carico vento

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali).

2) Emilia Romagna

Zona	v _{b,0} [m/s]	a ₀ [m]	k _s
2	25	750	0.45
a _s (altitudine sul livello del mare [m])			21
T _R (Tempo di ritorno)			50
v_b = v_{b,0} · C_a C_a = 1 per a_s ≤ a₀			
C_a = 1+k_s (a_s/a₀ - 1) per a₀ < a_s ≤ 1500 m			
C _a = 1		v _b [m/s] = 25.000	
v_r = v_b · C_r C_r = 0,75·{1-0,2·ln[-ln(1-1/T_r)]}^{0,5}			
C _r = 1.00000		v _r [m/s] = 25.000	

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

$$q_r \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di pressione)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	390.63
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	D	21

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

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	C_t
II	0.19	0.05	1	1

Il coefficiente di esposizione risulta quindi essere $C_e = 1.801$.

La struttura in esame è riconducibile a una tettoia a falda singola, per cui il carico agente per azione del vento si calcola come indicato al capitolo C3.3.8.2.1 della circolare del 21 gennaio 2019. La formula risulta essere:

$$F = q_p(z) L^2 C_F$$

Dove:

- $q_p(z) = q_r C_e = 703 \text{ [N/m}^2\text{]}$ ovvero la pressione del vento;
- L^2 è l'area della tettoia;
- C_F è il coefficiente di forza che dipende dall'inclinazione della falda e dalle ostruzioni presenti. I valori che può assumere sono indicati nella tabella C3.3.XV della circolare sotto riportata.

Tabella 3. Valore del coefficiente di forza C_F

Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$C_F = +0.2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$C_F = -0.5 - 1.3\alpha/30$

	$\varphi = 1$	$C_F = -1.4$
--	---------------	--------------

Il parametro φ indica il grado di bloccaggio, se il valore è pari a 0 non si ha nessun elemento che blocchi il flusso del vento. Nel caso in esame si hanno entrambi le condizioni per cui si progetta utilizzando la condizione più gravosa.

La forza calcolata agisce in quattro modi, in funzione della direzione e del coefficiente forza:

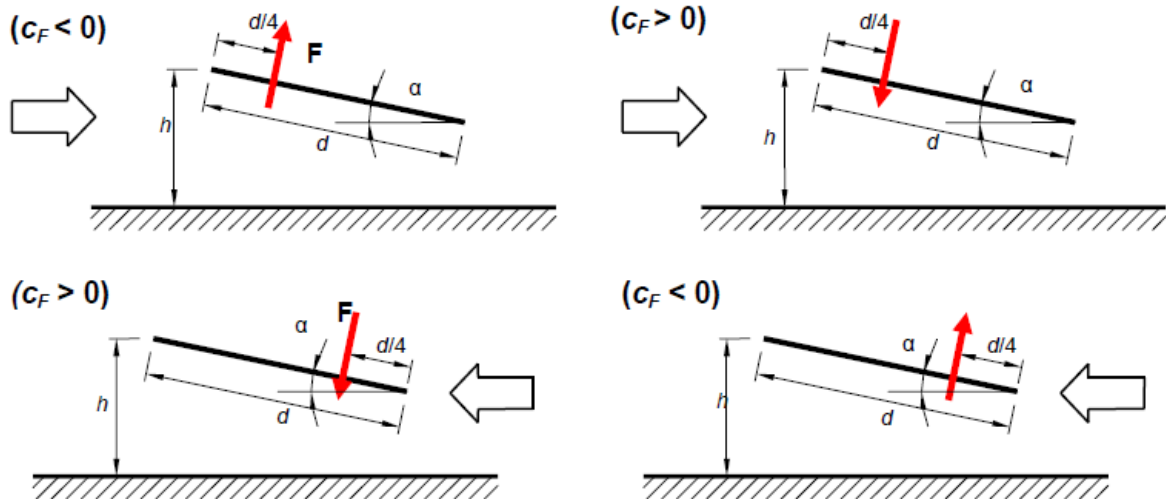


Figura 6. Posizione del punto di applicazione della forza risultante

La forza F risulta essere:

$$C_F > 0: \quad F = 0.703 \cdot 6 \cdot 1.03 = 4.35 \text{ kN/m};$$

$$C_F < 0: \quad F = 0.703 \cdot 6 \cdot 1.6 = 6.75 \text{ kN/m}.$$

5.1.3. Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi utilizzata per le verifiche è riportata in seguito.

Tabella 4. Analisi dei carichi

G2	Pannello fotovoltaico	0.20 kN/m ²
Q	Accidentali	1.20 kN/m ²

5.2. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica per la seguente struttura è stata calcolata in riferimento agli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione orizzontale come definito al punto §3.2 del DM 2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, inoltre:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido, determinata per il sito in cui sorge l'opera, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_{C_0}$ dove $T^*_{C_0}$ è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C / 3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$.

La categoria di sottosuolo in oggetto è la "D", come illustrato al § 4.2

I coefficienti S_S e C_C allo SLV valgono, quindi:

$$S_S = 1.785$$

$$C_C = 2.376$$

Al fine di determinare il tempo di ritorno (T_R) per il quale viene definito lo spettro di progetto sono stati adottati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento, scelti in accordo a quanto prescritto al § 2.4.3 delle NTC 2018.

- V_N : vita nominale di 50 anni;
- C_U : Classe d'uso II
- V_R : periodo di riferimento pari a 50 anni.

Gli spettri elastici di riferimento sono illustrati Figura 7

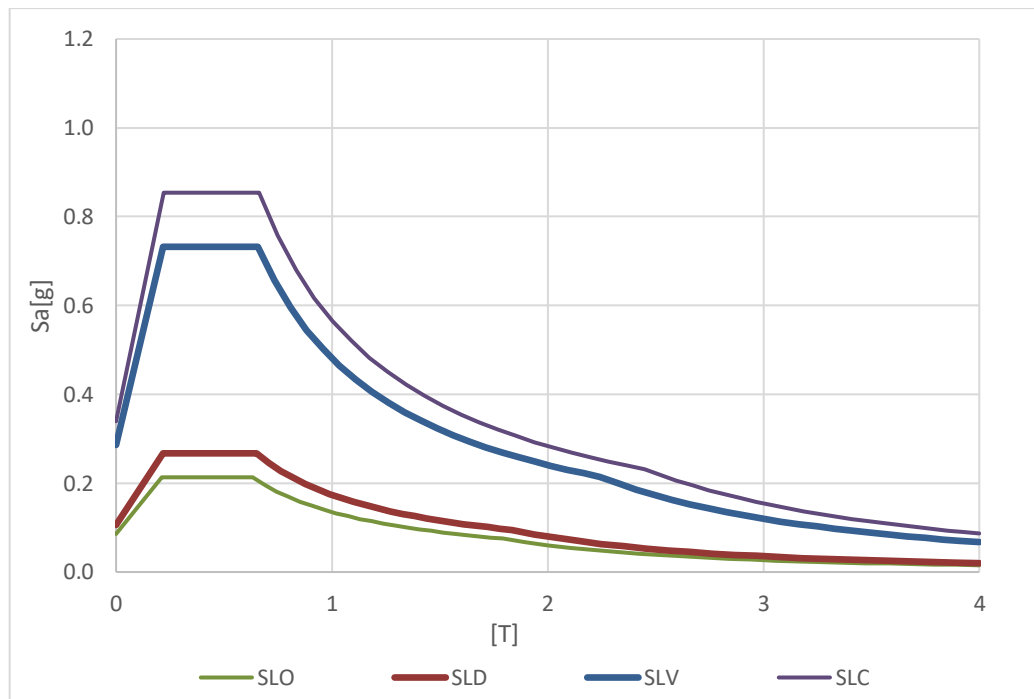


Figura 7. Spettri di risposta elastici ($q=1$) - SLO, SLD, SLV, SLC

Lo spettro di progetto per il dimensionamento e la verifica delle strutture in oggetto è ricavato tramite un approccio non dissipativo, considerando un fattore di comportamento $q=1.50$, come indicato al §7.3 delle NTC.

Cioè equivale a dire che nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Quanto sopra riportato, rende superfluo la verifica di regolarità in pianta e in altezza, dato che infatti:

- Restando in accordo alla normativa, al § 7.3 vengono indicati i metodi di analisi e criteri di verifica. In particolare, alla Tab. 7.3.I, prendiamo atto che per un'analisi lineare, statica o dinamica che sia, il fattore di comportamento, per un criterio di progettazione non dissipativo, utilizzabile allo stato limite di salvaguardia della vita è $q \leq 1.5$.

Inoltre, segue questa specifica: "per le strutture a comportamento non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = 2/3 q_{CD "B"} \leq 1.5$$

Per entrambi i blocchi strutturali in esame, riferendosi alla tab. 7.3.II delle NTC18 si considera cautelativamente "Strutture intelaiate" con $q_{CD}^{B} = 4$.

Nello specifico le analisi e le verifiche sono state eseguite, in accordo a quanto prescritto dalla normativa, con un fattore di comportamento pari a 1.5.

Si tiene a precisare che, adottato un criterio non dissipativo, in accordo con la normativa, non si eseguono le verifiche in termini di duttilità e non è necessario rispettare le regole di progetto e i requisiti di gerarchia delle resistenze indicati al §7.5 delle NTC.

Concludendo si riporta lo spettro di progetto calcolato con il fattore di comportamento scelto ($q=1.5$).

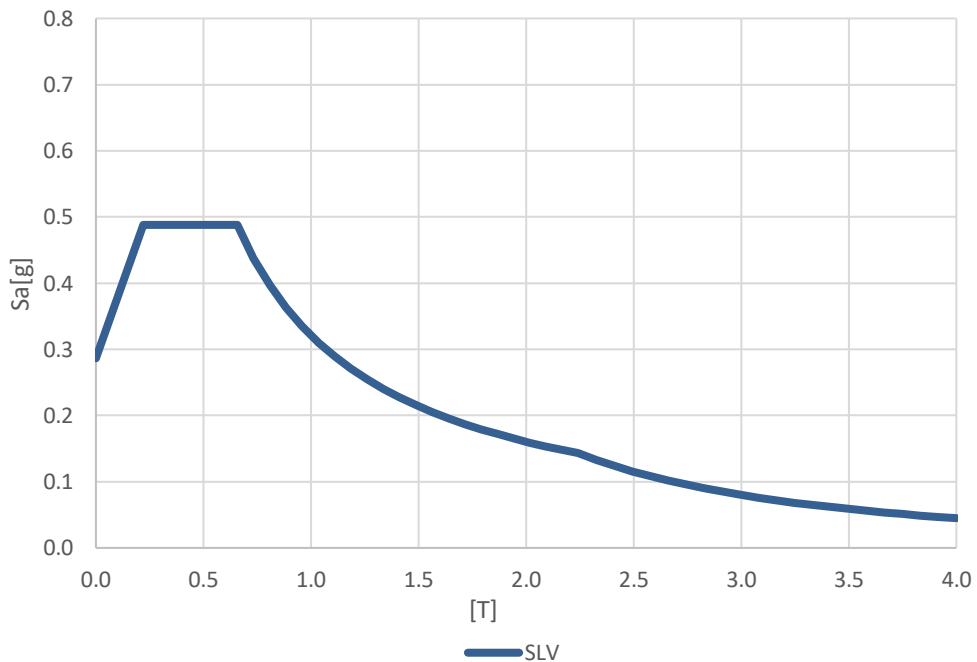


Figura 8. Spettro di progetto ($q=1.50$)

Facendo un'analisi statica lineare è stato calcolato il tagliato sismico alla base utilizzando la formula evidenziata in NTC 2018 al capitolo 7.3.3.2:

$$F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$$

Il periodo fondamentale T_1 della struttura è di 0.18 sec.

La forzante risulta essere:

$$F_h = 0.488 \cdot 3.9 = 1.9 \text{ kN}$$

Il valore risultante per l'intero blocco è inferiore a 2 kN, rispetto agli altri carichi in esame risulta quindi trascurabile.

5.3. Combinazioni delle azioni

Combinazione allo STATO LIMITE ULTIMO:

Le verifiche allo SLU vengono condotte considerando la combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove il coefficiente di sicurezza γ_G vale generalmente 1,3 per i carichi permanenti e per i carichi permanenti non strutturali ben definiti, mentre il coefficiente di sicurezza per le azioni variabili γ_Q vale 1.5.

Combinazione allo STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA:

Le verifiche allo SLV vengono condotte considerando le combinazioni simiche:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P : rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{2i} : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- E : rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

Tabella 5. NTC 2018: tabella 2.5.I – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categoria / Azioni variabili	ψ_{01}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- Gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$1.00 \cdot E_X + 0.30 E_Y \qquad 0.30 \cdot E_X + 1.00 \cdot E_Y$$

dove:

E_X rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_Y rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura;

6. MODELLO STRUTTURALE

6.1. Software di calcolo

Al fine di eseguire il progetto e la verifica degli elementi strutturali è stato implementato un modello tridimensionale agli elementi finiti mediante il software Midas Gen 2020. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha conseguito di valutare l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Ad ogni modo i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli. Il "check" ha compreso il confronto con i risultati dei semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. 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.

6.2. Modellazione geometrica

Nelle immagini seguenti vengono riportate alcune viste tridimensionali del modello di calcolo realizzato.

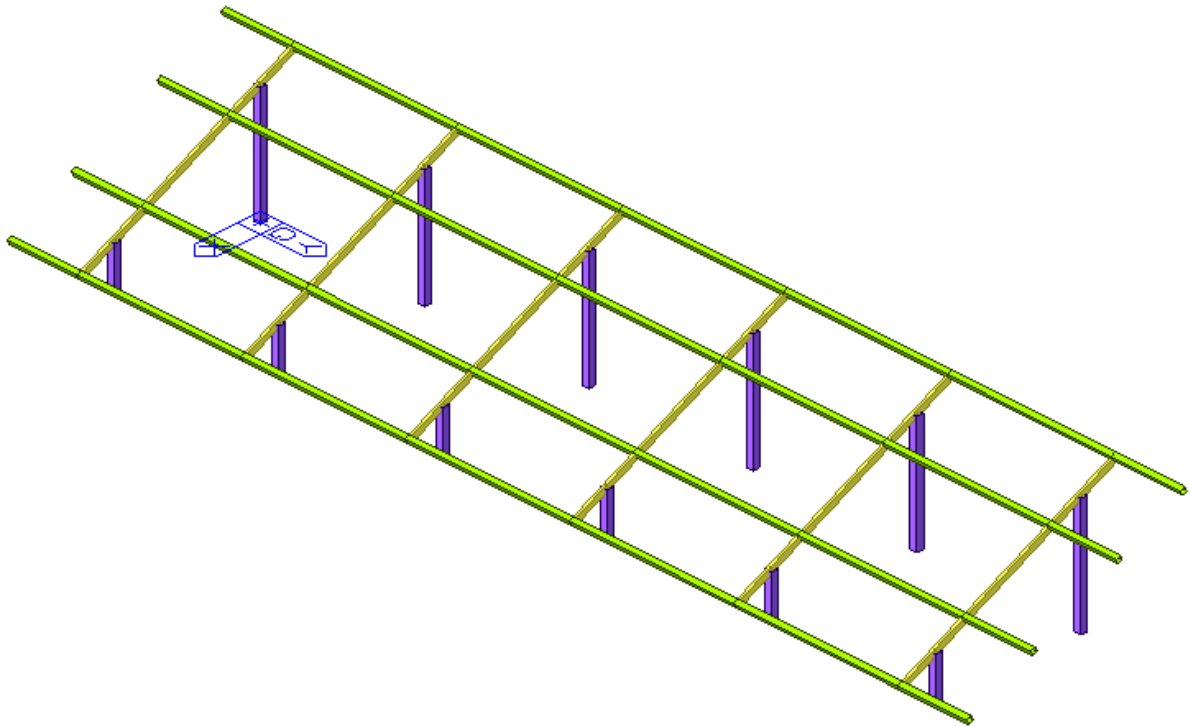


Figura 9. Modello di calcolo in Midas Gen

Nel modello sono state implementate tutte le componenti strutturali in acciaio come colonne e travi, queste sono state modellate con elementi di tipo "beam".

Più nel dettaglio, le colonne sono state modellate come elementi verticali, aventi profilo Scatolare di 140x140mm e uno spessore di 4mm. Le travi principali sono anch'esse elementi beam, ma inclinati di 25° e di profilo UPN 120, mentre quelle secondarie sono scatolari di 100x100mm con spessore 3.2mm.

Gli elementi non strutturali non sono direttamente implementati nel modello se non come carichi e masse inerziali che contribuiscono a determinare la sollecitazione tagliante in combinazione sismica.

I vincoli alla base dei pilastri sono degli incastri perfetti.

6.3. Implementazione carichi

Il peso proprio degli elementi strutturali viene calcolato in automatico dal programma tramite la funzione "self weight". Esso si riferisce agli elementi direttamente modellati come travi e pilastri.

I carichi dei solai vengono implementati sugli elementi trave su cui poggiano, come illustrato nelle immagini seguenti.

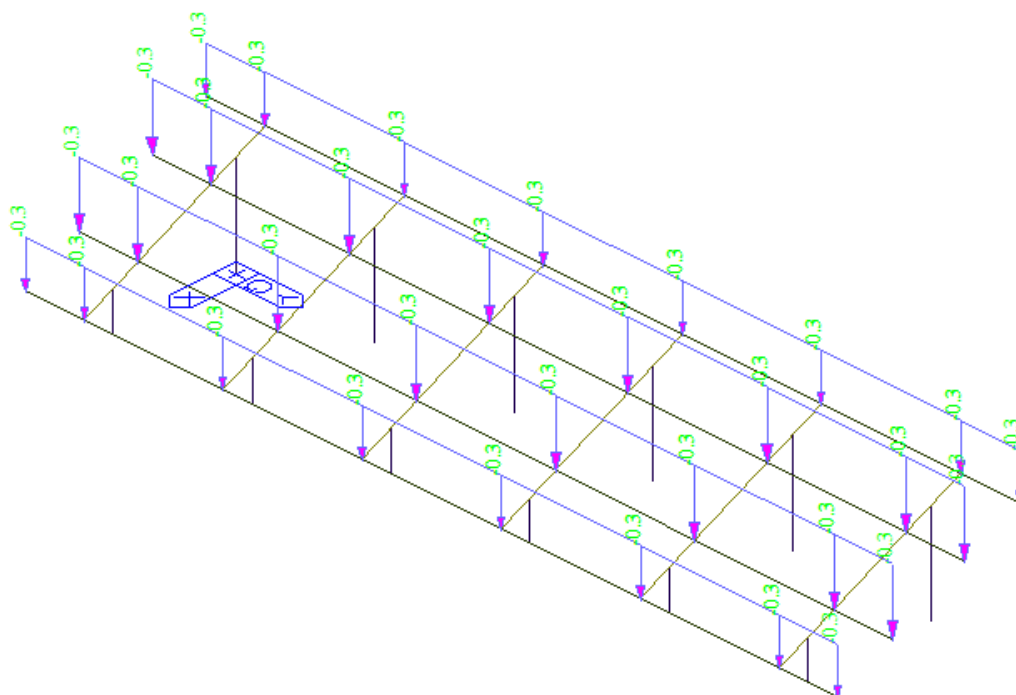


Figura 10. Implementazione dei pesi permanenti non modellati (pannelli)

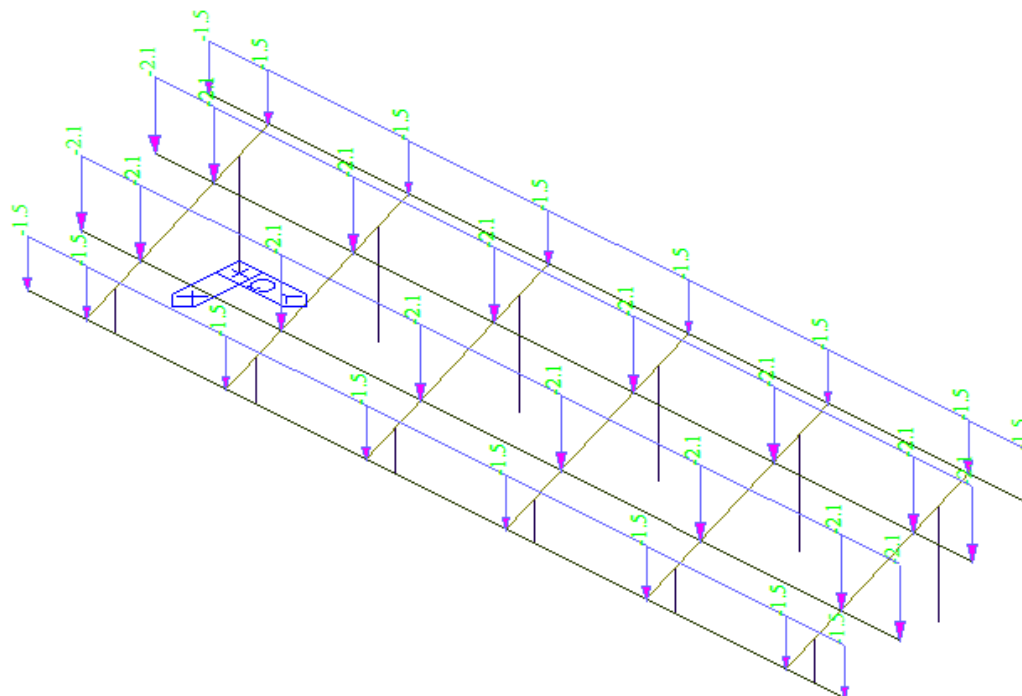


Figura 11. Implementazione dei carichi variabili (neve)

Il carico vento, agente sugli elementi di tamponamento e sulla copertura, che scaricano sulle travi, viene inserito anch'esso direttamente sugli elementi strutturali.

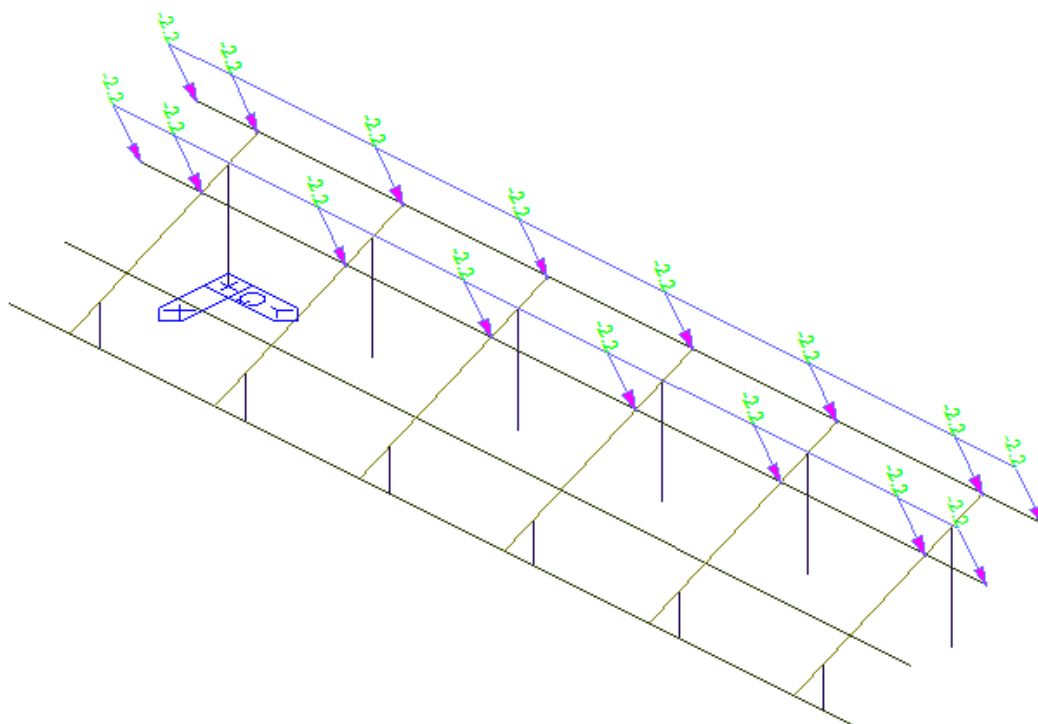


Figura 12. Implementazione del carico vento in direzione $+X C_F > 0$

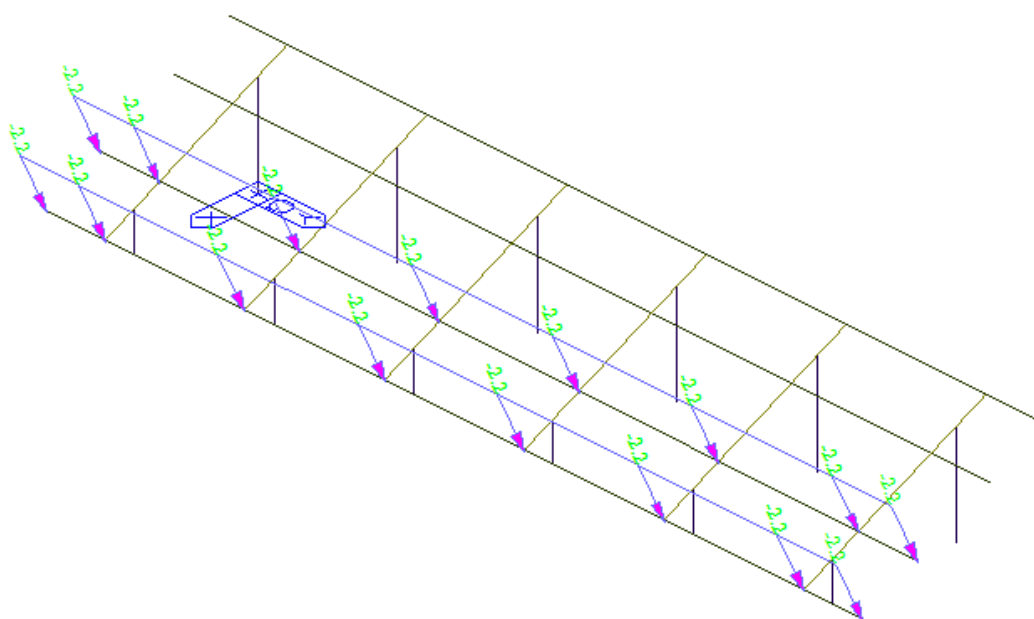


Figura 13. Implementazione del carico vento in direzione $-X C_F > 0$

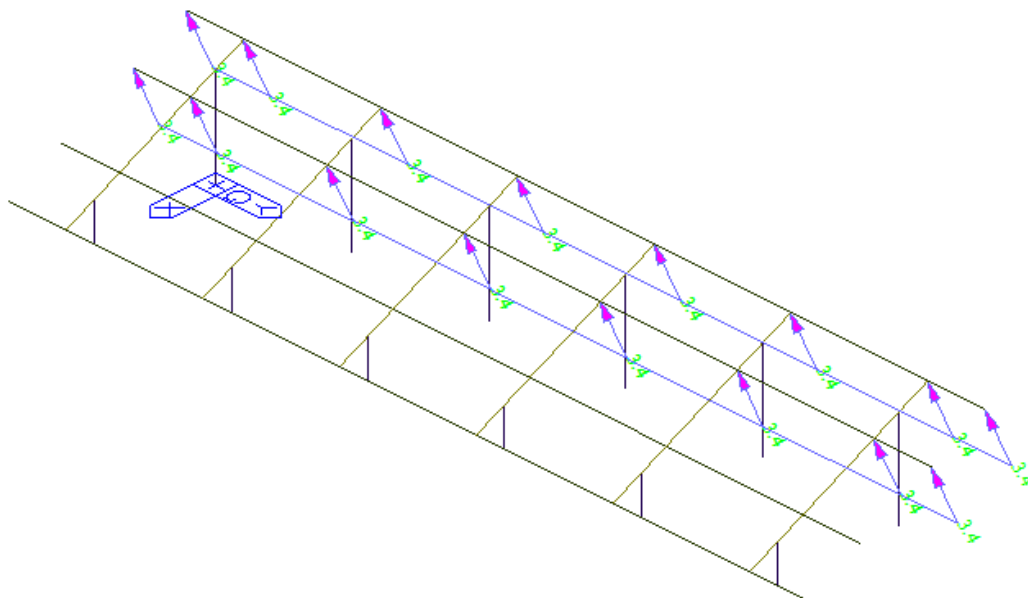


Figura 14. Implementazione del carico vento in direzione $+X$ $C_F < 0$

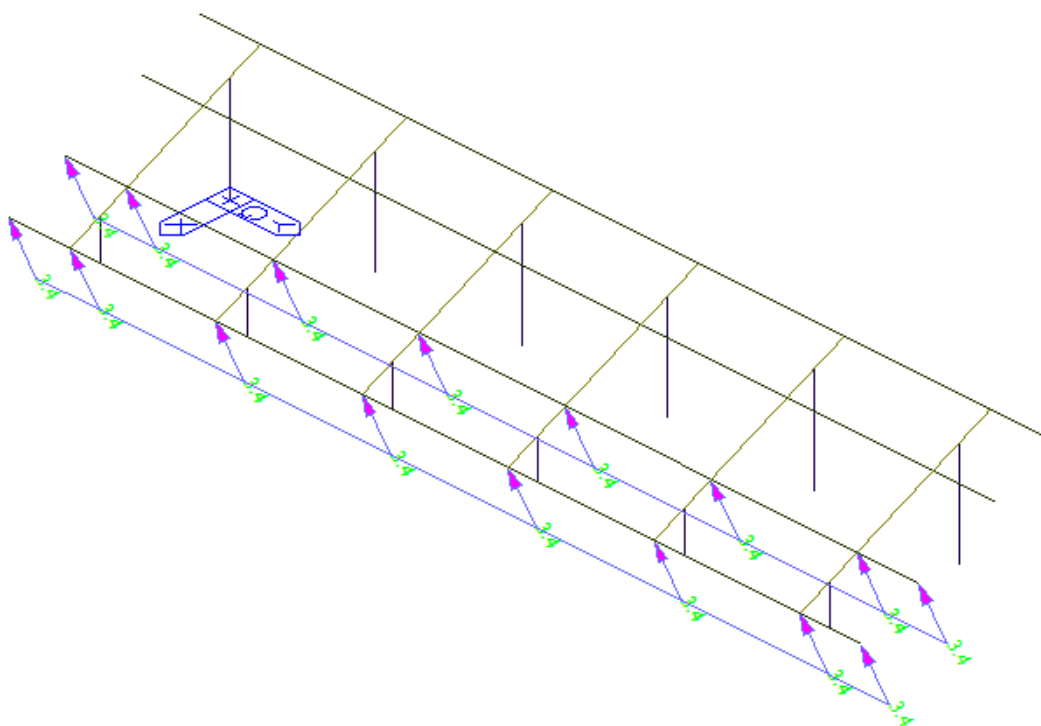


Figura 15. Implementazione del carico vento in direzione $-X$ $C_F < 0$

6.4. Modellazione meccanica

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i materiali indicati al § 3.

Le resistenze di progetto vengono ottenute, a partire dalle resistenze caratteristiche dei materiali, grazie ai coefficienti riduttivi previsti dalle NTC e riportati in seguito.

Tabella 6. 4.2.VII delle NTC2018 – Coefficienti per la resistenza delle membrature

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE

7.1. Verifiche SLE globali – configurazione deformate

Di seguito si riportano le configurazioni deformate della struttura allo stato limite di esercizio.

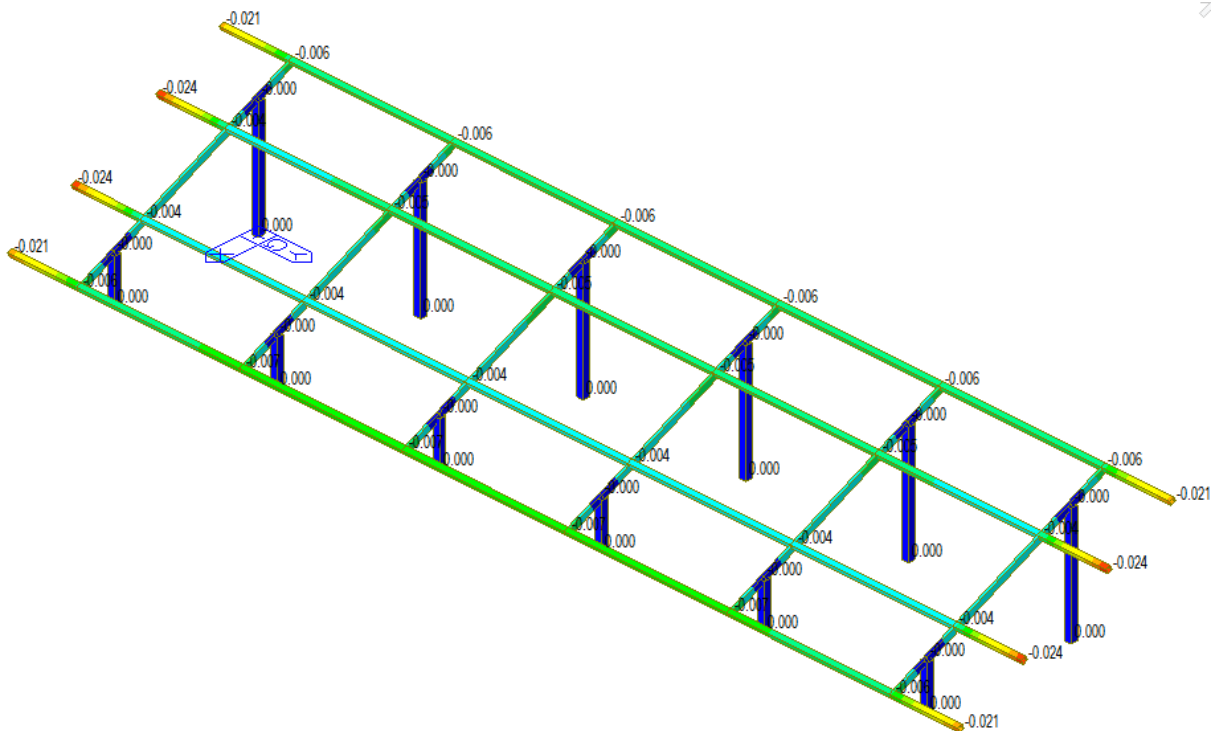


Figura 16. Configurazione deformata sopostamenti in direzione Z – Inviluppo SLE

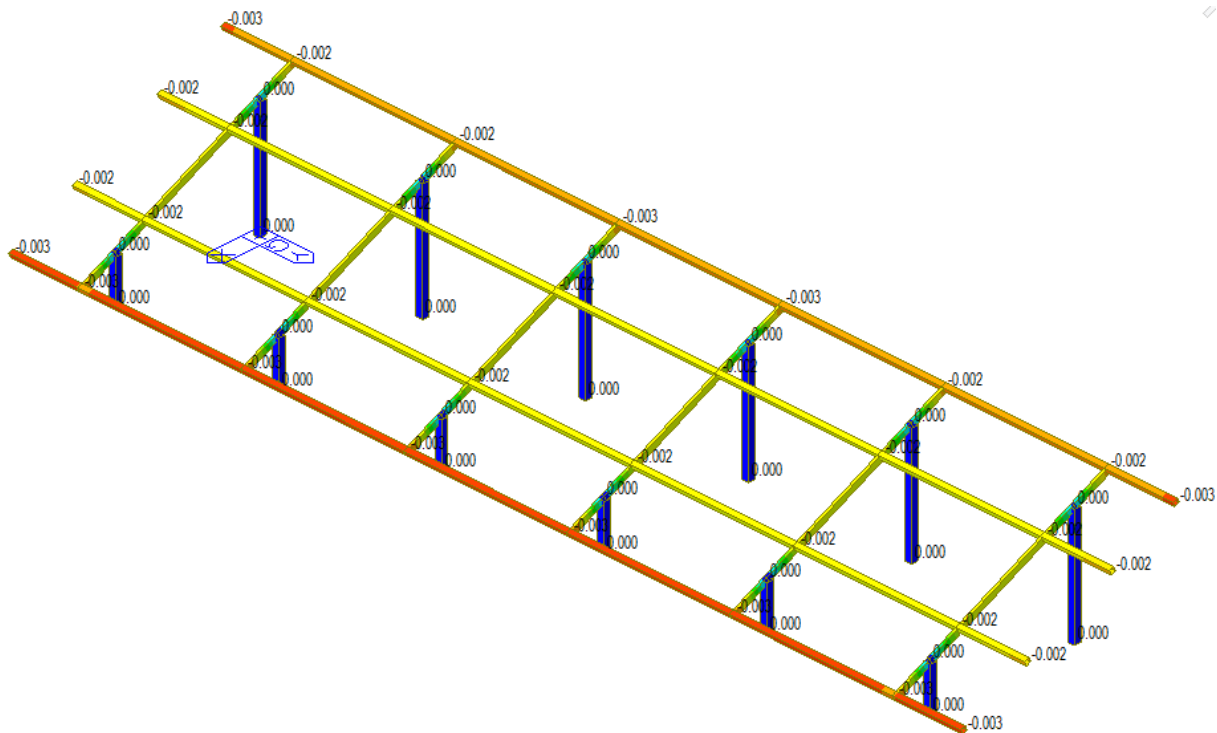


Figura 17. Configurazione deformata spostamenti in direzione X – Involuppo SLE

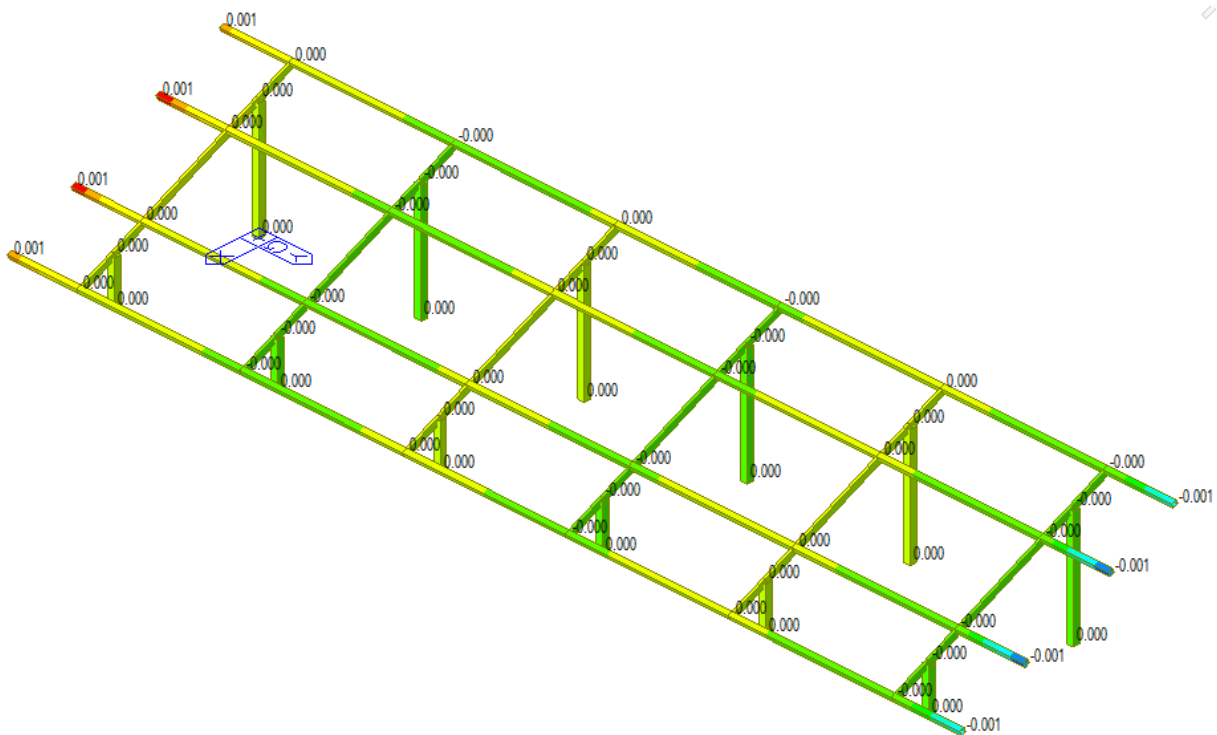


Figura 18. Configurazione deformata spostamenti in direzione Y – Involuppo SLE

7.2. Verifiche SLU degli elementi strutturali

Si esplicitano di seguito le sollecitazioni agenti nelle combinazioni SLU.

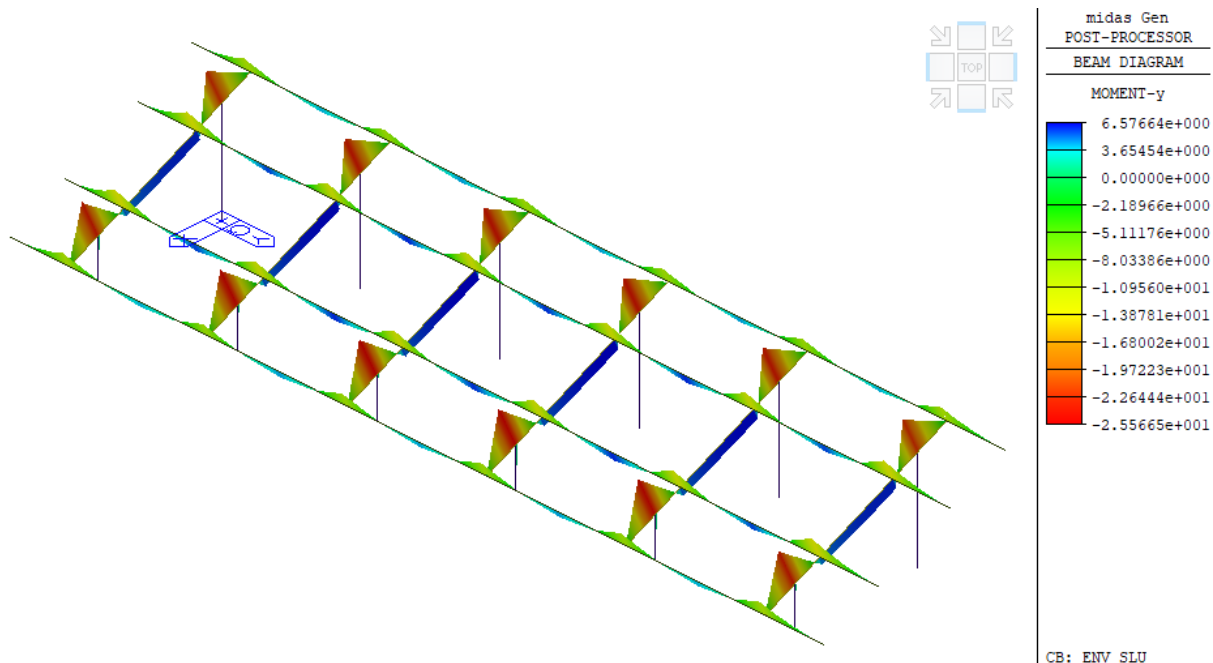


Figura 19. Momento M_y – Involuppo SLU

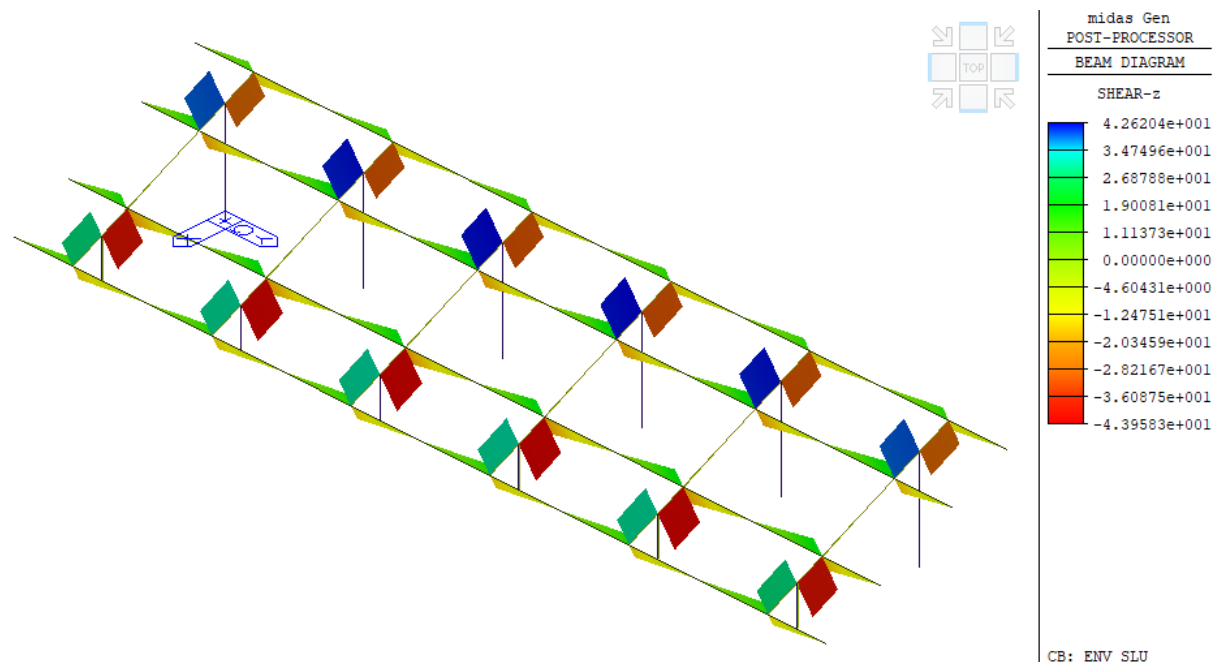


Figura 20. Momento F_z – Involuppo SLU

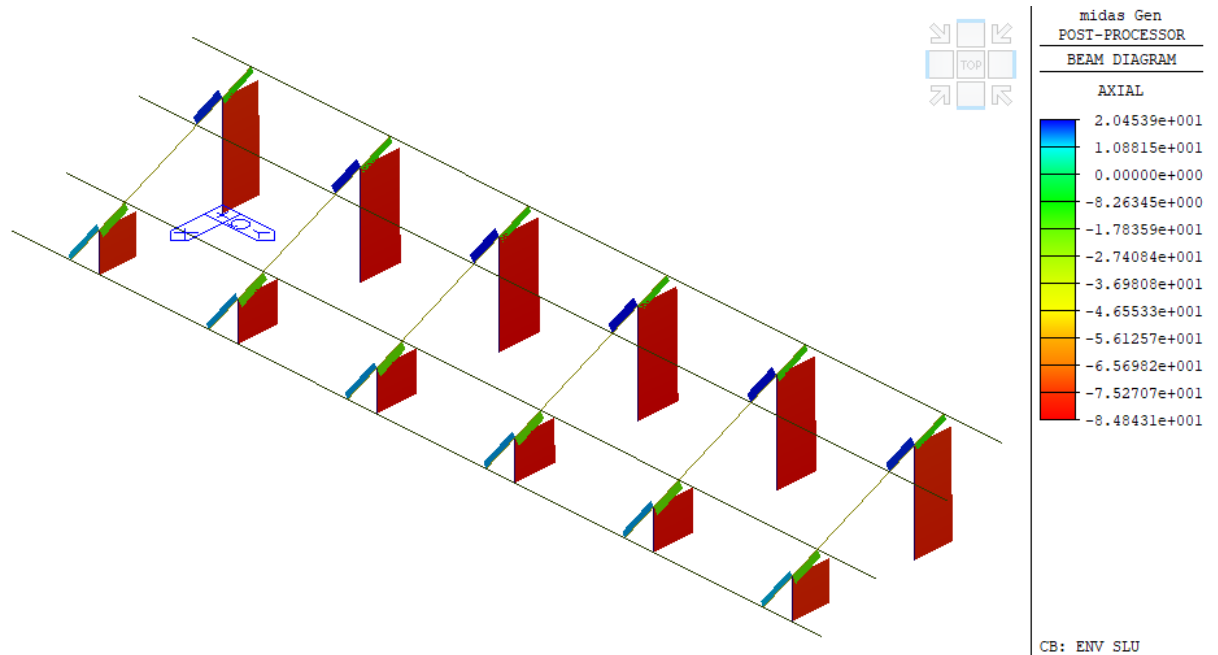


Figura 21. Momento Fx – Involuppo SLU

Nella tabella seguente si riportano le verifiche condotte, per ciascuna tipologia di sezione, per l'elemento maggiormente sollecitato. Come si evince tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 7. Esiti verifiche degli elementi strutturali

CHK	MEMB COM	Section Material	Section Fy	LCB	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd
OK	1	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	33.27	2.26	2.26	-0.01	0.02	-0.62
OK	0.161	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	2	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-11.24	11.49	11.49	-0.01	-0.01	14.50
OK	0.487	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	3	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	35.44	2.37	2.37	0.00	-0.01	-0.64
OK	0.17	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.01	137.01
OK	4	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-11.89	12.18	12.18	0.00	0.00	15.39
OK	0.516	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.01	137.01
OK	5	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	35.86	2.41	2.41	0.00	0.00	-0.65
OK	0.172	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	6	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-12.03	12.35	12.35	0.00	0.00	15.59

RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO – FOTOVOLTAICO

OK	0.522	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	7	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	35.86	2.41	2.41	0.00	0.00	-0.65
OK	0.172	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	8	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-12.03	12.35	12.35	0.00	0.00	15.59
OK	0.522	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	9	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	35.44	2.37	2.37	0.00	0.01	-0.64
OK	0.17	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.01	137.01
OK	10	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-11.89	12.18	12.18	0.00	0.00	15.39
OK	0.516	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.01	137.01
OK	11	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	33.27	2.26	2.26	0.01	-0.02	-0.62
OK	0.161	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	12	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	RHS-CF 140X140X4 UNI7812	5	0.85	-11.24	11.49	11.49	0.01	0.01	14.50
OK	0.487	S235	235000	5	0.85	474.70	0.00	24.84	24.84	137.03	137.03
OK	15	UPN120	UPN120	2	1	-5.48	-9.24	-9.24	-0.03	-0.12	-17.19
OK	0.586	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	22	UPN120	UPN120	3	1	-2.21	-12.29	-12.29	-0.01	-0.04	-15.51
OK	0.761	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	25	UPN120	UPN120	4	1	2.22	-12.50	-12.50	-0.01	0.00	15.51
OK	0.775	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	26	UPN120	UPN120	6	1	0.51	-2.77	-2.77	-0.01	-0.01	-1.91
OK	0.173	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	27	UPN120	UPN120	3	1	13.69	-10.79	-10.79	0.00	-0.03	17.51
OK	0.698	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	28	UPN120	UPN120	2	1	-5.96	-9.84	-9.84	0.01	0.03	-18.31
OK	0.621	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	29	UPN120	UPN120	3	1	-2.38	-13.03	-13.03	0.00	0.00	-16.52
OK	0.806	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	30	UPN120	UPN120	4	1	2.37	-13.26	-13.26	0.00	-0.01	16.52
OK	0.821	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	31	UPN120	UPN120	6	1	0.55	-2.96	-2.96	0.00	0.00	-2.03
OK	0.184	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	32	UPN120	UPN120	3	1	14.54	-11.44	-11.44	0.00	-0.01	18.62
OK	0.741	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	33	UPN120	UPN120	2	1	-5.93	-9.94	-9.94	0.00	-0.01	-18.50
OK	0.626	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	34	UPN120	UPN120	3	1	-2.39	-13.19	-13.19	0.00	0.00	-16.71
OK	0.816	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	35	UPN120	UPN120	4	1	2.39	-13.43	-13.43	0.00	0.00	16.71

RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO – FOTOVOLTAICO

OK	0.83	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	36	UPN120	UPN120	6	1	0.56	-2.99	-2.99	0.00	0.00	-2.05
OK	0.185	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	37	UPN120	UPN120	3	1	14.72	-11.59	-11.59	0.00	0.00	18.84
OK	0.75	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	38	UPN120	UPN120	2	1	-5.93	-9.94	-9.94	0.00	0.01	-18.50
OK	0.626	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	39	UPN120	UPN120	3	1	-2.39	-13.19	-13.19	0.00	0.00	-16.71
OK	0.816	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	40	UPN120	UPN120	4	1	2.39	-13.43	-13.43	0.00	0.00	16.71
OK	0.83	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	41	UPN120	UPN120	6	1	0.56	-2.99	-2.99	0.00	0.00	-2.05
OK	0.185	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	42	UPN120	UPN120	3	1	14.72	-11.59	-11.59	0.00	0.00	18.84
OK	0.75	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	43	UPN120	UPN120	2	1	-5.96	-9.84	-9.84	-0.01	-0.03	-18.31
OK	0.621	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	44	UPN120	UPN120	3	1	-2.38	-13.03	-13.03	0.00	0.00	-16.52
OK	0.806	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	45	UPN120	UPN120	4	1	2.37	-13.26	-13.26	-0.01	0.01	16.52
OK	0.821	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	46	UPN120	UPN120	6	1	0.55	-2.96	-2.96	-0.01	0.00	-2.03
OK	0.184	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	47	UPN120	UPN120	3	1	14.54	-11.44	-11.44	0.00	0.01	18.62
OK	0.741	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	48	UPN120	UPN120	2	1	-5.48	-9.24	-9.24	0.03	0.12	-17.19
OK	0.586	S235	235000	2	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	49	UPN120	UPN120	3	1	-2.21	-12.29	-12.29	0.01	0.04	-15.51
OK	0.761	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	50	UPN120	UPN120	4	1	2.22	-12.50	-12.50	0.01	0.00	15.51
OK	0.775	S235	235000	4	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	51	UPN120	UPN120	6	1	0.51	-2.77	-2.77	0.01	0.01	-1.91
OK	0.173	S235	235000	6	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	52	UPN120	UPN120	3	1	13.69	-10.79	-10.79	0.00	0.03	17.51
OK	0.698	S235	235000	3	1	380.48	0.00	16.29	5.30	127.41	110.35
OK	58	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.00	-4.80	-4.80	-1.23	1.68	6.53
OK	0.599	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	59	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.06	-4.80	-4.80	-1.19	-2.00	-7.85
OK	0.595	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	60	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.06	-4.50	-4.50	-1.16	1.99	7.76
OK	0.562	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70

RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO – FOTOVOLTAICO

OK	61	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.06	-4.50	-4.50	-1.15	1.98	7.73
OK	0.562	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	62	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.06	-4.50	-4.50	-1.16	-1.99	-7.76
OK	0.562	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	63	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.06	-4.80	-4.80	-1.19	2.00	7.85
OK	0.595	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	65	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.00	-4.80	-4.80	-1.23	-1.68	-6.53
OK	0.599	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	66	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.00	-5.81	-5.81	-1.70	2.32	7.91
OK	0.746	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	67	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	-0.02	-5.81	-5.81	-1.63	-2.76	-9.50
OK	0.739	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	68	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	-0.02	-5.45	-5.45	-1.60	2.75	9.39
OK	0.699	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	69	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	-0.02	-5.45	-5.45	-1.59	2.74	9.36
OK	0.699	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	70	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	-0.02	-5.45	-5.45	-1.60	-2.75	-9.39
OK	0.699	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	71	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	-0.02	-5.81	-5.81	-1.63	2.76	9.50
OK	0.739	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	73	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	1	1	0.00	-5.81	-5.81	-1.70	-2.32	-7.91
OK	0.746	S235	235000	1	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	74	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.00	-5.81	-5.81	-1.70	2.32	7.91
OK	0.746	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	75	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.09	-5.80	-5.80	-1.62	-2.76	-9.49
OK	0.738	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	76	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.07	-5.45	-5.45	-1.59	2.74	9.39
OK	0.699	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70

RELAZIONE DI VERIFICA STRUTTURE DI SUPPORTO – FOTOVOLTAICO

OK	77	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.08	-5.45	-5.45	-1.59	2.74	9.36
OK	0.699	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.07	-5.45	-5.45	-1.59	-2.74	-9.39
OK	0.699	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	79	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.09	-5.80	-5.80	-1.62	2.76	9.49
OK	0.738	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	81	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.00	-5.81	-5.81	-1.70	-2.32	-7.91
OK	0.746	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	82	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.00	-4.80	-4.80	-1.23	1.68	6.53
OK	0.599	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	83	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	-0.03	-4.80	-4.80	-1.20	-2.00	-7.85
OK	0.596	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	84	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	-0.03	-4.50	-4.50	-1.16	1.99	7.76
OK	0.562	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	85	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	-0.03	-4.50	-4.50	-1.15	1.98	7.73
OK	0.562	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	86	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	-0.03	-4.50	-4.50	-1.16	-1.99	-7.76
OK	0.562	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	87	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	-0.03	-4.80	-4.80	-1.20	2.00	7.85
OK	0.596	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70
OK	89	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	RHS-CF 100X100X3. 2 UNI78	2	1	0.00	-4.80	-4.80	-1.23	-1.68	-6.53
OK	0.599	S235	235000	2	1	277.31	0.00	10.07	10.07	82.70	82.70

chk: esito verifica

memb: numero elemento

com: rapporto massimo (D/C)

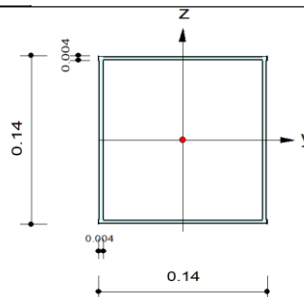
lcb:combinazione

Di seguito si esplicano le verifiche degli elementi.

COLONNE SCATOLARI 140X140X4

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 8
 Material S235 (No:1)
 (Fy = 235000, Es = 210000000)
 Section Name RHS-CF 140X140X4 UNI7812 (No:1)
 (Rolled : RHS-CF 140X140X4 UNI7812).
 Member Length : 0.93000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -12.034 (LCB: 5, POS:I)
 Bending Moments My = 12.3451, Mz = 0.00040
 End Moments Myi = 12.3451, Myj = -2.1551 (for Lb)
 Myi = 12.3451, Myj = -2.1551 (for Ly)
 Mzi = 0.00040, Mzj = 0.00001 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.0059 (LCB: 6, POS:1/2)
 Fzz = 15.5916 (LCB: 5, POS:1/2)

Depth	0.14000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.14000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.13600	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00212	Asz	0.00112
Qyb	0.00694	Qzb	0.00694
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.07000	Zbar	0.07000
Wely	0.00009	Welz	0.00009
ry	0.05514	rz	0.05514

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.93000, Lz = 0.93000, Lb = 0.93000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 43.0 < 200.0$ (Memb:1, LCB: 2)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 12.034/474.700 = 0.025 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 12.3451/24.8446 = 0.497 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0004/24.8446 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$Rc.LT1 = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rb.LT1 = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rc.LT2 = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$Rb.LT2 = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM), MAX(Rc.LT1 + Rb.LT1, Rc.LT2 + Rb.LT2)] = 0.522 < 1.000$.. O.K

Torsion Strength

$T_{Ed}/T_{Rd} = 0.0011/18.0206 = 0.000 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.114 < 1.000$ O.K

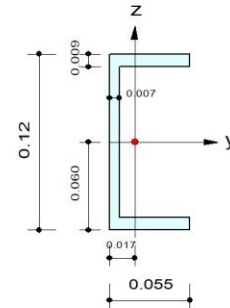
5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0031 > 0.0017$ (Memb:8, LCB: 11, Dir-X)..... O.K

TRAVI PRINCIPALI UPN 120

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 40
 Material S235 (No:1)
 (Fy = 235000, Es = 2100000000)
 Section Name UPN120 (No:2)
 (Rolled : UPN120).
 Member Length : 0.80000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 2.39241 (LCB: 4, POS:J)
 Bending Moments My = -13.426, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -0.1098, Myj = -13.426 (for Lb)
 Myi = -0.1098, Myj = -13.426 (for Ly)
 Mzi = 0.00073, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00296 (LCB: 6, POS:1/2)
 Fzz = 16.7064 (LCB: 4, POS:J)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.05500	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.05500	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00170	Asz	0.00084
Qyb	0.00523	Qzb	0.00071
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01744	Zbar	0.06000
Wely	0.00006	Welz	0.00001
ry	0.04620	rz	0.01590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.80000, Lz = 0.80000, Lb = 0.80000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$KL/r = 125.8 < 200.0 \text{ (Memb:26, LCB: 5)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 2.392/380.476 = 0.006 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 13.4256/16.2933 = 0.824 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/5.29712 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$$

$$R_{max} = \text{MAX}[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.830 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Shear Resistance

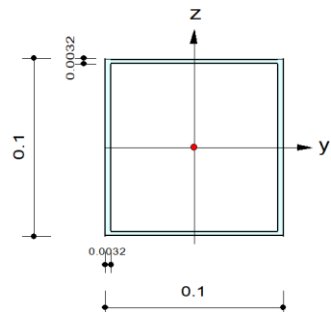
$$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.151 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

TRAVI SECONDARIE SCATOLARI 100X100X3.2

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 81
 Material S235 (No:1)
 (Fy = 235000, Es = 210000000)
 Section Name RHS-CF 100X100X3.2 UNI78 (No:3)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.47000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 2, POS:I)
 Bending Moments My = -5.8102, Mz = -1.7027
 End Moments Myi = -5.8102, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = -5.8102, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = -1.7027, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -2.3166 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = -7.9051 (LCB: 2, POS:I)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00320
Flg Width	0.10000	Top F Thick	0.00320
Web Center	0.09680	Bot.F Thick	0.00320
Area	0.00124	Asz	0.00064
Qyb	0.00352	Qzb	0.00352
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.05000
Wely	0.00004	Welz	0.00004
ry	0.03954	rz	0.03954

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.47000, Lz = 1.47000, Lb = 1.47000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 88.0 < 200.0$ (Memb:59, LCB: 5)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.000/277.309 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 5.8102/10.0700 = 0.577 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.7027/10.0700 = 0.169 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R.MNRd = \text{MAX}[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R.BiM = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R.byN = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R.byM = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \text{MAX}[R.MNRd, R.BiM, (R.byN + R.byM)] = 0.746 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.028 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.096 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0059 > 0.0053$ (Memb:81, LCB: 8, POS: 1.5m, Dir-Z)..... O.K

8. CONCLUSIONI

Il progetto dell'intero modulo in acciaio per il sostegno di dei pannelli fotovoltaici ha dimensioni in pianta di 20.30m x 4.55 con un'altezza massima di 2.70 m, risulta completamente verificato.

Sono stati considerati i carichi dovuti all'azione della neve e vento, oltre ai pesi permanenti, e sono stati combinati fra loro seguendo le indicazioni delle NTC18. Le verifiche sono state effettuare per tutti gli elementi con tutte le combinazioni dal software Midas Gen.

Arrivando a un livello di sicurezza determinato come sforzo agente rispetto alla resistenza dell'elemento di:

- $0.52 < 1.00$ per le colonne scatolari di 140x140x4
- $0.83 < 1.00$ per le travi principali in UPN 120
- $0.75 < 1.00$ per le travi secondarie di 100x100x3.2

La struttura risulta quindi conforme alle norme tecniche vigenti.

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1. LAYOUT GENERALE.....	3
FIGURA 2. ORTOFOTO: AREA DELL'INTERO INTERVENTO.....	4
FIGURA 3. PIANTA ARCHITETTONICA	4
FIGURA 4. VISTA FRONTALE.....	4
FIGURA 5. PROFILO DELLE VELOCITÀ DELLE ONDE	8
FIGURA 6. POSIZIONE DEL PUNTO DI APPLICAZIONE DELLA FORZA RISULTANTE	13
FIGURA 7. SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI ($Q=1$) – SLO, SLD, SLV, SLC.....	15
FIGURA 8. SPETTRO DI PROGETTO ($Q=1.50$)	16
FIGURA 9. MODELLO DI CALCOLO IN MIDAS GEN.....	19
FIGURA 10.IMPLEMENTAZIONE DEI PESI PERMANENTI NON MODELLATI (PANNELLI).....	20
FIGURA 11.IMPLEMENTAZIONE DEI CARICHI VARIABILI (NEVE)	20
FIGURA 12.IMPLEMENTAZIONE DEL CARICO VENTO IN DIREZIONE $+X C_F > 0$.	21
FIGURA 13.IMPLEMENTAZIONE DEL CARICO VENTO IN DIREZIONE $-X C_F > 0$...	21
FIGURA 14.IMPLEMENTAZIONE DEL CARICO VENTO IN DIREZIONE $+X C_F < 0$.	22
FIGURA 15.IMPLEMENTAZIONE DEL CARICO VENTO IN DIREZIONE $-X C_F < 0$..	22
FIGURA 16.CONFIGURAZIONE DEFORMATA SOPOSTAMENTI IN DIREZIONE Z – INVILUPPO SLE	23
FIGURA 17.CONFIGURAZIONE DEFORMATA SPOSTAMENTI IN DIREZIONE X – INVILUPPO SLE	24
FIGURA 18.CONFIGURAZIONE DEFORMATA SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y – INVILUPPO SLE	24
FIGURA 19.MOMENTO M_Y – INVILUPPO SLU	25
FIGURA 20.MOMENTO F_Z – INVILUPPO SLU	25
FIGURA 21.MOMENTO F_X – INVILUPPO SLU.....	26

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE NEL LOTTO 1 ...	6
TABELLA 2. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE NEL LOTTO 2 ...	6
TABELLA 3. VALORE DEL COEFFICIENTE DI FORZA C_F	12
TABELLA 4. ANALISI DEI CARICHI	13
TABELLA 5. NTC 2018: TABELLA 2.5.I – VALORI DEI CARICHI D’ESERCIZIO PER LE DIVERSE CATEGORIE DI EDIFICI	17
TABELLA 6. 4.2.VII DELLE NTC2018 – COEFFICIENTI PER LA RESISTENZA DELLE MEMBRATURE	23
TABELLA 7. ESITI VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	26