

Indice

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE DELLE'OPERA.	1
2.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI.....	3
3. NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.	7
4. MATERIALI	7
4.1 Acciaio.....	7
4.2 Caratteristiche di resistenza dell'acciaio.....	7
4.3 Protezione dalla corrosione	8
5. CARICHI	9
5.1 Peso proprio G1	9
5.2 Sovraccarichi permanenti G2	9
5.3 Vento.....	10
5.1.1. Azioni di calcolo	15
5.4 Neve.....	17
6. ANALISI STRUTTURALE	19
6.1 Metodologia e descrizione del modello.....	19
6.1 Tipi di analisi svolte e verifiche.	20
6.1 Carichi applicati.....	21
6.2 Combinazioni di carico	24
7. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI NUMERICHE.....	24
7.1 Spostamenti in esercizio	29
7.2 Verifica delle sezioni	30
8 TIPOLOGIA E DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI	33
8.1 Scarichi agenti.....	33

8.2	<i>Dimensionamento della vite</i>	36
8.3	<i>Risultati</i>	38
9	CONCLUSIONI.	41

1. PREMESSA

Con la presente si espongono le procedure di calcolo ed i risultati relativi al predimensionamento delle strutture di supporto e relative fondazioni dei pannelli fotovoltaici da installarsi nell'ambito dei lavori di realizzazione di un impianto fotovoltaico a terra della potenza di 19.99 MW_p, in località Masseria Sabella del Comune di Genzano di Lucania (Pz).

2. DESCRIZIONE DELLE'OPERA.

Le opere in elevazione sono costituite da profili in acciaio, realizzate in officina ed assemblate in cantiere a formare moduli di dimensioni fisse così come rappresentato nelle seguenti figure.

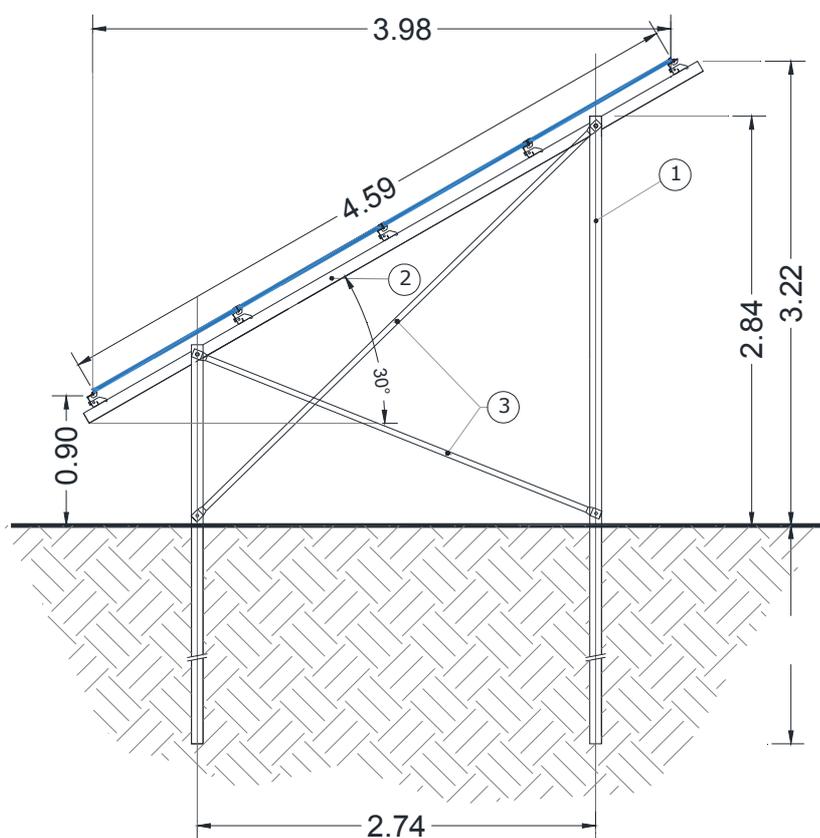


Figura 1. Vista laterale

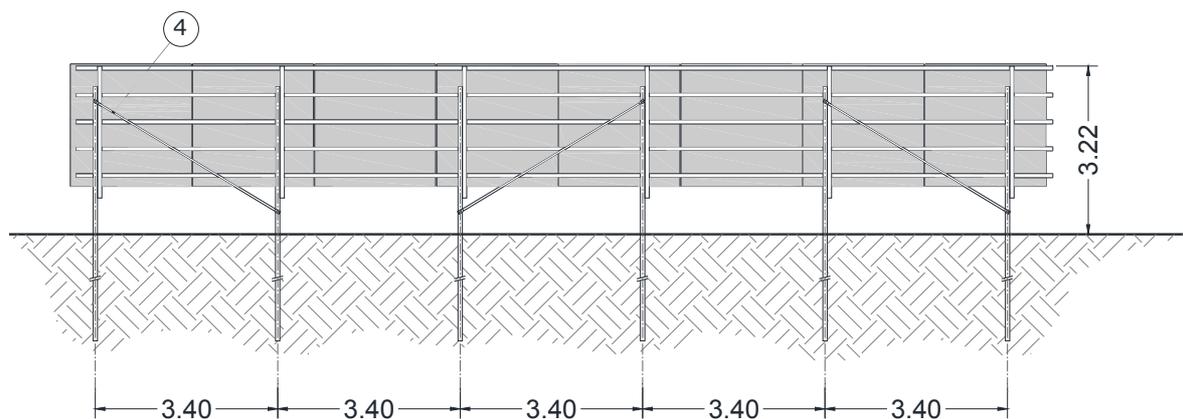


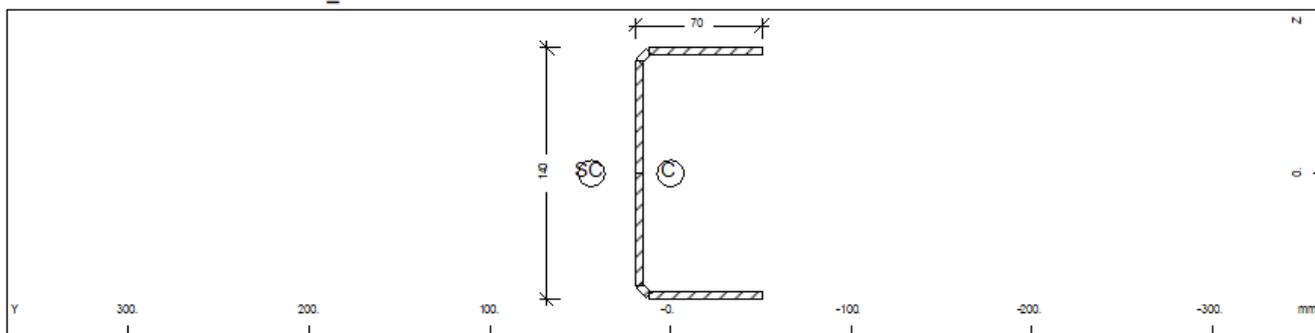
Figura 2. Vista frontale

Con riferimento alle figure precedenti di seguito si riportano le sezioni dei vari elementi strutturali.

- (1) C140*70*4
- (2) CC170*70*7
- (3) L40x3
- (4) CC130x70x5

2.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Sezione numero 1 - C₁₄₀ x 70 x 4.



Sezione numero 1 - C₁₄₀ x 70 x 4

Proprietà statiche della sezione.

Mate	A[cm ²]	Ay[cm ²]	Iy[cm ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
MRF	It[cm ⁴]	Az[cm ²]	Iz[cm ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[cm ²]	Iyz[cm ⁴]				
1	10.62	3.38	322.8	0.0	43.7	210000	0.08
	0.6	4.57	51.5	0.0	0.0	80770	(BEAM)

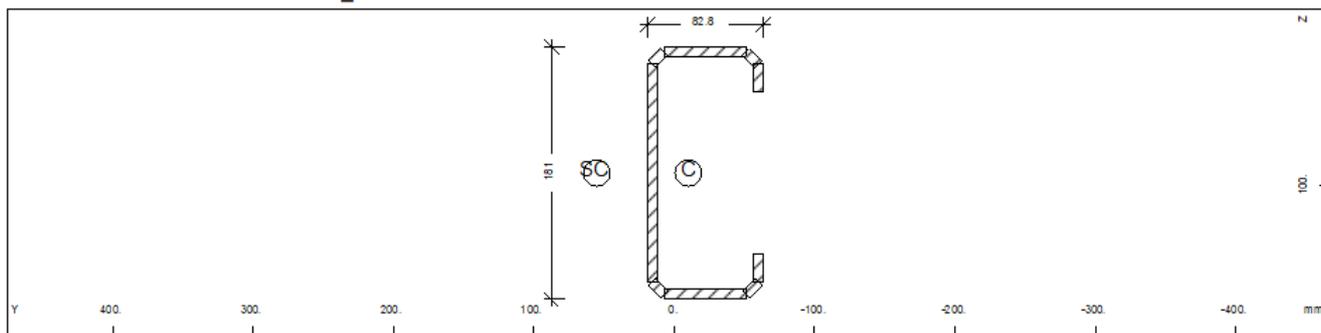
Materiale	numero del materiale
A[cm ²]	area della sezione
Ay[cm ²],Az[cm ²],Ayz[cm ²]	area di deformazione a taglio
Iy[cm ⁴],Iz[cm ⁴],Iyz[cm ⁴]	momento d'inerzia flessionale
yc[mm],zc[mm]	coordinate del baricentro
ysc[mm],zsc[mm]	coordinate del centro di taglio
E[N/mm ²]	Modulo elastico
g[kN/m]	peso per unità di lunghezza
MRF	numero del materiale dell'armatura
It[cm ⁴]	momento d'inerzia torsionale
G[N/mm ²]	Modulo di taglio

Proprietà statiche aggiuntive della sezione.

α -T[1/K]	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[cm ²]	MRs	1/WT[1/m ³]	1/wVy[1/m ²]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[cm ²]		1/WT2[1/m ³]	1/wVz[1/m ²]
1.2E-05	-50.5	-70.0		7.082E+00		7.060E+05	2.481E+03
	19.5	70.0				3.670E+04	2.079E+03

α -T[1/K]	Coeff. di dilatazione
ymin[mm],zmin[mm],ymax[mm],zmax[mm]	coordinate estremi relativamente al baricentro
hymin[mm],hzmin[mm]	valore minimo del braccio interno
AK[cm ²]	area equivalente a torsione (Bredt)
MRs	numero del materiale delle staffe
1/WT[1/m ³],1/WT2[1/m ³]	resistenza torsionale
1/wVy[1/m ²],1/wVz[1/m ²]	resistenza tagliante
AB[cm ²]	area lorda del calcestruzzo

Sezione numero 2 - Cc_170 x 70 x 7.



Sezione numero 2 - Cc_170 x 70 x 7

Proprietà statiche della sezione.

Mate	A[cm ²]	Ay[cm ²]	Iy[cm ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
MRf	It[cm ⁴]	Az[cm ²]	Iz[cm ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[cm ²]	Iyz[cm ⁴]				
1	25.38	7.38	1209.1	-10.0	55.1	210000	0.20
	4.1	9.40	222.2	91.0	91.0	80770	(BEAM)

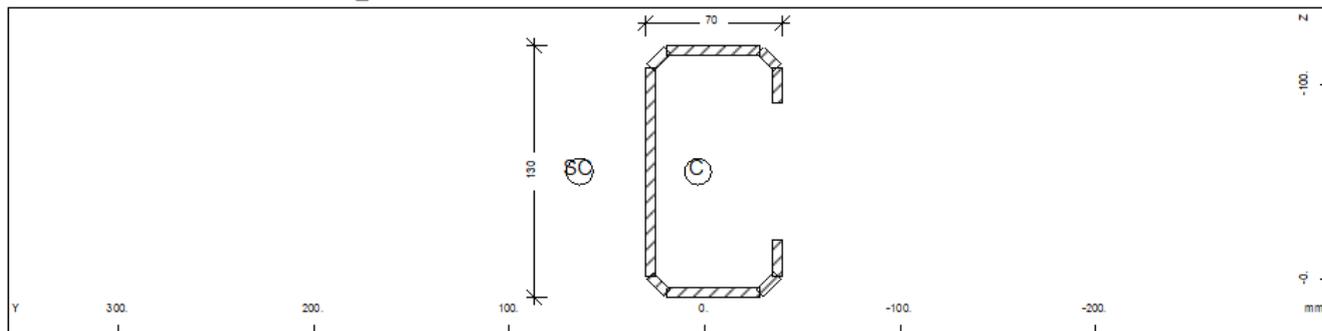
Materiale numero del materiale
 A[cm²] area della sezione
 Ay[cm²],Az[cm²],Ayz[cm²] area di deformazione a taglio
 Iy[cm⁴],Iz[cm⁴],Iyz[cm⁴] momento d'inerzia flessionale
 yc[mm],zc[mm] coordinate del baricentro
 ysc[mm],zsc[mm] coordinate del centro di taglio
 E[N/mm²] Modulo elastico
 g[kN/m] peso per unità di lunghezza
 MRf numero del materiale dell'armatura
 It[cm⁴] momento d'inerzia torsionale
 G[N/mm²] Modulo di taglio

Proprietà statiche aggiuntive della sezione.

$\alpha-T[1/K]$	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[cm ²]	MRs	1/WT[1/m ³]	1/WVy[1/m ²]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[cm ²]		1/WT2[1/m ³]	1/WVz[1/m ²]
1.2E-05	-53.6	-90.5		1.692E+01		1.689E+05	1.089E+03
	29.2	90.5				1.081E+04	9.545E+02

$\alpha-T[1/K]$ Coeff. di dilatazione
 ymin[mm],zmin[mm],ymax[mm],zmax[mm] coordinate estremi relativamente al baricentro
 hymin[mm],hzmin[mm] valore minimo del braccio interno
 AK[cm²] area equivalente a torsione (Bredt)
 MRs numero del materiale delle staffe
 1/WT[1/m³],1/WT2[1/m³] resistenza torsionale
 1/WVy[1/m²],1/WVz[1/m²] resistenza tagliante
 AB[cm²] area lorda del calcestruzzo

Sezione numero 3 - LCC_130x70x5.



Sezione numero 3 - LCC_130x70x5

Proprietà statiche della sezione.

Mate	A[cm ²]	Ay[cm ²]	Iy[cm ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
MRF	It[cm ⁴]	Az[cm ²]	Iz[cm ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[cm ²]	Iyz[cm ⁴]				
1	14.42	4.81	357.7	3.4	64.0	210000	0.11
	1.2	4.50	95.4	-55.0	-55.0	80770	(BEAM)

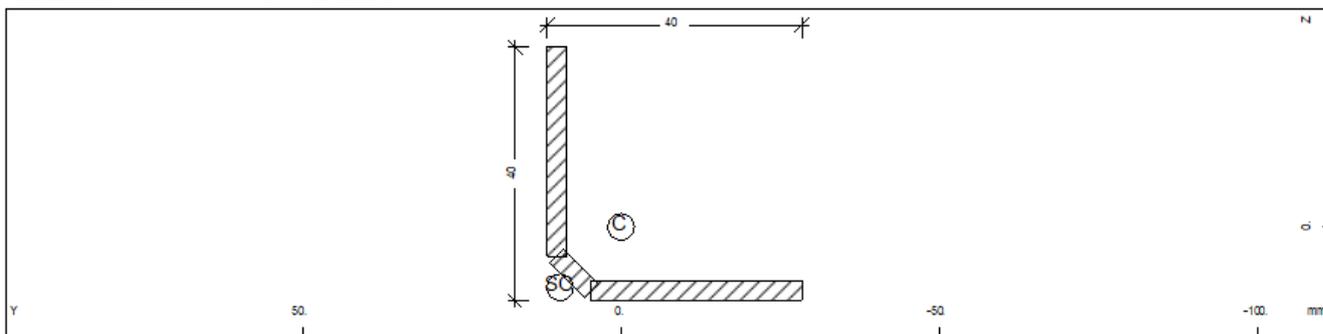
Materiale numero del materiale
 A[cm²] area della sezione
 Ay[cm²],Az[cm²],Ayz[cm²] area di deformazione a taglio
 Iy[cm⁴],Iz[cm⁴],Iyz[cm⁴] momento d'inerzia flessionale
 yc[mm],zc[mm] coordinate del baricentro
 ysc[mm],zsc[mm] coordinate del centro di taglio
 E[N/mm²] Modulo elastico
 g[kN/m] peso per unità di lunghezza
 MRF numero del materiale dell'armatura
 It[cm⁴] momento d'inerzia torsionale
 G[N/mm²] Modulo di taglio

Proprietà statiche aggiuntive della sezione.

$\alpha-T[1/K]$	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[cm ²]	MRs	1/WT[1/m ³]	1/WVy[1/m ²]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[cm ²]		1/WT2[1/m ³]	1/WVz[1/m ²]
1.2E-05	-43.0	-65.0		9.613E+00		4.161E+05	1.770E+03
	27.0	65.0				2.331E+04	1.863E+03

$\alpha-T[1/K]$ Coeff. di dilatazione
 ymin[mm],zmin[mm],ymax[mm],zmax[mm] coordinate estremi relativamente al baricentro
 hymin[mm],hzmin[mm] valore minimo del braccio interno
 AK[cm²] area equivalente a torsione (Bredt)
 MRs numero del materiale delle staffe
 1/WT[1/m³],1/WT2[1/m³] resistenza torsionale
 1/WVy[1/m²],1/WVz[1/m²] resistenza tagliante
 AB[cm²] area lorda del calcestruzzo

Sezione numero 4 - L40x3.



Sezione numero 4 - L40x3

Proprietà statiche della sezione.

Mate	A[cm ²]	Ay[cm ²]	Iy[cm ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
MRf	It[cm ⁴]	Az[cm ²]	Iz[cm ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]	
		Ayz[cm ²]	Iyz[cm ⁴]				
1	2.21	0.95	3.4	0.0	9.5	210000	0.02
	0.1	0.95	3.4	0.0	9.5	80770	(BEAM)
		10.18	-2.3				

Materiale numero del materiale
 A[cm²] area della sezione
 Ay[cm²],Az[cm²],Ayz[cm²] area di deformazione a taglio
 Iy[cm⁴],Iz[cm⁴],Iyz[cm⁴] momento d'inerzia flessionale
 yc[mm],zc[mm] coordinate del baricentro
 ysc[mm],zsc[mm] coordinate del centro di taglio
 E[N/mm²] Modulo elastico
 g[kN/m] peso per unità di lunghezza
 MRf numero del materiale dell'armatura
 It[cm⁴] momento d'inerzia torsionale
 G[N/mm²] Modulo di taglio

Asse principale d'inerzia ruotato a 45.00 [°]

Momenti principali d'inerzia 5.7018E+00 1.1828E+00 [cm⁴]

Proprietà statiche aggiuntive della sezione.

α-T[1/K]	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[cm ²]	MRs	1/WT[1/m ³]	1/WVy[1/m ²]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[cm ²]		1/WT2[1/m ³]	1/WVz[1/m ²]
1.2E-05	-28.4	-28.4		1.476E+00		4.518E+06	1.204E+04
	11.6	11.6				1.197E+07	1.204E+04

α-T[1/K] Coeff. di dilatazione
 ymin[mm],zmin[mm],ymax[mm],zmax[mm] coordinate estremi relativamente al baricentro
 hymin[mm],hzmin[mm] valore minimo del braccio interno
 AK[cm²] area equivalente a torsione (Bredt)
 MRs numero del materiale delle staffe
 1/WT[1/m³],1/WT2[1/m³] resistenza torsionale
 1/WVy[1/m²],1/WVz[1/m²] resistenza tagliante
 AB[cm²] area lorda del calcestruzzo

3. **NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.**

- D.M. del 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- CNR-DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”
- UNI EN 1993 1-8 Eurocode 3
- Strutture in Acciaio – G. Ballio F.M. Mazzolani

4. **MATERIALI**

4.1 Acciaio

Piastrame e profili	S275	
Pali a vite fondazione	S355	
Bulloneria		cl. 8.8

4.2 Caratteristiche di resistenza dell'acciaio.

PROFILATI, BARRE, LARGHI PIATTI, LAMIERE							
Simbolo	Simbolo UNI	Caratteristiche		S235 ⁽¹⁾	S275 ⁽¹⁾	S355 ⁽¹⁾	
f _t	R _m	Tensione di rottura a trazione [N/mm ²]		≥ 340 ⁽²⁾ ≤ 470 ⁽²⁾	≥ 410 ⁽³⁾ ≤ 560 ⁽³⁾	≥ 490 ⁽⁴⁾ ≤ 630 ⁽⁴⁾	
f _y	R _e	Tensione di snervamento [N/mm ²]		≥ 235 ⁽⁵⁾	≥ 275 ⁽⁶⁾	≥ 355 ⁽⁷⁾	
KV	KV	Resilienza KV (J) ⁽⁸⁾	JR	+20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			JO	0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			J2G3	-20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			K2G 3	-20°C	-	-	≥ 40

ϵ_t	A_{min}	Allungamento percentuale a rottura ($L_0=5.65 \sqrt{A_0}$)			
		- per lamiere	$\geq 24^{(9)}$	$\geq 20^{(9)}$	$\geq 20^{(9)}$
		- per barre, profilati, larghi piatti	$\leq 26^{(10)}$	$\leq 22^{(10)}$	$\leq 22^{(10)}$
<p>(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nei gradi JR,JO,J2G3 e K2G3 della UNI EN 10025 (febbraio 1992), anche altri tipi di acciai purchè rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.</p> <p>(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.</p> <p>(3) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.</p> <p>(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm.</p> <p>(5) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm².</p> <p>(6) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².</p> <p>(7) Per spessori fino a 16 mm; per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm²; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm²; per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm²; per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm².</p> <p>(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 100 mm.</p> <p>(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza ≥ 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.</p> <p>(10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm; per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm; per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto; per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti.</p>					

4.3 Protezione dalla corrosione

Al fine di garantire la durabilità delle strutture si prevede che gli elementi portanti in quest'ambito progettati siano sottoposti a trattamento di zincatura a caldo secondo il seguente ciclo di lavorazione nel rispetto delle norme EN ISO 1461/99 e CEI 7-6:

- sgrassaggio: per l'eliminazione di eventuali tracce di grasso, vernici e scorie di saldatura che i pezzi possono portarsi dietro dalle precedenti lavorazioni;
- decapaggio e lavaggio mediante acido cloridrico per eliminare le tracce di ossidi di ferro;
- Flussaggio durante la quale i manufatti di ferro vengono immersi nella vasca di flussaggio costituita da sale doppio di zinco e ammonio ($ZnCl_2.NH_4Cl_2.H_2O$) per eliminare ogni impurità presente sul ferro ed evitare che lo zinco sottostante si ossidi.;
- essiccazione e preriscaldamento in locali idonei a circa 100 °C per eliminare qualsiasi traccia di liquido dai pezzi;
- immersione nello zinco fuso in apposite vasche con zinco fuso, puro al 99,995 % (norma UNI EN ISO 1179) a circa 450°C per un idoneo tempo di immersione.
- raffreddamento e finitura

5. CARICHI

L'opera sarà soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio dei montanti (G1);
- Sovraccarichi permanenti (peso pannelli fotovoltaici) (G2);
- Azione del vento direzione parallela alla pendenza (W_{-Y} e W_{+Y});
- Azione del vento ortogonale alla pendenza (W_x);
- Azione della neve (S)
- Sisma.

La pressione dinamica e l'azione del vento sono azioni che non agiscono contemporaneamente. Se il valore della pressione del vento risulta superiore all'azione dinamica, quest'ultima non genera ulteriori combinazioni di carico, al contrario sostituirà l'azione del vento nelle combinazioni espresse di seguito.

Data la tipologia dell'opera e la notevole prevalenza delle azioni esercitate dal vento rispetto al sisma, quest'ultima condizione non verrà considerata nella presente trattazione.

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto prescritto dalle NTC2008.

Nel paragrafo a seguire sono specificate le modalità di calcolo dei carichi agenti.

5.1 Peso proprio G1

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati in funzione dei seguenti pesi specifici:

- Peso nell'unità di volume dell'acciaio da carpenteria metallica 78.5 kN/m^3

5.2 Sovraccarichi permanenti G2

Il carico dovuto ai pannelli comprensivi dei sistemi di fissaggio è stato valutato in funzione del seguente peso specifico:

- Peso proprio dei pannelli 0.50 kN/m^2

5.3 Vento

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che sono funzione del tempo e dello spazio e provocano in genere effetti dinamici. Per particolari configurazioni strutturali per le quali i modi propri di oscillazione della struttura possono dar luogo a fenomeni di risonanza, può essere necessario uno studio delle interazioni mediante la teoria dell'aeroelasticità o su modelli in scala in galleria del vento. Per costruzioni di forma e tipologia ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco sensibili all'azione dinamica del vento, è possibile descrivere le azioni indotte dal vento caricando la struttura con sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento in regime turbolento, considerando la direzione del vento orizzontale (formulazione quasi-statica equivalente).

Velocità di riferimento del vento (MACROZONAZIONE).

Per il calcolo delle azioni del vento sulla struttura si parte dall'individuazione della velocità di riferimento v_b definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria (vedi tabella seguente).

Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno del 2%. Per periodi di ritorno compresi fra 10 e 500 anni la velocità di riferimento $v_b(T_R)$ potrà essere calcolata tramite la relazione:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b$$

Dove:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Per località poste a quota inferiore o uguale a 1500 m sul livello del mare, tale velocità si può calcolare mediante le formule fornite dalla normativa vigente mediante la seguente formulazione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020



Per altitudini superiori a 1500 m, si potrà fare riferimento a condizioni locali del clima e di esposizione. Tuttavia i valori della velocità di riferimento non dovranno essere inferiori a quelli calcolati per quota 1500 m, e si dovranno ricavare da indagini statistiche adeguatamente comprovate.

Per le costruzioni usuali, le azioni del vento sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni relative al DM 20.02.2018. Le azioni statiche del vento sono pressioni e depressioni agenti sulle superfici, esterne e interne, degli elementi. Inoltre, per costruzioni o elementi di grande estensione, si deve tener conto anche delle azioni tangenziali prodotte dal vento. I valori di progetto della pressione del vento dipendono da vari fattori

quali da densità dell'aria, posizione geografica, altitudine sul livello del mare del sito, rugosità, dalla topografia, altezza e forma dell'edificio e periodo di ritorno.

La valutazione della pressione del vento si basa sulla definizione di:

- a) velocità base di riferimento v_b , funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare della costruzione, definita al §3.3.1 delle NTC 2018;
- b) velocità di riferimento v_r , funzione del periodo di ritorno di progetto TR definita al §3.3.2 delle NTC 2018;
- c) pressione cinetica di riferimento q_r definita al §3.3.6 delle NTC 2018;
- d) coefficiente di esposizione c_e funzione della categoria di esposizione e della rugosità del terreno nel sito;
- e) coefficiente di topografia c_t ;
- f) coefficiente aerodinamico c_p (o coefficiente di forma), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- g) coefficiente dinamico c_d , tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

La pressione del vento è quindi data dall'espressione 3.3.4 delle NTC 2018:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Indicazioni sulla valutazione dei coefficienti c_e , c_p e c_d sono riportate nello specifico nei paragrafi C.3.3.7-C.3.3.9 della Circolare applicativa 2019.

L'azione tangente del vento per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione 3.3.5 delle NTC 2018:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

dove c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Pressione cinetica di riferimento.

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

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

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$.

Coefficiente di esposizione.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min} \end{aligned}$$

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati nella seguente tabella in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia.

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

per la zona in questione, Zona di Vento 1, la categoria di esposizione la si ricava dalla seguente figura accedendo mediante la classe di rugosità individuata dalla tabella di seguito riportata.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

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

Coefficiente di forma.

Nel caso di tettoie e pensiline si deve tenere conto del coefficiente di bloccaggio Φ che come si desume dalla seguente figura, nel caso in questione si assume pari a 0.

- $\Phi=0$ assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia;
- $\Phi=1$ spazio al di sotto della tettoia completamente ostruito.

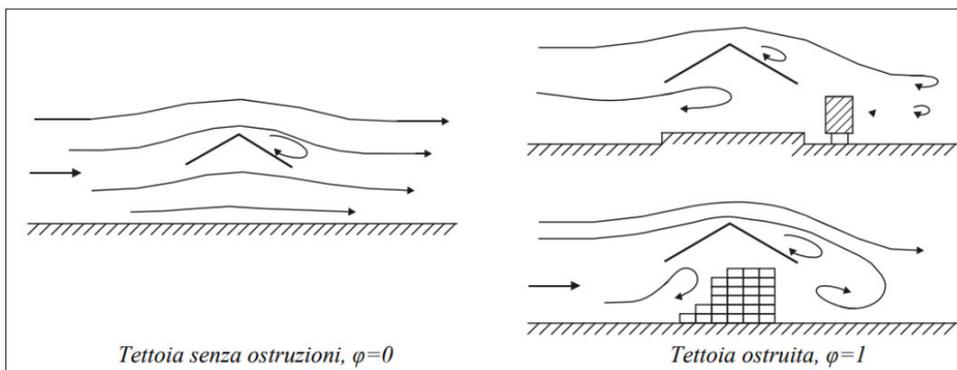
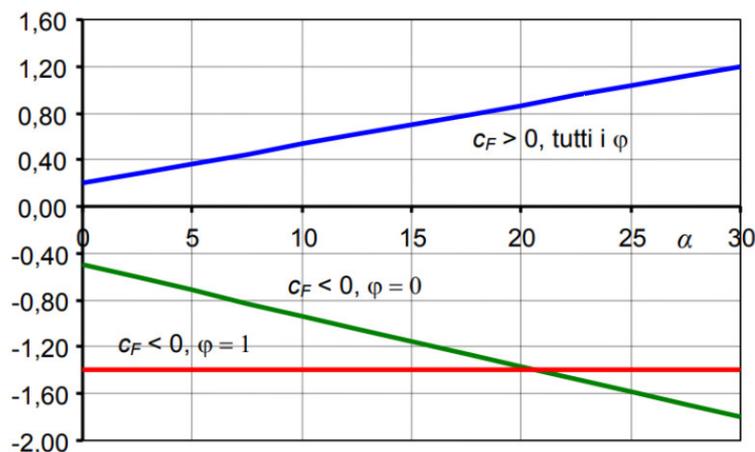


Figura 2 - Differenze di flusso d'aria per tettoie con $\Phi=0$ e $\Phi=1$

Nella seguenti figure si mostra come il coefficiente di forza c_F dipendi dal grado di bloccaggio e dall'inclinazione della falda



Valori positivi	Tutti i valori di ϕ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\phi = 0$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$
	$\phi = 1$	$c_F = -1,4$

Nel caso in questione essendo $\alpha=30^\circ$ si ha:

valori positivi: $c_F = 0.2 + 30/30 = 1.2$

valori negativi: $c_F = -0.5 - 1.3 \times 30/30 = -1.8$

I coefficienti così determinati sono da considerarsi applicabili nei tratti correnti lontani dai tratti iniziali ove insistono pressioni maggiori.

Coefficiente dinamico.

Il Coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Nel caso in esame si assume:

$$C_d = 1$$

5.1.1. Azioni di calcolo

Noti i vari coefficienti, avremo che le pressioni agenti sugli elementi strutturali, da combinare poi con le altre azioni, saranno date dalla seguente relazione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot ct$$

Tr	cr			
50	1,000734			
zona	Vbo	a0	ks	
3	27	500	0,37	
as =	280	m s.l.m.		

Pressione Cinetica di riferimento qb

Vb(Tr)=	27	
r =	1,25	densità aria
qb=	455,63	N/mq

categoria di esposizione del sito d'interesse	II	Kr	z0	Zmin	
		0,19	0,05	4	
		$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$			per $z \geq z_{min}$
		$c_e(z) = c_e(z_{min})$			per $z < z_{min}$
z=	5	m			
ce(z)	1,93				

Vento parallelo alla falda

Valori negativi = $455.63 \times 1.93 \times (-1.8) = -1582 \text{ N/m}^2$

Valori positivi = $455.63 \times 1.93 \times (-1.6) = +1075 \text{ N/m}^2$

Vento ortogonale alla falda

Azione tangenziale

cf=	0,04		
pf=	qb Ce Cf =	35,16	N/mq

5.4 Neve

Il carico neve è valutato con l'espressione:

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

q_s = Carico neve sulla copertura

μ_i = Coefficiente di forma della copertura

q_{sk} = Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (Macrozonazione) di cui al punto 3.4.2 della Normativa/2008 per un periodo di ritorno pari a 50 anni.

C_E = Coefficiente di esposizione (Microzonazione) di cui al punto 3.4.3 della Normativa/2008

C_t = Coefficiente termico di cui al punto 3.4.4 della Normativa/2008

Carico neve al suolo.

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali del clima e dalla zona di appartenenza.

Si riporta di seguito la suddivisione in zone dell'intero territorio italiano.

Zona I- Alpina.

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.

Zona I – Mediterranea.

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.

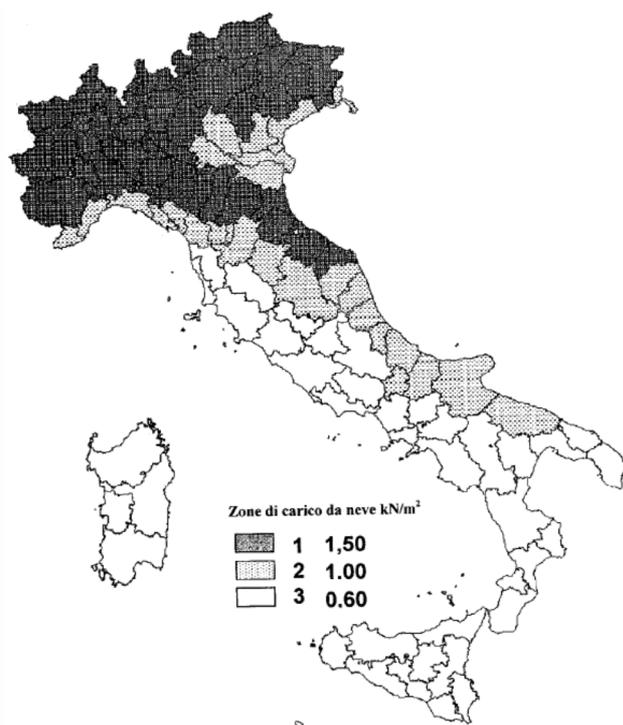
Zona II.

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.

Zona III.

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.

L'opera in questione verrà edificata in un sito ricadente nella zona I Alpina come si evince dalla seguente mappa.



ponendo:

$$a_s = 300 \text{ metri}$$

$$c_e = 3$$

si ottiene:

$$q_{sk} = 0.68 \text{ kN/mq}$$

Coefficienti di forma per il carico neve e condizioni di carico.

Coefficiente di forma μ_1 : 0,80

Carico neve

Carico neve $q_{sk} = 0.56 \text{ kN/m}^2$

6. ANALISI STRUTTURALE

6.1 Metodologia e descrizione del modello

Si è proceduto al calcolo di un singolo modulo minimo caricato per la quota parte di carico ed esso competente. Nonostante la semplicità della struttura si è optato per un calcolo agli elementi finiti con l'ausilio del software agli elementi finiti Sofistik (SOFISTIK AG) mediante il quale si sono eseguite le verifiche.

Di seguito si riporta la modellazione fisica ottenuta mediante l'adozione di elementi monodimensionali del tipo Beam e Cable.

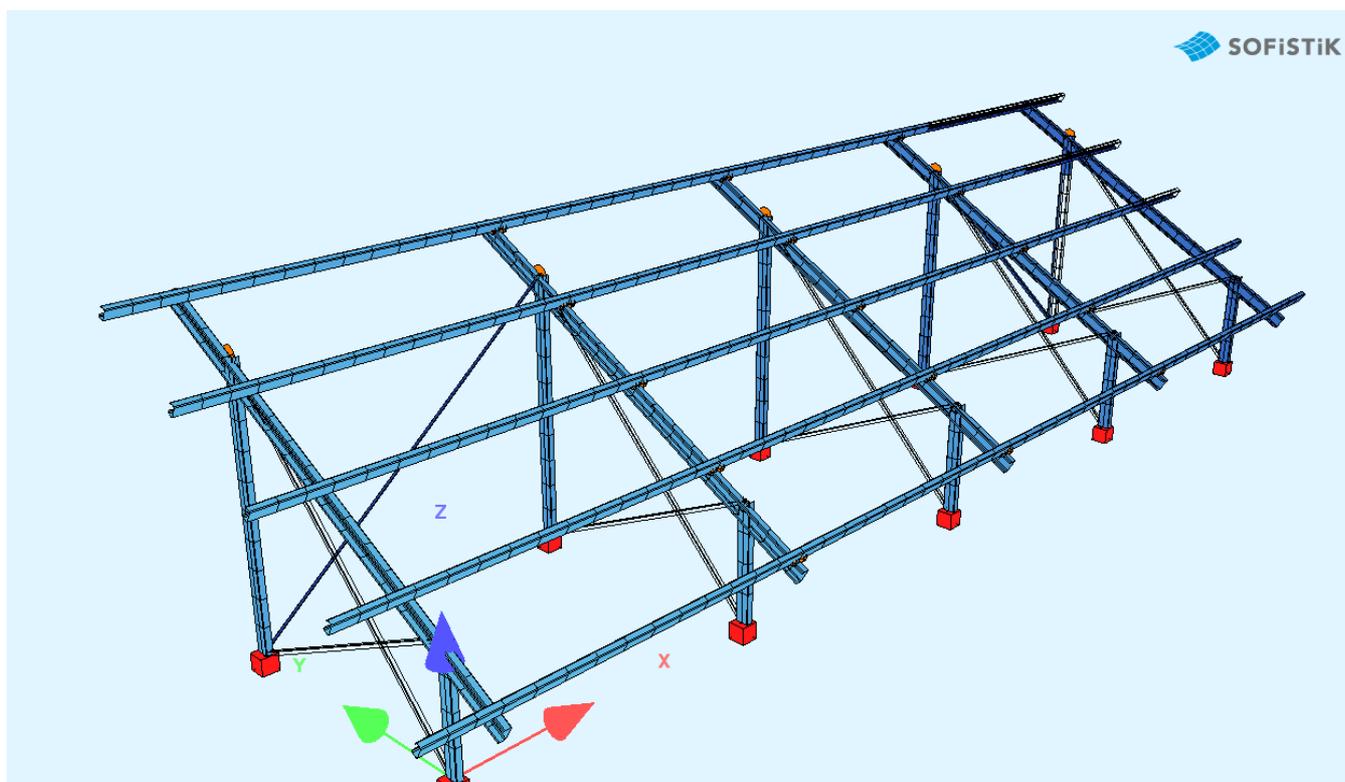


Figura 3. Schematizzazione fisica del modello di calcolo

6.1 Tipi di analisi svolte e verifiche.

Per il dimensionamento delle strutture, sono state condotte analisi in campo non lineare per portare in conto il comportamento degli elementi cable reagenti solo a trazione. Le verifiche di sicurezza svolte hanno mirato alla valutazione della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi, utilizzando, per la verifica delle sezioni, il metodo elastico, pertanto calcolata la tensione massima agente la si è confrontata con quella di snervamento f_{yd} dei materiali precedentemente descritti.

6.1 Carichi applicati

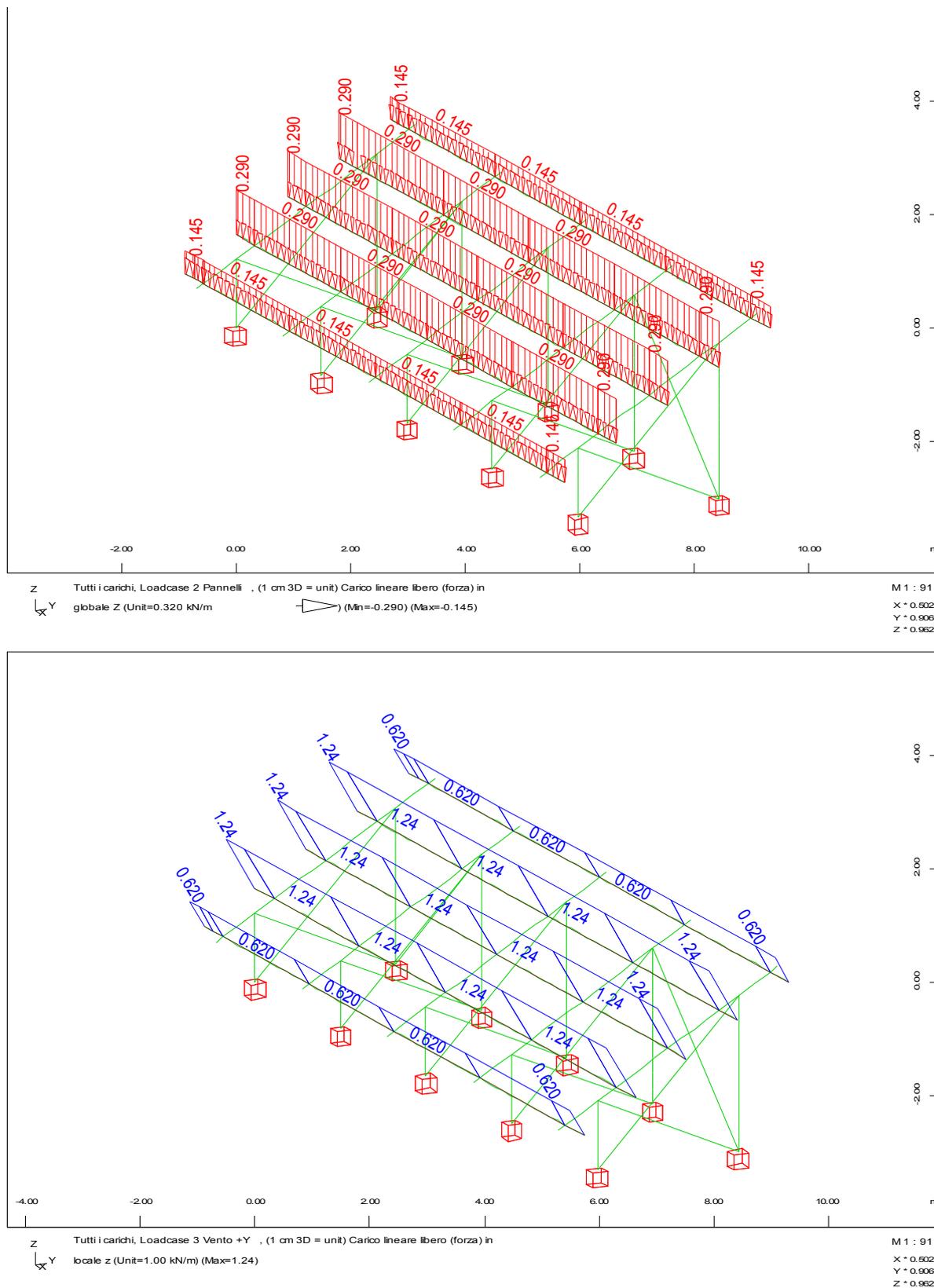


Figura 4. Carichi applicati per condizione di carico G2 e Vento W_{+Y}

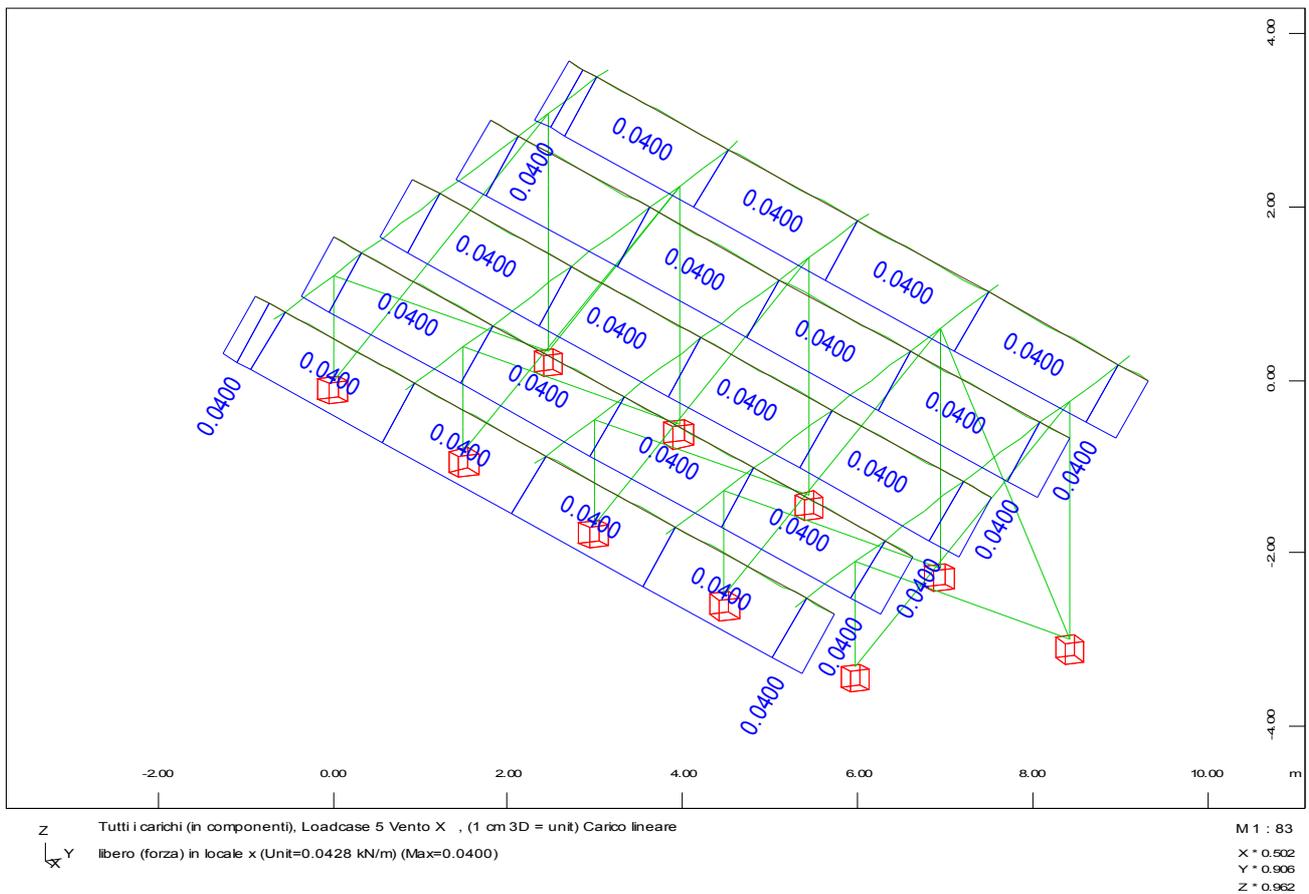
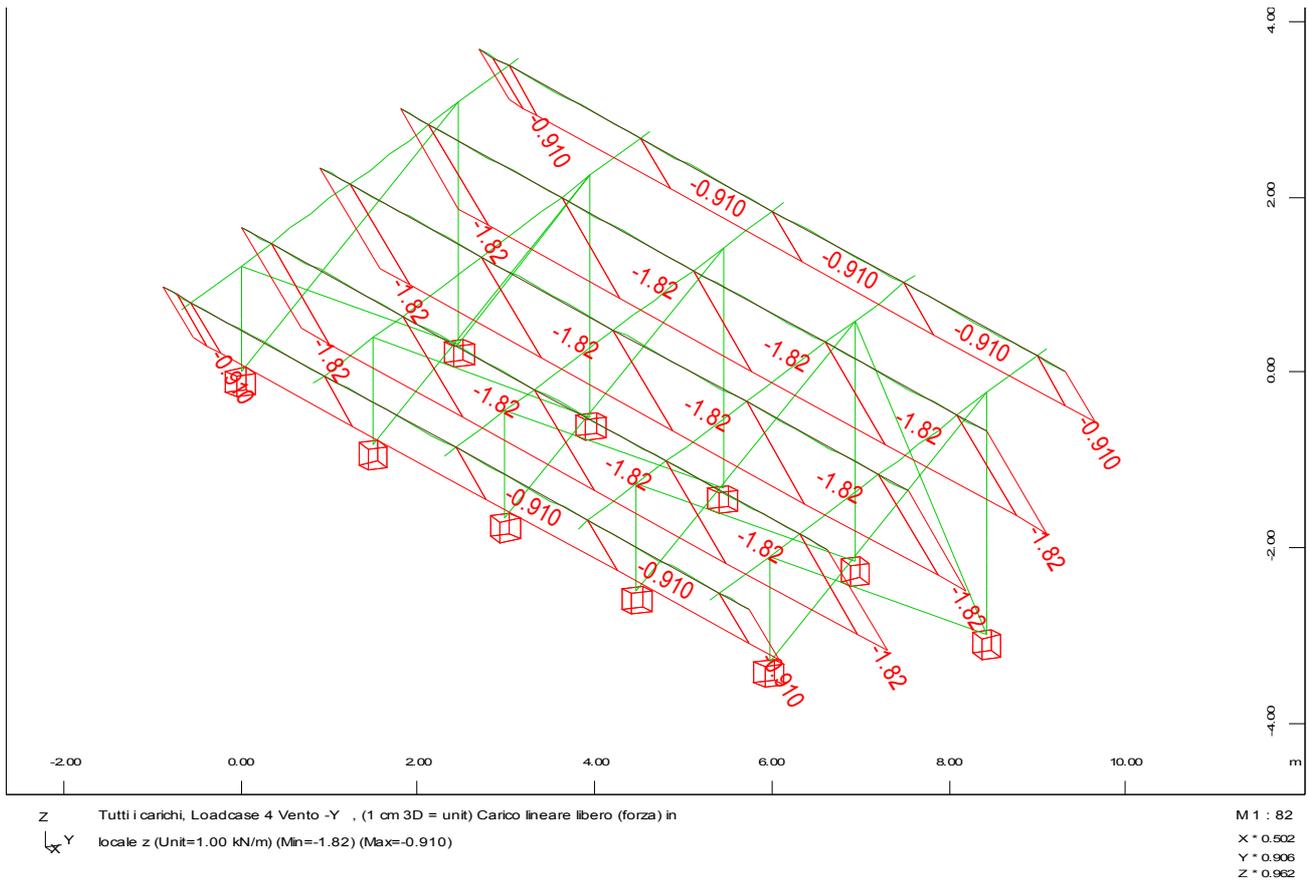


Figura 5. Carichi applicati per condizione di carico Vento W+Y e Wx

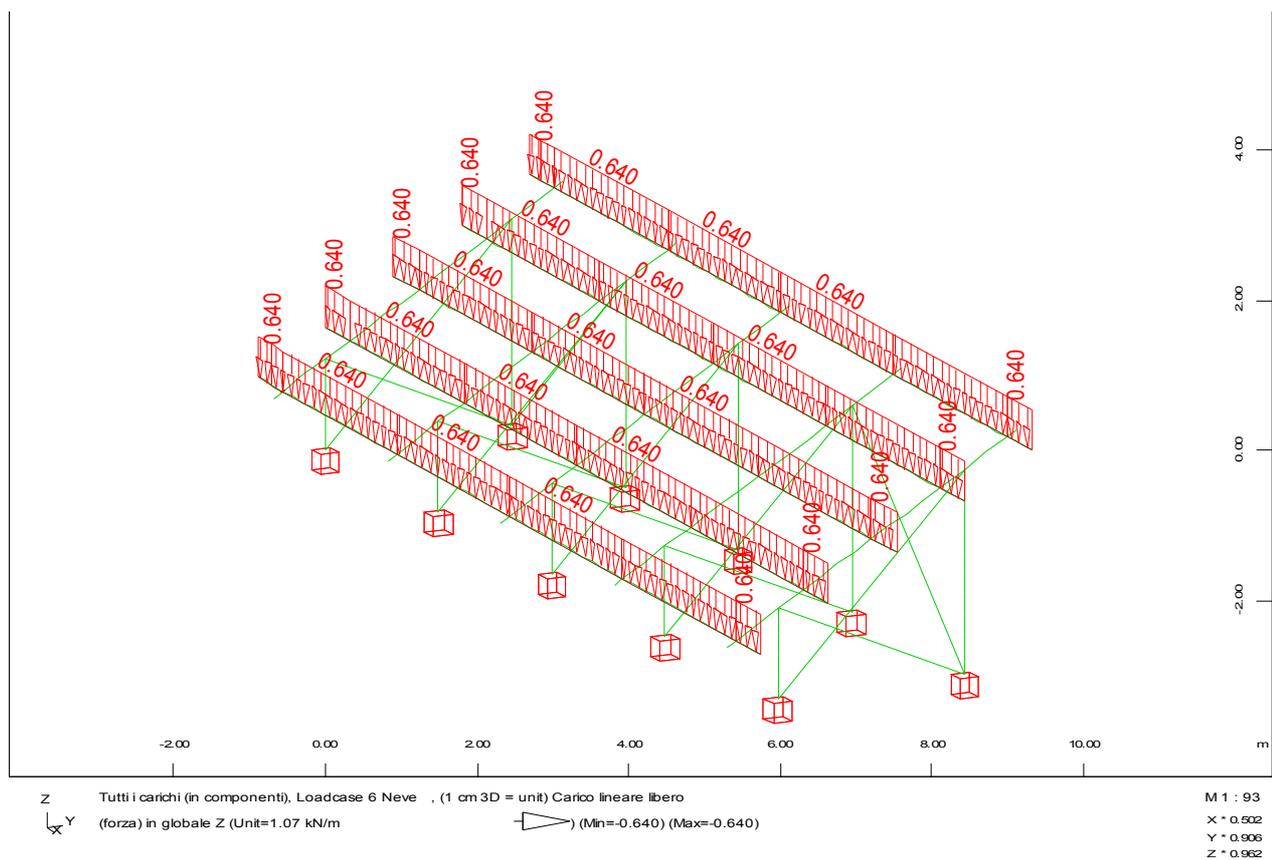


Figura 6. Carichi applicati per condizione di carico Neve S

6.2 Combinazioni di carico

Combinazioni di carico SLU:

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

Combinazioni di carico RARE:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Coefficienti parziali:

type	part	sup	Designation	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi-0$	$\psi-1$	$\psi-2$
G_1	G	perc	dead load g1	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
G_2	G	perc	G non strutturali	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S	Q	cond	snow loading	1.50	0.00	1.00	0.50	0.20	0.00
W	Q	excl	wind loading	1.50	0.00	1.00	0.60	0.20	0.00
type	action			$\gamma-u, \gamma-f, \gamma-a$ safety factors for unfavourable/favourable/accidental					
part	partition of the action			$\psi-0, \psi-1, \psi-2$ combination coefficients					
sup	superposition type								

7. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI NUMERICHE

I risultati delle analisi numeriche sono di seguito rappresentati mediante mappe a colore per le combinazioni di carico più rappresentative. Si espongono i risultati delle sollecitazioni: sforzo Normale N, Taglio Vz, Momenti flettenti My e Mz.

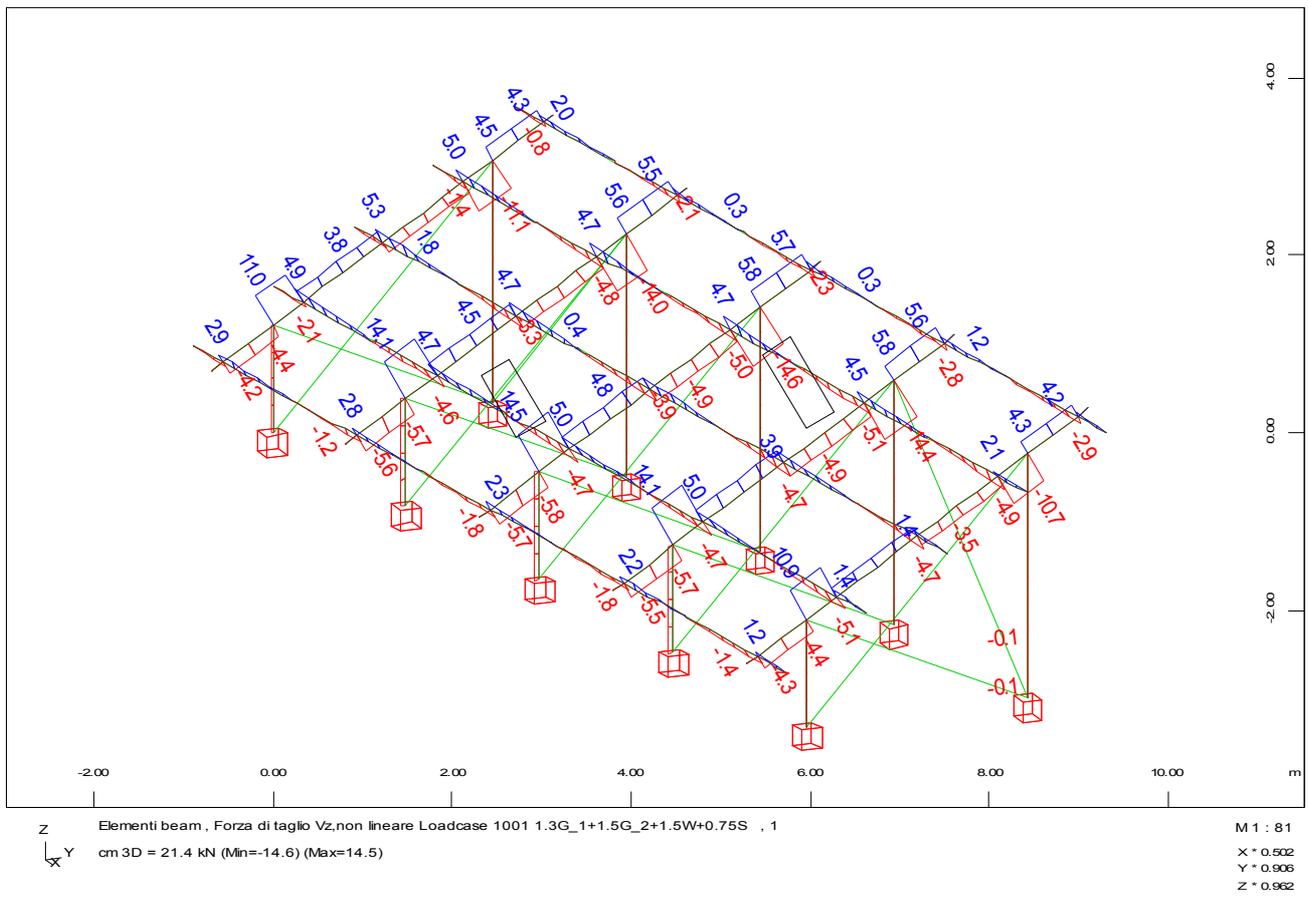
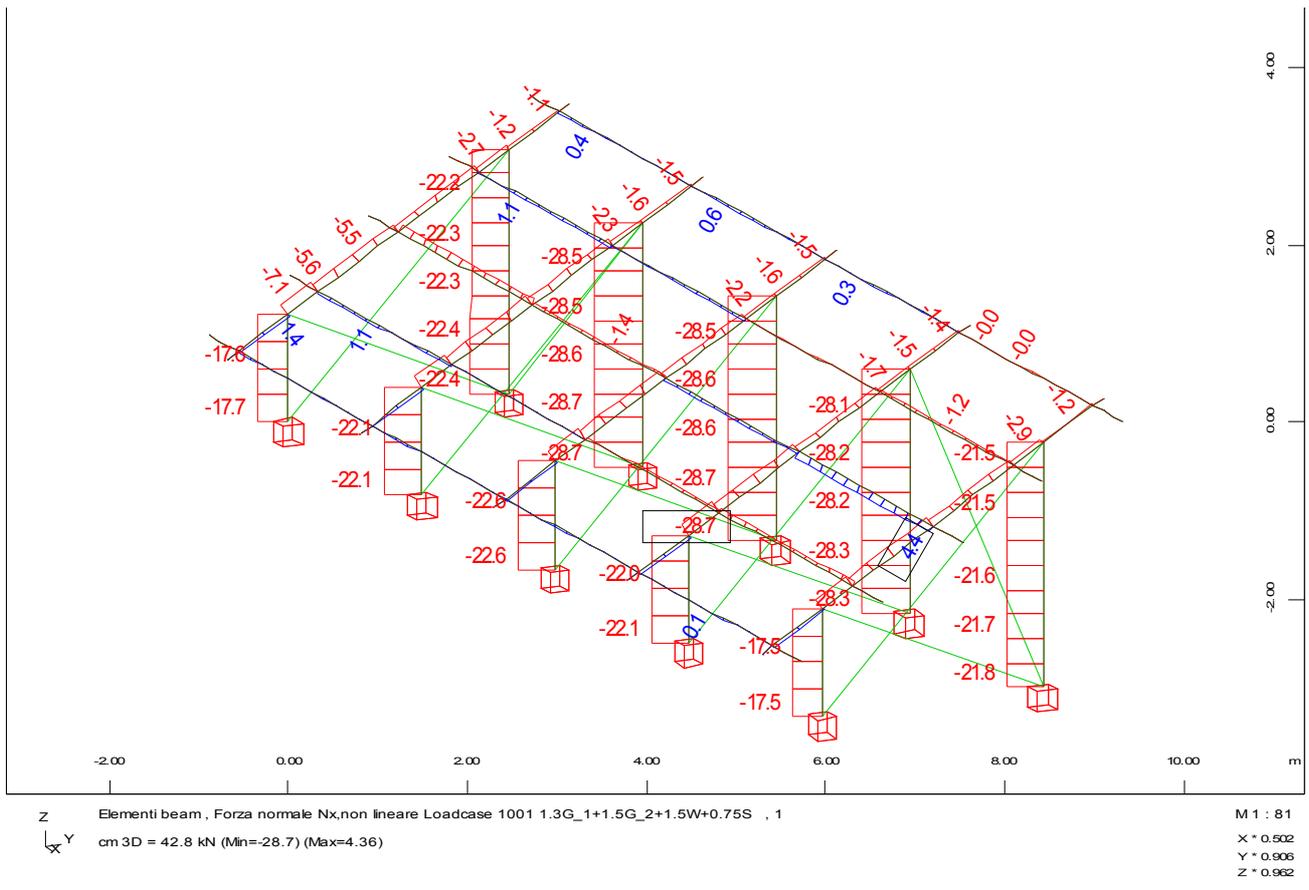
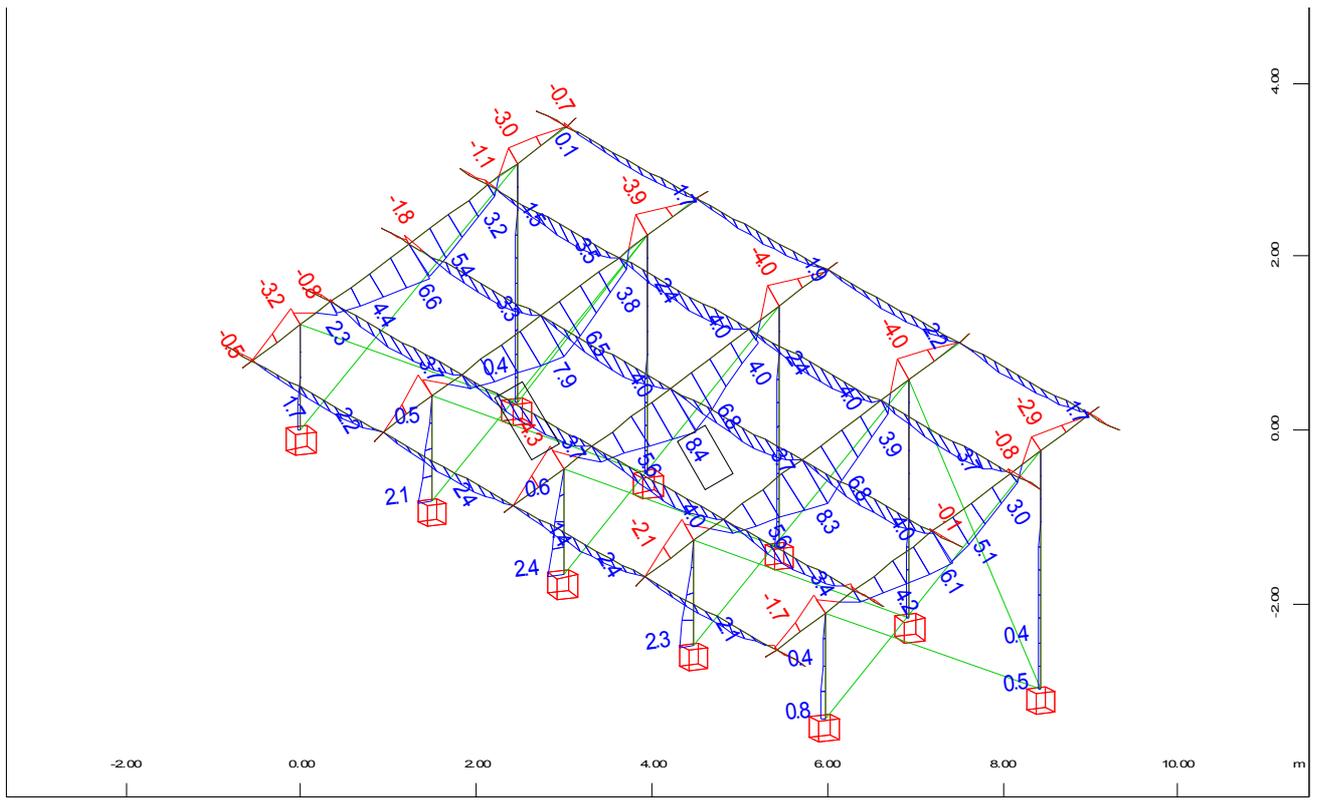
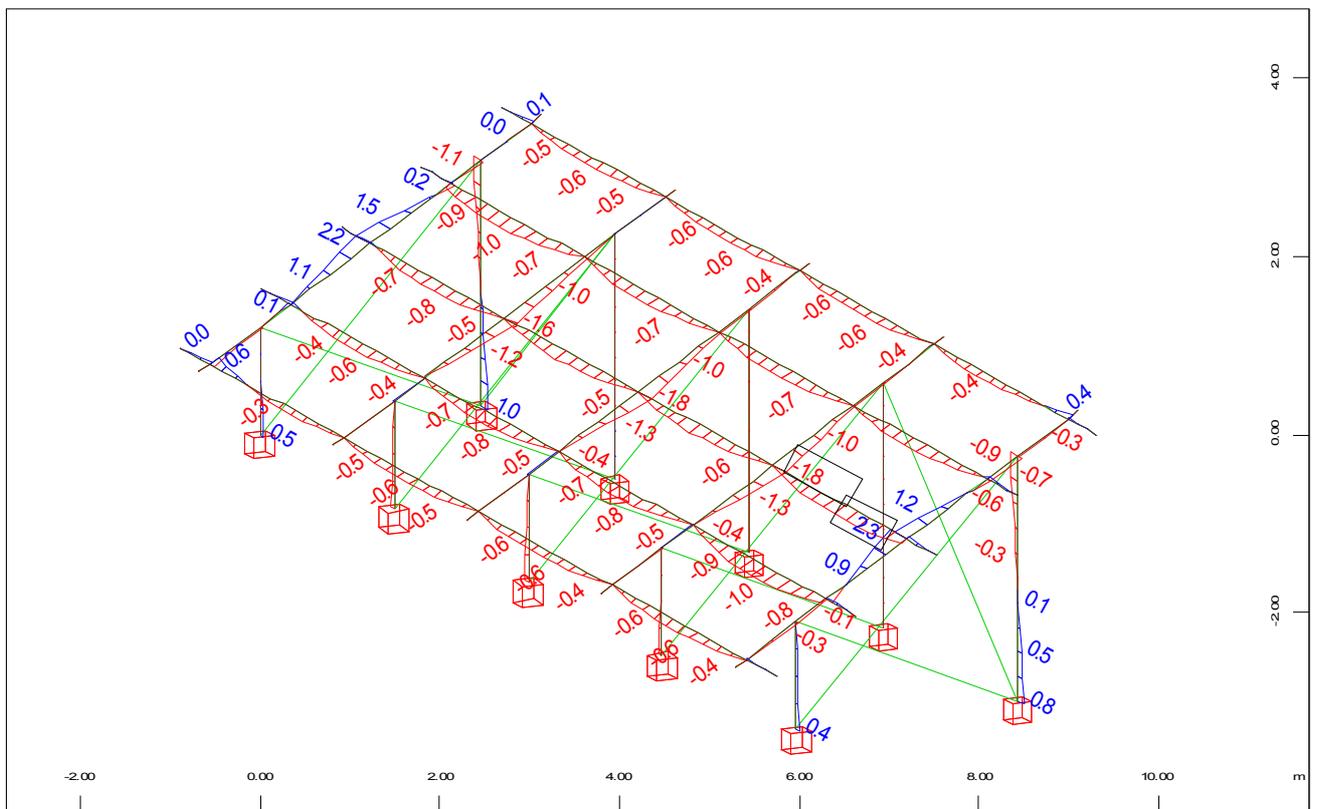


Figura 7. Sforzo normale Ne taglio Vz per la combinazione 1.3G_1+1.5G_2+1.5W+Y+0.75S



z Elementi beam , Momento flettente My,non lineare Loadcase 1001 1.3G_1+1.5G_2+1.5W+0.75S ,
 1 cm 3D = 10.7 kNm (Min=-4.28) (Max=8.35)

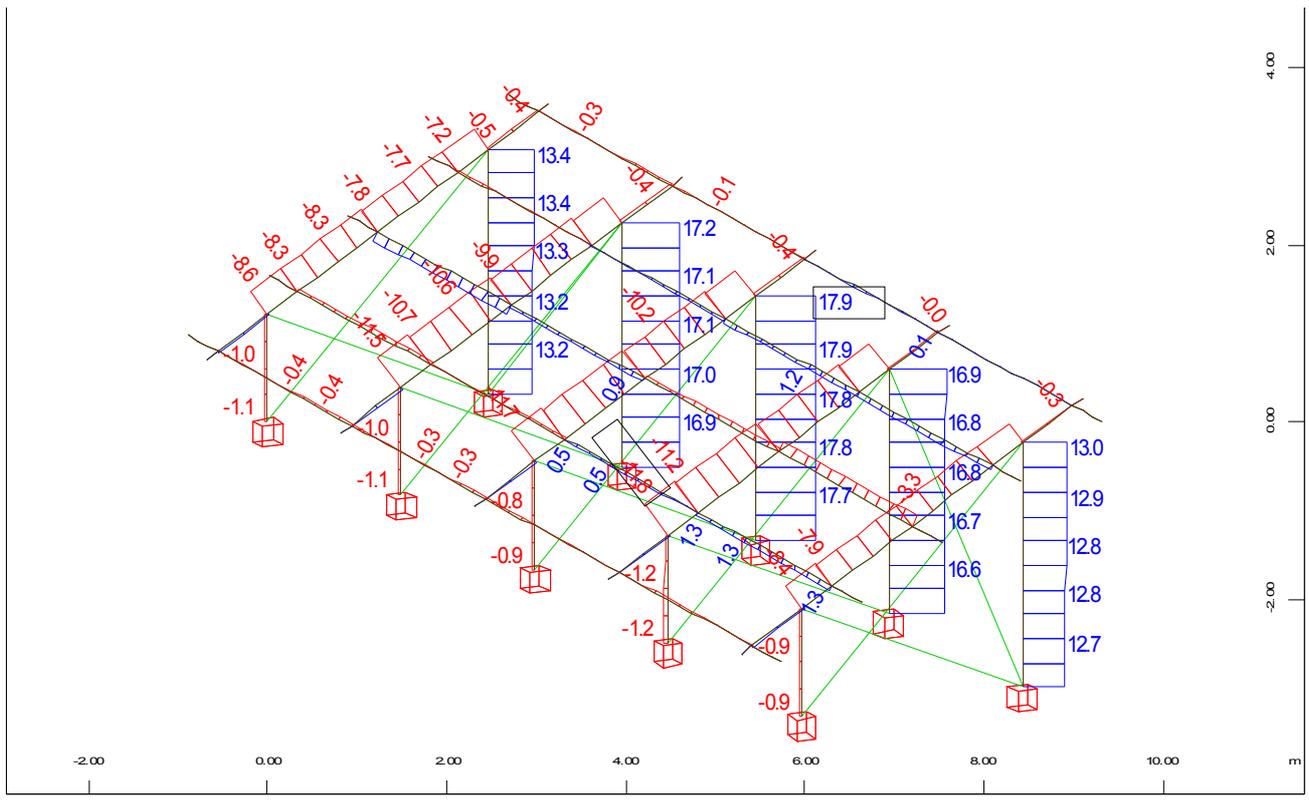
M 1 : 83
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



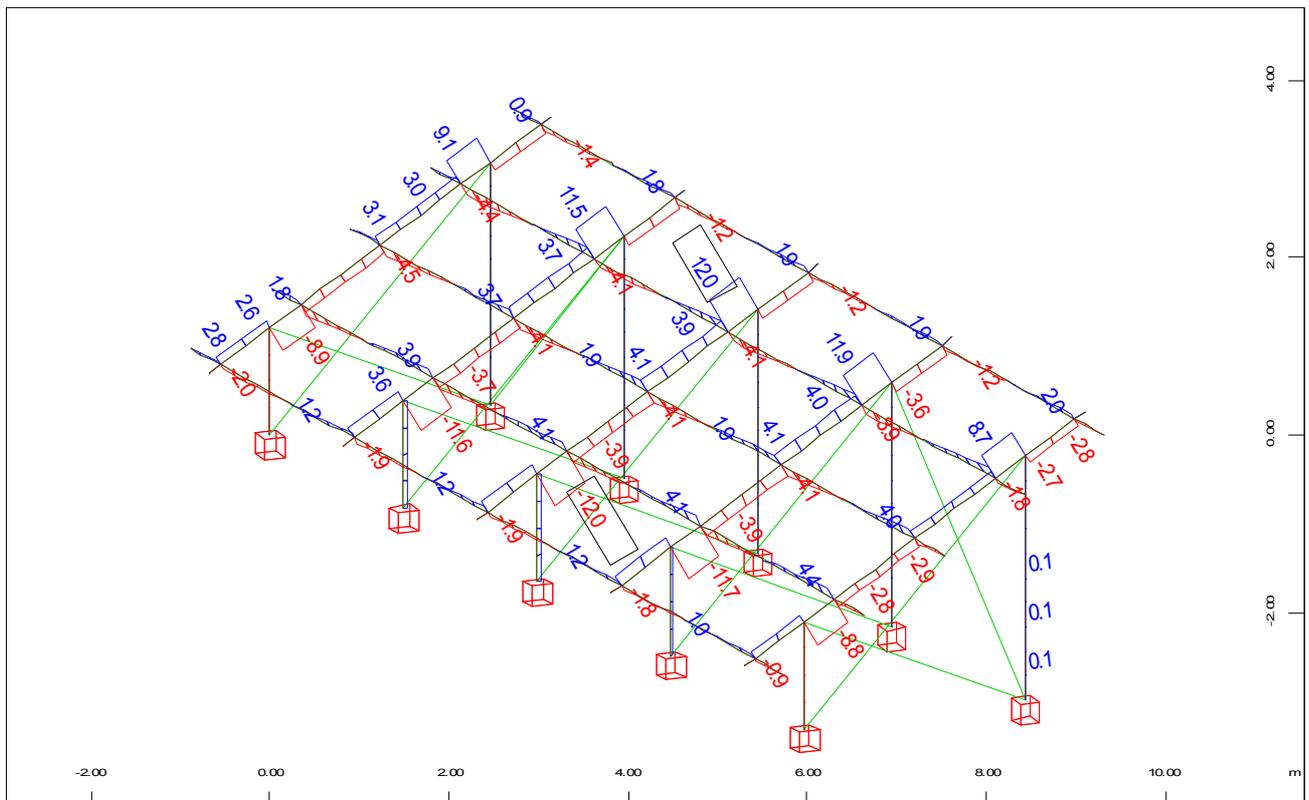
z Elementi beam , Momento flettente Mz,non lineare Loadcase 1001 1.3G_1+1.5G_2+1.5W+0.75S ,
 1 cm 3D = 4.28 kNm (Min=-1.76) (Max=2.34)

M 1 : 81
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Figura 8. Sforzo normale Mye taglio Mz per la combinazione 1.3G_1+1.5G_2+1.5W+Y+0.75S



Z Elementi beam , Forza normale Nx,non lineare Loadcase 1002 1.3G_1+0.8G_2+1.5W , 1 cm 3D =
 21.4 kN (Min=-11.8) (Max=17.9)
 M 1 : 81
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962



Z Elementi beam , Forza di taglio Vz,non lineare Loadcase 1002 1.3G_1+0.8G_2+1.5W , 1 cm 3D
 = 21.4 kN (Min=-12.0) (Max=12.0)
 M 1 : 81
 X * 0.502
 Y * 0.906
 Z * 0.962

Figura 9. Sforzo normale Ne taglio Vz per la combinazione G_1+0.8G_2+1.5W_v+0.75S

7.1 Spostamenti in esercizio

Di seguito si riportano gli spostamenti verticali per le combinazioni rare maggiormente rappresentative ($1.3G_1+1.5G_2+1.5W_{+Y}+0.75S$; $G_1+0.8G_2+1.5W_{-Y}$). Tali spostamenti in fase di progettazione esecutiva dovranno essere confrontati con quelli ammissibili dei pannelli al fine di evitare la rottura di questi.

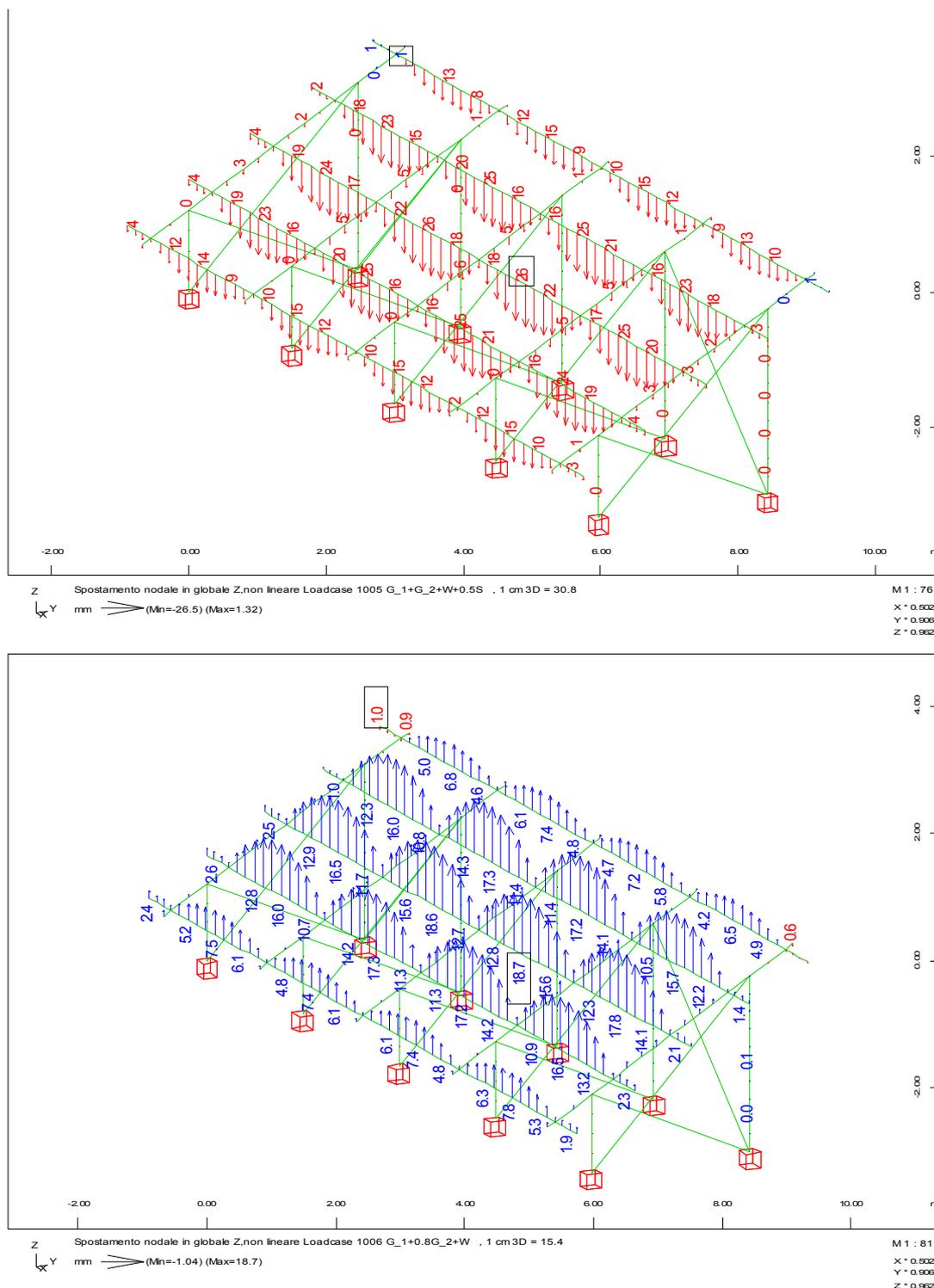


Figura 11. Spostamenti verticali per azioni caratteristiche

7.2 Verifica delle sezioni

Di seguito si è proceduto alla verifica delle sezioni maggiormente sollecitate sulla base delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni ultime ottenute dalle sollecitazioni relative alle singole condizioni di carico elementari. Valutata la classe delle sezioni in funzione anche del tasso di lavoro in termini tensionali si è optato per il metodo elastico per il cui esito positivo della verifica deve risultare:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

In presenza di un taglio significativo il momento flettente sopportabile dalla sezione è stato calcolato assumendo una tensione di calcolo ridotta:

$$(1-\rho)f_y$$

con

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{RM}} - 1\right)^2$$

Nelle seguenti figure si rappresenta, mediante mappe a colori, il livello di utilizzo della sezione.

Le verifiche sono soddisfatte se tale valore è minore o uguale a 1.

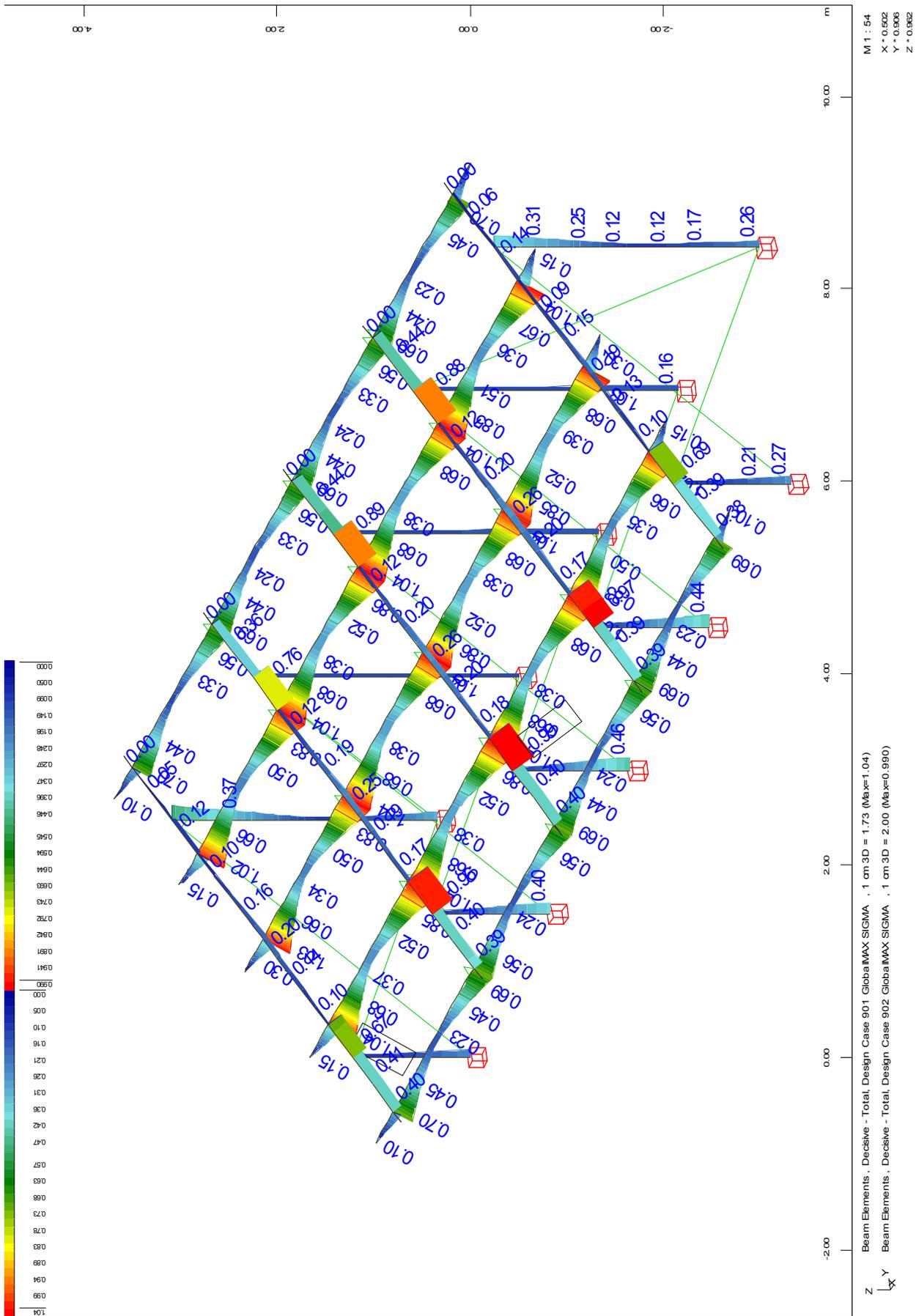


Figura 12. Inviluppo del coefficiente di utilizzo per elementi Beam

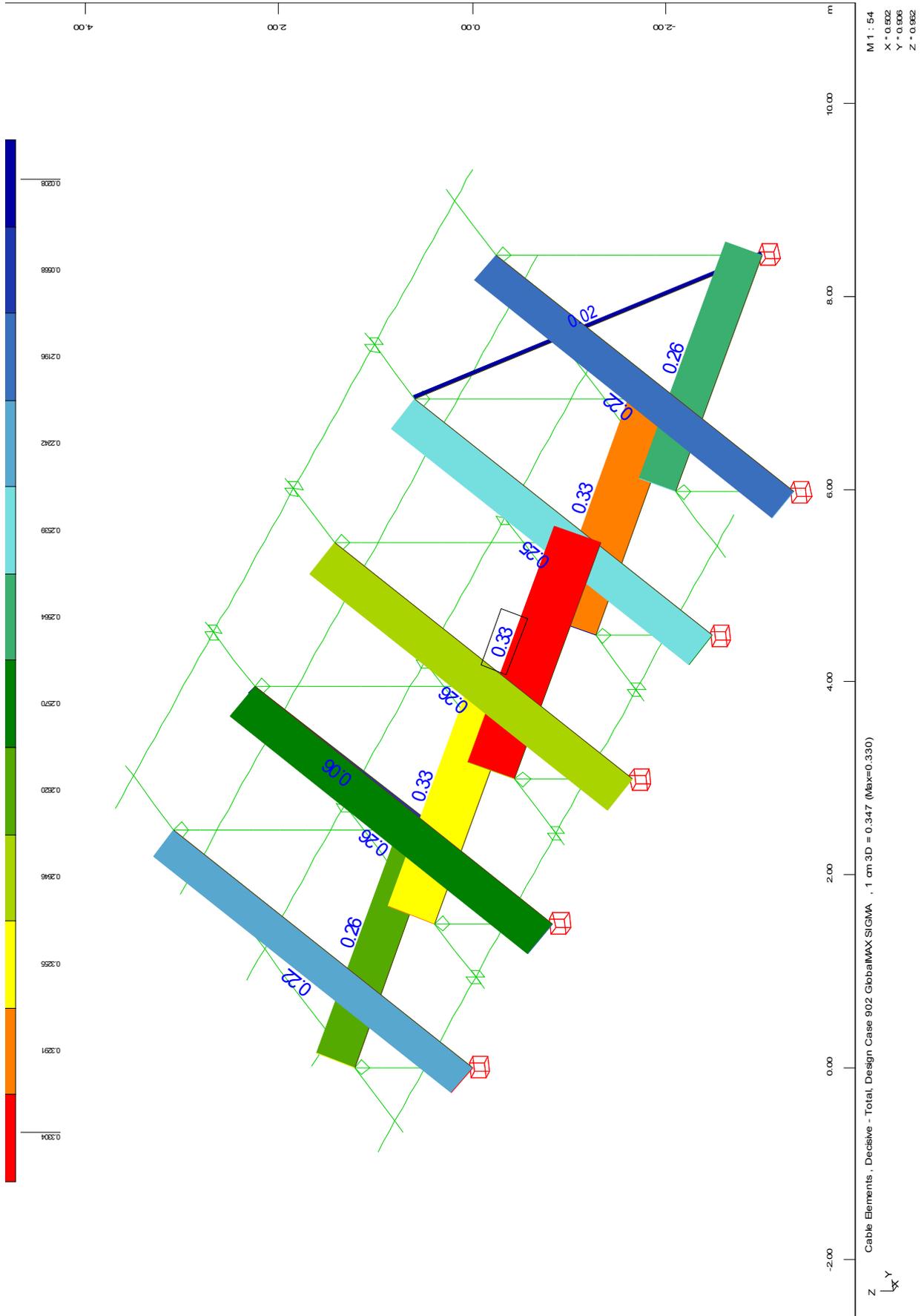


Figura 13. Inviluppo del coefficiente di utilizzo per elementi Cable

8 TIPOLOGIA E DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

La tipologia dell'opera la quale presenta una notevole quantità di pilastri e l'entità degli scarichi che sebbene non elevato sono comunque non trascurabili ha portato alla scelta di una tipologia di fondazione che possa essere facilmente installata e rimossa con recupero di tempo in fase di esecuzione e di materiale a fine ciclo dell'impianto.

Le azioni trasmesse dalla struttura al terreno sono caratterizzate da azioni verticali di segno opposto. Le fondazioni devono poter sopportare oltre che azioni orizzontali anche azioni di compressione e di trazione. Fra le possibili soluzioni analizzate la tipologia che ben si presta a risolvere le problematiche in questione sono le fondazioni a vite di cui si riporta una rappresentazione schematica nella seguente figura.

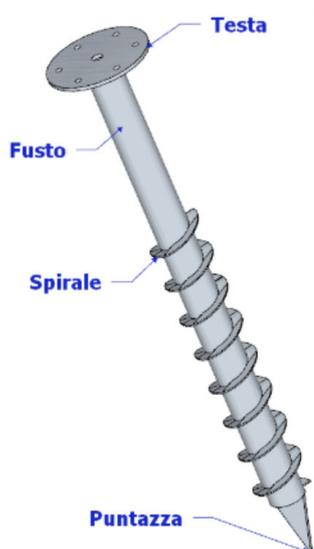


Figura 14. Fondazione profonda a vite

Da valutazioni si indicano viti con fusto di diametro 88.9mm e spessore 6.3, elica con diametro 180 e lunghezza di questa, a partire 60cm dalla testa, pari a 140 cm. la lunghezza totale della vite sarà pari a 200 cm.

8.1 Scarichi agenti

Nella seguente figura sui riportano gli scarichi agenti secondo la componente verticale ed orizzontale Y per le combinazioni:

$$1001 \quad 1.3G_1 + 1.5G_2 + 1.5W_{+Y} + 0.75S$$

$$1002 \quad G_1 + 0.8G_2 + 1.5W_{-Y}$$

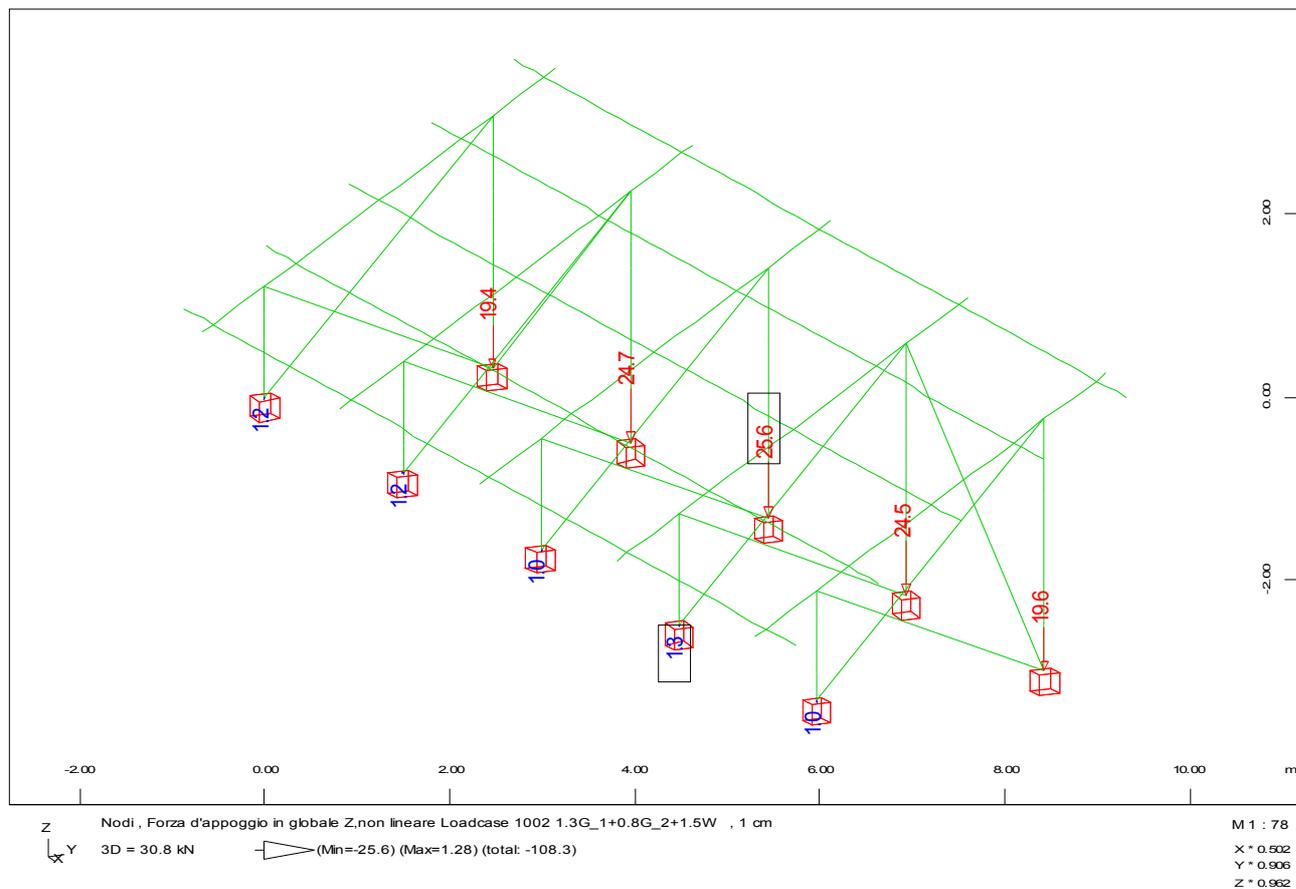
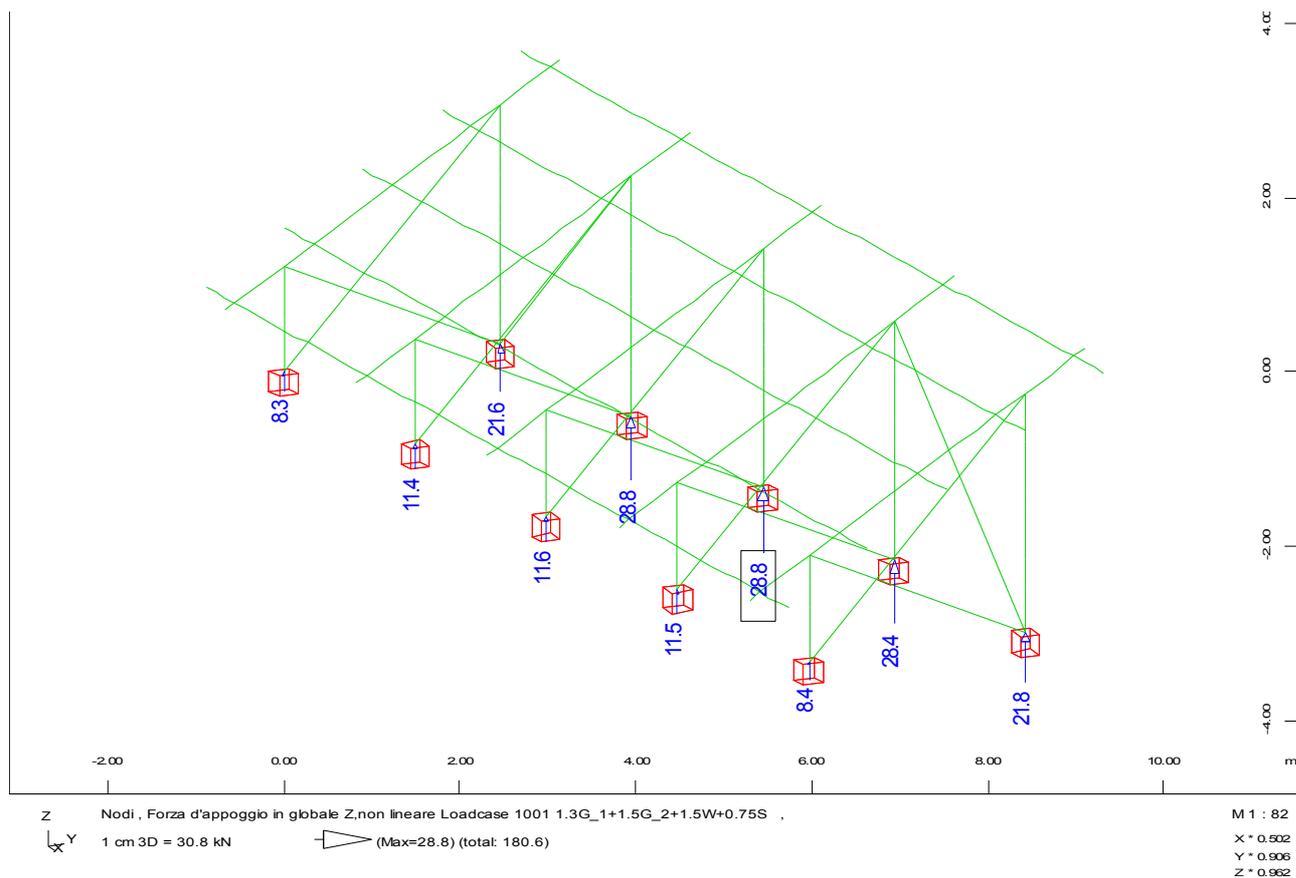


Figura 15. Scarichi verticali massimi

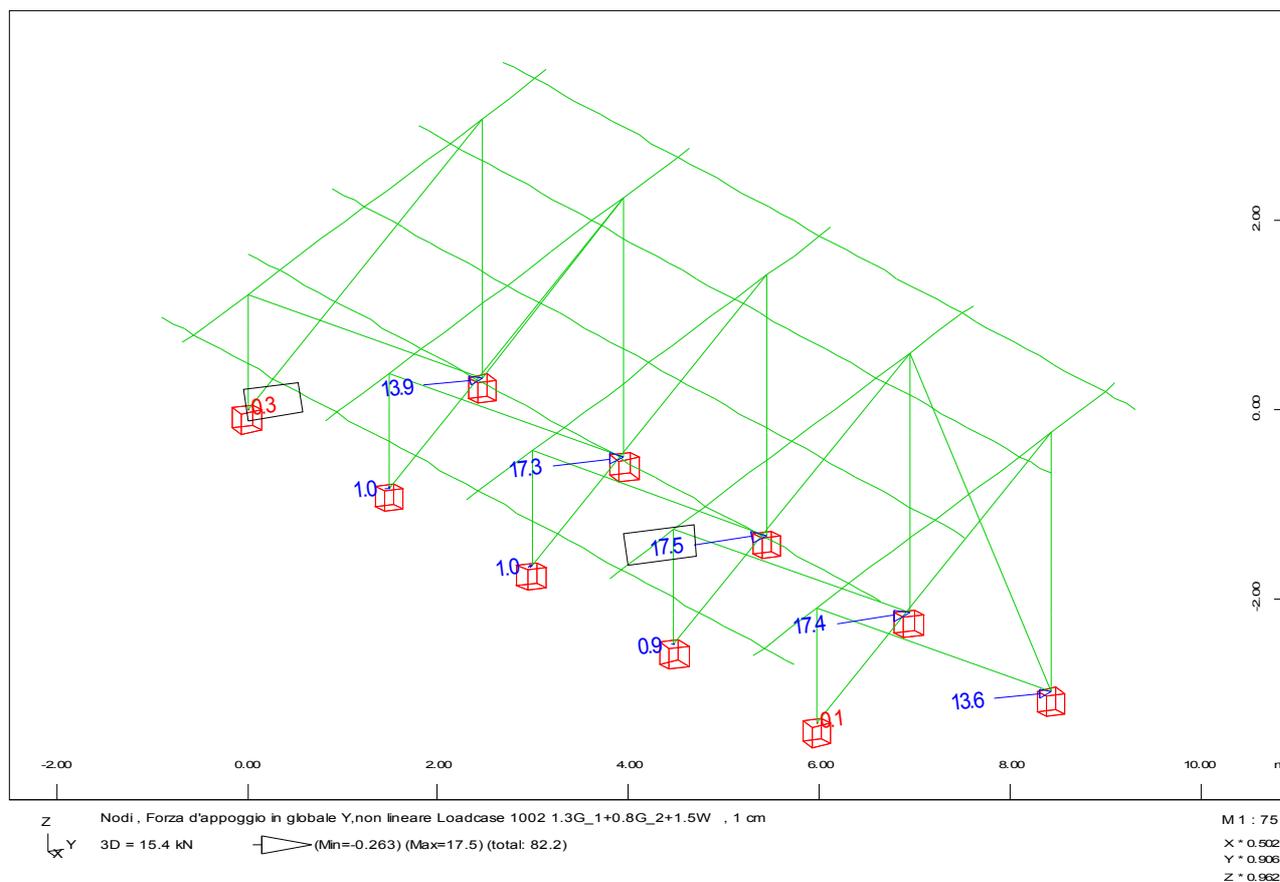
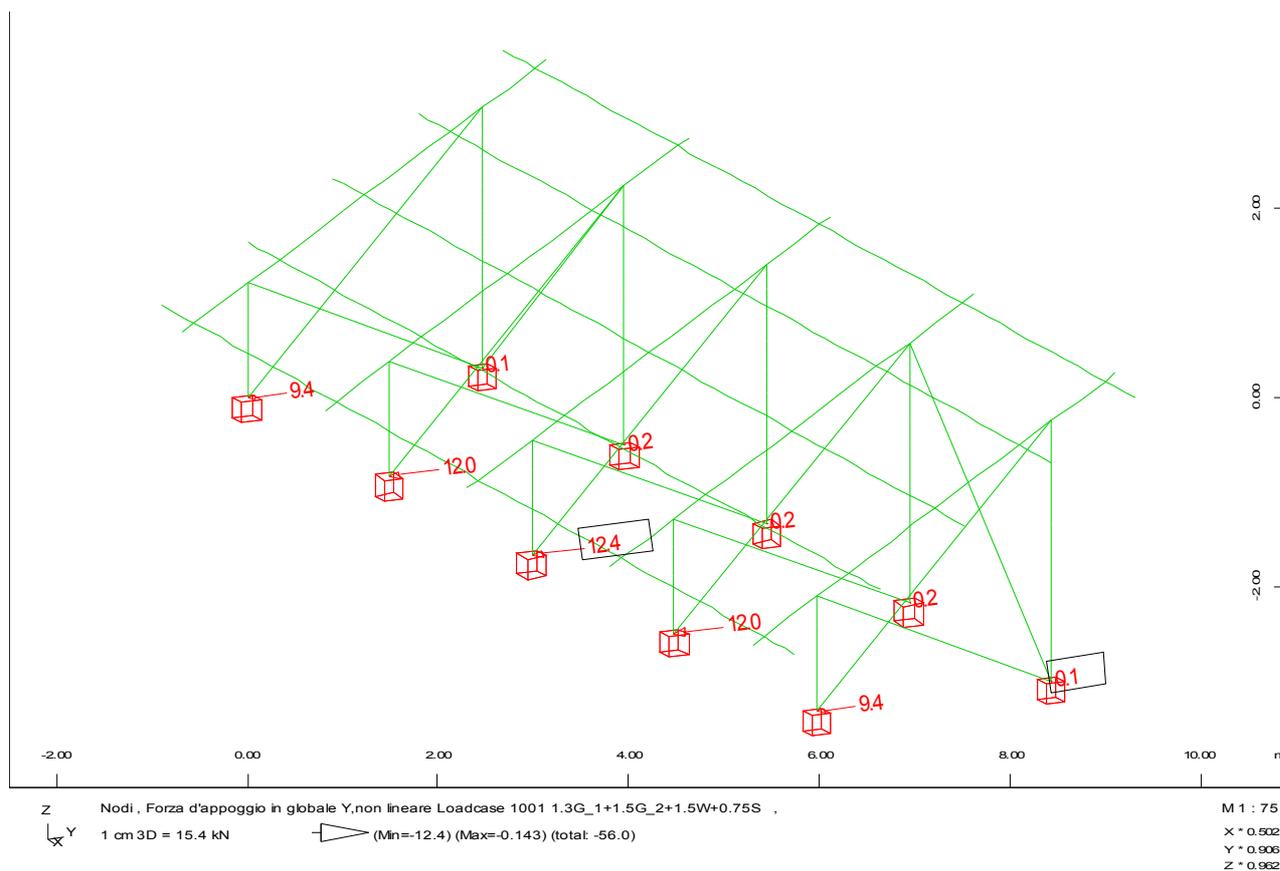


Figura 16. Scarichi orizzontali massimi

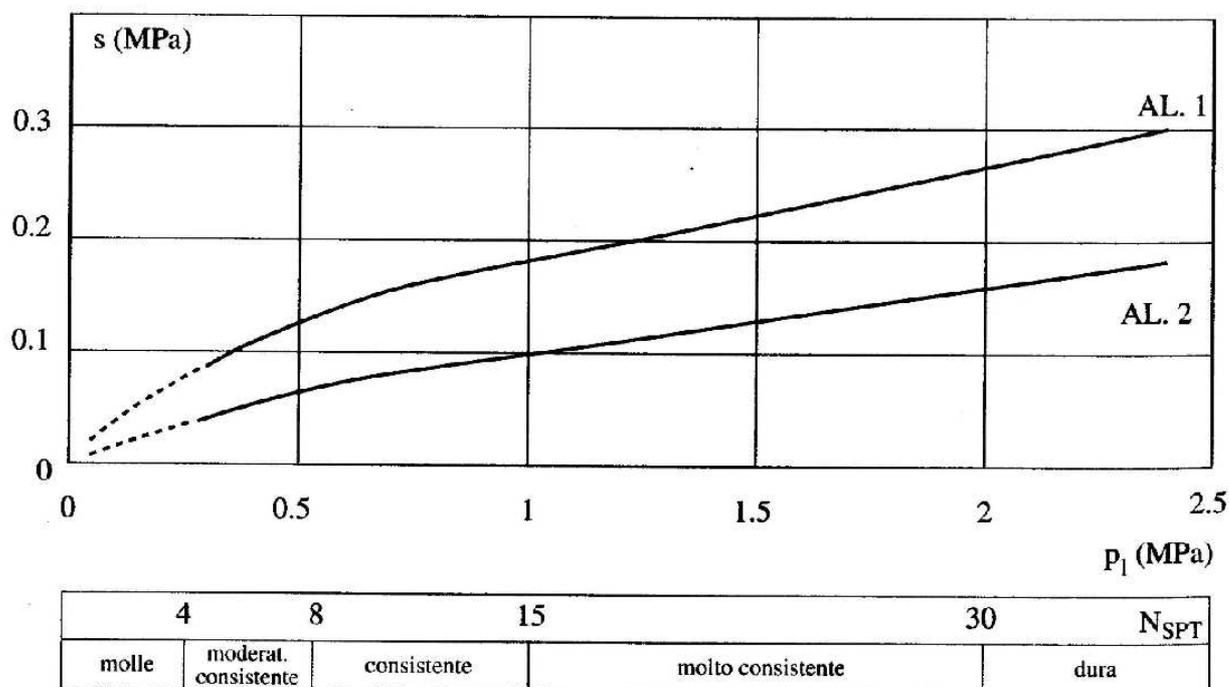
8.2 Dimensionamento della vite

Il dimensionamento della vite contempla sia l'aspetto strutturale, verificando il fusto, che geotecnico determinando il diametro dell'elica.

Anche in questo caso la verifica della sezione è condotta con il metodo elastico mentre la portanza è calcolata con il metodo di Bustamante e Diox per il quale la portanza laterale alla quale sarà affidato il 100% del carico, è data dalla relazione:

$$S = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

Dove d_s è il diametro dell'elica L_s è la lunghezza del palo con elica mentre s lo si ricava dal seguente grafico in funzione del numero di colpi SPT.



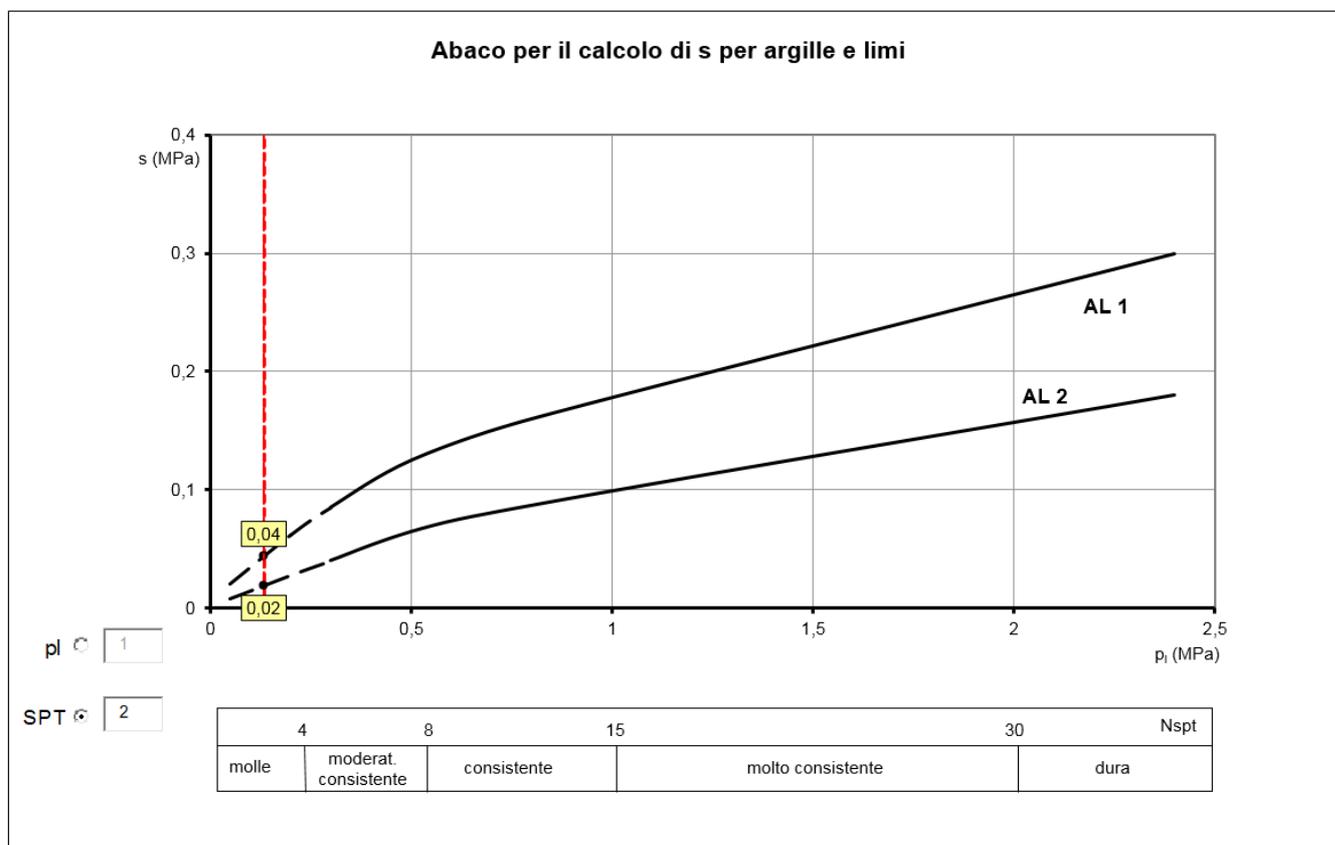
Dall'esame delle prove geotecniche condotte dal Dott. Geol. Pasquale Truncellito si evince che alla profondità immediatamente al di sotto dello strato vegetale si possono ritrovare 4 differenti unità geotecniche. In questo ambito si farà riferimento alla unità geotecnica 4 avente caratteristiche più scadenti rispetto alle altre. Di seguito si riportano i valori estrapolati dal suddetto studio.

Unità geotecnica 4 - Limo sabbioso

Angolo di attrito interno ϕ (gradi)	Coesione non drenata Cu (Kpa)	Peso di volume naturale γ_n (KN/mc)	Modulo Edometrico MPa
23.13	10.79	16.87	2.65

Tramite la correlazione di stroud (1974) si ricava da cu il valore NSPT pari a cu/f dove f varia in funzione della plasticità da 3,5 a 6,5. Assumendo $f=4.5$ si ha: $Nspt = 2$

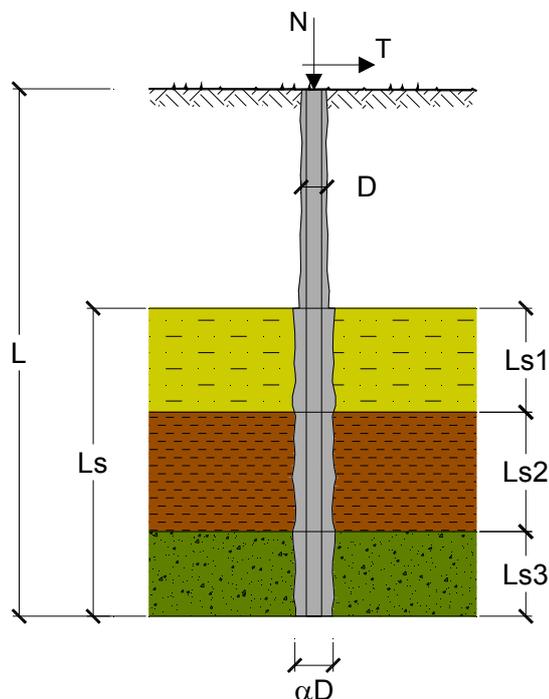
Dal grafico fissato il numero di colpi e facendo riferimento alla curva AL2 che si riferisce a micropali semplicemente iniettati, confrontabile con la tipologia in oggetto, si ricava un valore di s pari a 0.02



8.3 Risultati

Sollecitazioni Agenti:

	Calcolo
	SLU/A1
N (kN)	28,8
T (kN)	17,50



n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0,18 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **1,60 (m)**

Armatura:

Ø88,9 x 6,3

Area dell'armatura (A _{arm}):	1635	(mm ²)	5000
Area a taglio (A _{taglio}):		(mm ²)	4000
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	1,402E+06	(mm ⁴)	1,00E+07
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	31.549	(mm ³)	2000000
Dimensione Armatura (D _{arm}):		(mm)	210
Tipo di acciaio	S 355 (Fe 510) ▼		
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)	
Coefficiente Parziale Acciaio γ _M	1,05		
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{lim}):	338	(N/mm ²)	
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210.000	(N/mm ²)	

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 7,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls _i (m)	α (-)	Ds _i = α * D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
Terreno veg.	0,60	1,00	0,18	0,000	0,000	0,000	0,00
Argilla limosa	6,00	1,00	0,18	0,020	0,020	0,010	34,71
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$$Ls = 6,60 \quad (m) \quad \quad \quad Ql = 34,71 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta * Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$$Qp = 0,00 \quad (kN)$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALLO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 34,71 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 1,20$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 0,62 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 856,19$ (MN) $\eta = 29,52$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$
$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 1,017$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 8,85$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 298,25$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -262,77$ (N/mm²)

$\tau = 22,02$ (N/mm²)

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{id} = 300,68$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

9 CONCLUSIONI.

Alla luce di quanto esposto si asserisce che le strutture sono state dimensionate nel rispetto della normativa vigente. Le calcolazioni esposte sono relative ad un predimensionamento e si rimanda alle successive fasi di progettazione per la trattazione sui dettagli costruttivi inerenti la prefabbricazione ed il montaggio.