



REGIONE BASILICATA

Proponente



SOLTEC DEVELOPMENT SA (ex Powertis)
Calle de Núñez de Balboa, 33
28001 Madrid, Spain
www.soltec.com

AMBRA SOLARE 38 S.R.L.
Via Tevere 41
00198 Roma, Italy
C.F. 16111101008

IMPIANTO AGRIVOLTAICO FORESTELLA LAVALLE E OPERE CONNESSE POTENZA IMPIANTO 20,00 MWp—COMUNE DI VENOSA (PZ)

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

Progettazione



Studio Margiotta Associati
Via Vaccaro, 36
85100 POTENZA (PZ) - ITALY
Tel. 097137512
Pec: donata.margiotta@archiworldpec.it
Arch. Donata M. R. MARGIOTTA

PROGETTO DEFINITIVO			
COD. PROGETTO	21IT1496	COD ELABORATO	scala
COD. FILE	21IT1496-A.7	A.7	-

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
00	Nov 2023	Progetto Definitivo	Tolve	Margiotta	SOLTEC

INDICE

1	GENERALITÀ.....	3
1.1	PREMESSA.....	3
1.2	STRUTTURE DI SUPPORTO PER I MODULI.....	4
1.3	NORME TECNICHE.....	5
2	ANALISI	5
2.1	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	5
2.2	AZIONI SULLA STRUTTURA.....	5
2.2.1	Carico vento.....	5
2.2.2	Carico neve	8
2.2.3	Azione sismica	11
2.3	COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	11
2.4	MODELLO DI CALCOLO.....	13
2.5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	13
2.6	VERIFICHE.....	15
2.6.1	Verifiche agli SLU	15
2.6.2	Verifiche agli SLE.....	17
2.6.3	Verifiche geotecniche	18

1 GENERALITÀ

1.1 PREMESSA

Il presente documento descrive i criteri di progetto adottati per il dimensionamento delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici, da realizzarsi nell'impianto agrivoltaico, denominato "Forestella Lavalle", della potenza nominale di 20 MWp che la società Ambra Solare 19, società del gruppo **SOLTEC S.r.l (EX POWERTIS)**, intende realizzare nel territorio del Comune di Venosa (PZ) in Località "Masseria Forestella Lavalle".



Figura 1-1: Localizzazione dell'area di intervento

Le opere strutturali analizzate nel presente documento potrebbero subire delle modifiche nella fase di progetto successiva all'Autorizzazione (fase di progetto esecutivo); per tal motivo le calcolazioni di seguito esposte sono da considerarsi a carattere preliminare.

1.2 STRUTTURE DI SUPPORTO PER I MODULI

Il parco Fotovoltaico in progetto prevede l'installazione di moduli da 660 Wp cadauno, connessi secondo stringhe da 30 moduli cadauna.

I moduli fotovoltaici considerati sono in silicio monocristallino monofacciale da 132 celle, potenza 660 Wp e con performance lineare garantita 25 anni. Il singolo modulo possiede le dimensioni di 2384 x 1303 x 35 mm per un peso di 35,7 kg.

I moduli fotovoltaici sono montati su strutture dedicate orientabili monoassiali ad inseguimento solare dette tracker, che orienta i moduli in direzione Est-Ovest, garantendo un aumento della producibilità di oltre il 30%, aventi asse principale posizionato nella direzione Nord-Sud e caratterizzate da un angolo di rotazione pari a $+60^\circ$ e a -60° .

Le strutture dei tracker sono costituite da:

- una trave longitudinale continua formata da un tubo a sezione quadrata, che funge da asse di rotazione;
- montanti IPE infissi nel terreno, mediante battitura (o trivellazione) ad una profondità variabile stabilita nella fase di progettazione esecutiva;
- da elementi a sezione omega, trasversali all'asse di rotazione, che fungono da supporto per i moduli sopra installati.

Tutte le strutture sono realizzate in acciaio S275 zincato a caldo.



Figura 1-2: Immagine qualitativa della struttura di supporto

1.3 NORME TECNICHE

- D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 3 - "Progettazione delle strutture in acciaio" - EN 1993-1-1.

2 ANALISI

2.1 CARATTERISTICHE MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T, i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	LMT	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)										
001	78.500	0,000012	210.000	80.769	40	275,0	430,0	1,05	1,05	1,25
					80	255,0	410,0			

LEGENDA:

N _{id}	Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ _k	Peso specifico.
α _{T, i}	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
LMT	Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f _{yk}	Resistenza caratteristica allo snervamento
f _{tk}	Resistenza caratteristica a rottura
γ _s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ _{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ _{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.

2.2 AZIONI SULLA STRUTTURA

2.2.1 Carico vento

- Pressione Normale

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

q_r: la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$v_r = v_b \cdot c_r$, con:

α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot C_a$

dove:

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$C_a = 1$ per $a_s \leq a_0$.

$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m.

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$ (relazione 3.3.7 - D.M. 2018);

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

dove:

k_r , z_0 , z_{min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno);

c_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

c_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

- Pressione Tangenziale

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

$$p_f = q_r \cdot C_e \cdot C_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

q_r , C_e : definiti in precedenza;

c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.I della Circolare 2018).

VENTO - CALCOLO PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

α	DIR	a_s	Zona	$V_{b,0}$	a_0	k_s	V_b	T_R	α_R	q_b
[°]		[m]		[m/s]	[m]		[m/s]	[anni]		[N/m ²]
0,00	+X; -X; +Y; -Y	322	3	27	500	0,370	27,00	50	1,00	456
LEGENDA:										
α	Angolo di inclinazione del vento rispetto all'asse x									
DIR	Direzioni locali di calcolo del vento									
a_s	Altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;									
Zona	Zona di riferimento per il calcolo del vento;									
$V_{b,0}, a_0, k_s$	Parametri per la definizione della velocità base di riferimento									
V_b	Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;									
T_R	Periodo di ritorno;									
α_R	Coefficiente per il calcolo della pressione cinetica di riferimento;									
q_b	Pressione cinetica di riferimento.									

VENTO - CALCOLO COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Z	d_{ct}	ClRg	Cat exp	k_r	Z_G	Z_{min}	C_t	C_e
[m]	[km]				[m]	[m]		
0,00	sulla costa, oltre 30 Km	D	II	0,19	0,05	4,00	1,00	1,80
2,48								1,80
LEGENDA:								
Z	Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;							
d_{ct}	Distanza dalla costa;							
ClRg	Classe di rugosità del terreno (A, B, C, D);							
Cat exp	Categoria di esposizione del sito (I, II, III, IV, V);							
k_r, Z_0, Z_{min}	Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione;							
C_t	Coefficiente di topografia;							
C_e	Coefficiente di esposizione;							

VENTO - CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO

Z	q_b	C_e	C_p	C_d	p	Scz	C_f	p_f
[m]	[N/m ²]				[N/m ²]			[N/m ²]
0,00	456	1,80	1,00	1,00	820	Liscia (0.01)	0,01	8
2,48		1,80			820			8
LEGENDA:								
Z	Altezza dell'edificio a cui viene calcolata la pressione del vento;							
q_b	Pressione cinetica di riferimento.							
C_e	Coefficiente di esposizione;							

C_p	Coefficiente di forma/aerodinamico. (*) Valorizzato al momento del calcolo della pressione agente sul singolo elemento strutturale ed è funzione della posizione dello stesso (sopravento/sottovento);
C_d	Coefficiente dinamico;
p	Pressione normale (senza il contributo di C_p);
Scz	Scabrezza della superficie (liscia, scabra, molto scabra);
C_f	Coefficiente d'attrito;
p_f	Pressione tangenziale (senza il contributo di C_p).

2.2.2 Carico neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7:

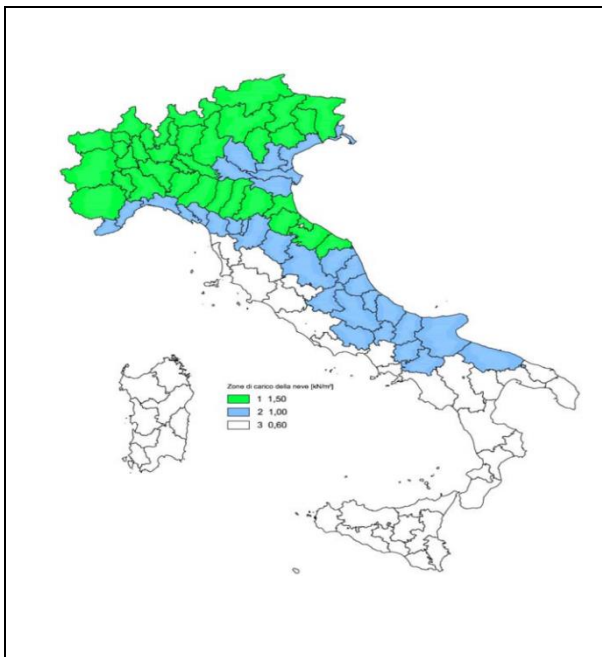
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[kN/m^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^{-2}]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^{-2}]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^{-2}]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^{-2}]$ kN/m ²



Mappa delle zone di carico della neve
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

2.2.2.1.1.1.1 Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

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

II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

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

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

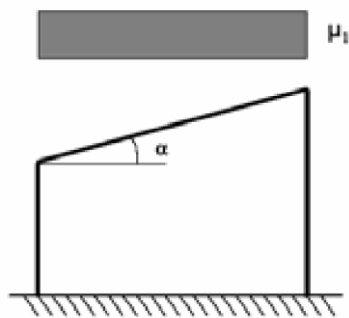
Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

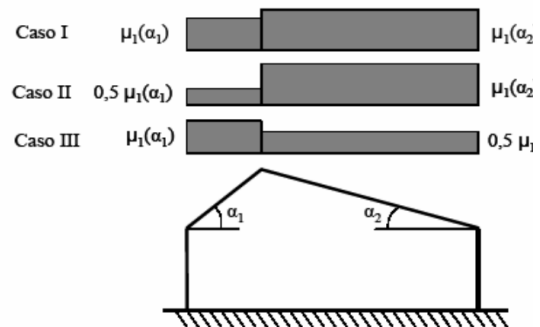
Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
---	--------------------------------

per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

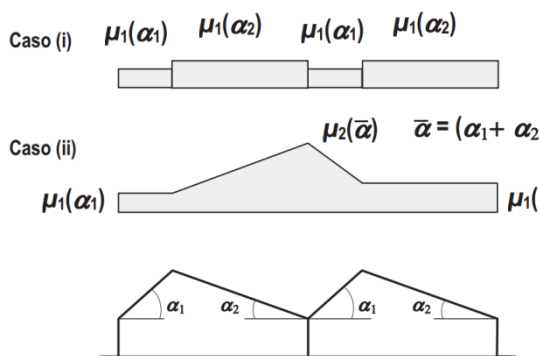
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



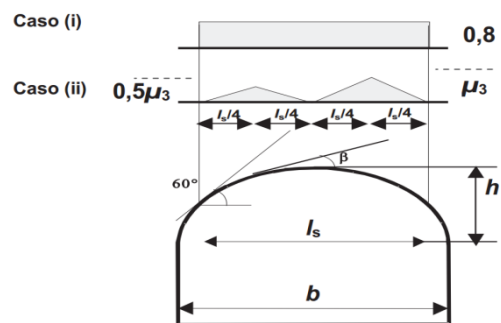
(a)



(b)



(c)





(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9

		CODE: 21IT1496-A.7
		PAGINA: 11 di/of 19

Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Considerando il caso di inclinazione α pari a 60° il fattore μ_{11} risulta pari a zero e quindi si può trascurare l'effetto del carico neve.

2.2.3 Azione sismica

In questi tipi di strutture i carichi vento risultano di gran lunga più gravosi rispetto ai quelli sismici, in quanto questi ultimi sono di tipo inerziale e proporzionali alle masse; per questo motivo i carichi sismici non vengono presi in considerazione.

2.3 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); 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 l'azione di pretensione e/o precompressione;
- Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\gamma_B, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} : valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6

Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

2.4 MODELLO DI CALCOLO

La modellazione viene svolta mediante un solutore agli elementi finiti (Edilus), partendo dalla geometria e dai gradi di vincolo dei diversi elementi che la compongono.

Le ipotesi assunte nella modellazione sono le seguenti:

- La trave longitudinale viene modellata come elemento asta 2D, in semplice appoggio sui montanti verticali (no vincolo di incastro);
- I montanti verticali vengono modellati come elementi asta 2D, vincolati alla base con vincolo di incastro;
- Il carico dei moduli e delle azioni viene portata in conto come forza distribuita sui profili omega che poggiano sulla trave longitudinale.

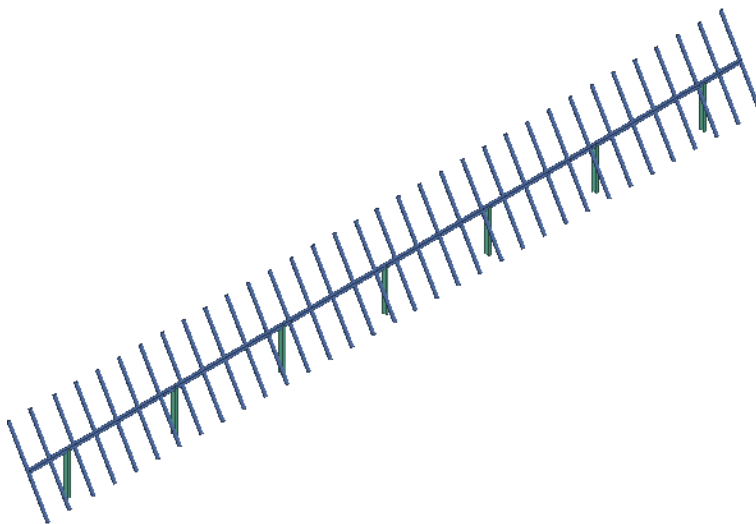


Figura 2-1: Modello FEM della struttura di supporto

2.5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Come riportato nell'elaborato A.2 *Relazione geologica*, per la caratterizzazione del sito da un punto di vista geologico sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- N.1 prospezione sismica MASW – MW1;
- N.1 prova penetrometrica DPSH (DPSH1);
- N.2 prelievi di terreno per terre e rocce da scavo.

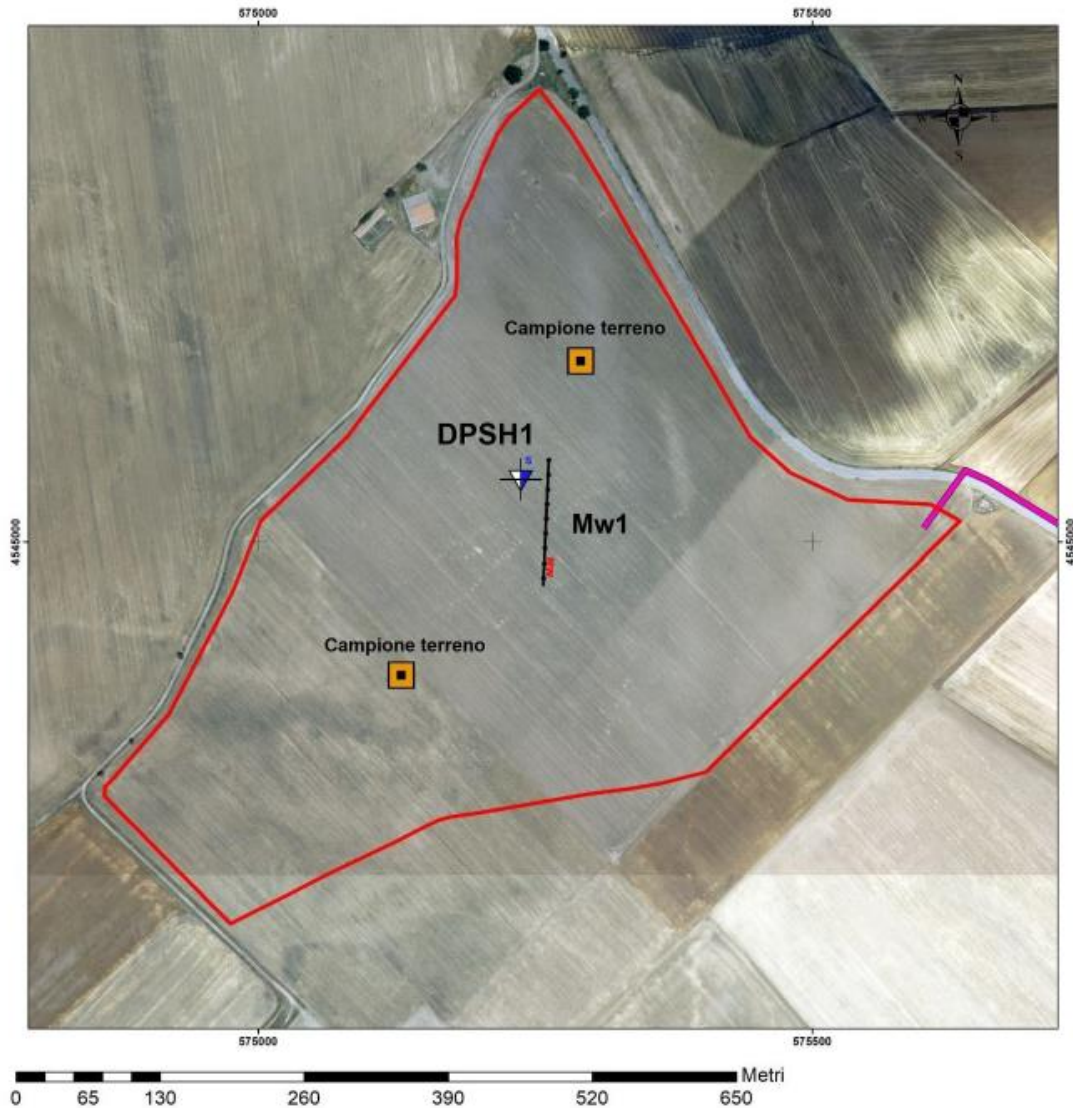


Figura 2-2: Ubicazione indagini effettuate

La prova MASW ha potuto determinare un valore della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ pari a 398 m/s che consente di classificare il suolo in categoria B:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

La categoria topografica è la “T1”.

Per quanto riguarda la caratterizzazione fisico-meccanica dei litotipi che definiscono puntualmente l'assetto litostratigrafico dell'area oggetto di intervento si fa riferimento alla prova DPSH.

Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici:

- **Unità litologica 1: Depositi di copertura da 0.00 – 1.40 ml dal p.c.**

γ_n (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	ϕ (gradi)	C (kg/cm ²)
1.45	1.91	24.5°	0.44

- **Unità litologica 2: Litofacies conglomeratico-sabbiosa da 1.40ml dal p.c.**

γ_n (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	ϕ (gradi)	C (kg/cm ²)
1.87	2.16	35°-38°	1.8-2.0

Con:

γ_n = Peso dell'unità di volume

γ_{sat} = Peso dell'unità di volume saturo

ϕ = Angolo di attrito interno

C = Coesione drenata

Non è stata rilevata la presenza di falda superficiale ovvero ad una profondità minore di 15 m.

La verifica a liquefazione può essere omessa poiché si ricade nei punti 2 e 3 del paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2018.

Per maggiori dettagli relativi alle caratteristiche dei terreni si rimanda alla Relazione geologica allegata al progetto.

2.6 VERIFICHE

2.6.1 Verifiche agli SLU

Si riportano di seguito graficamente le verifiche agli SLU degli elementi.

Coefficienti di Sicurezza

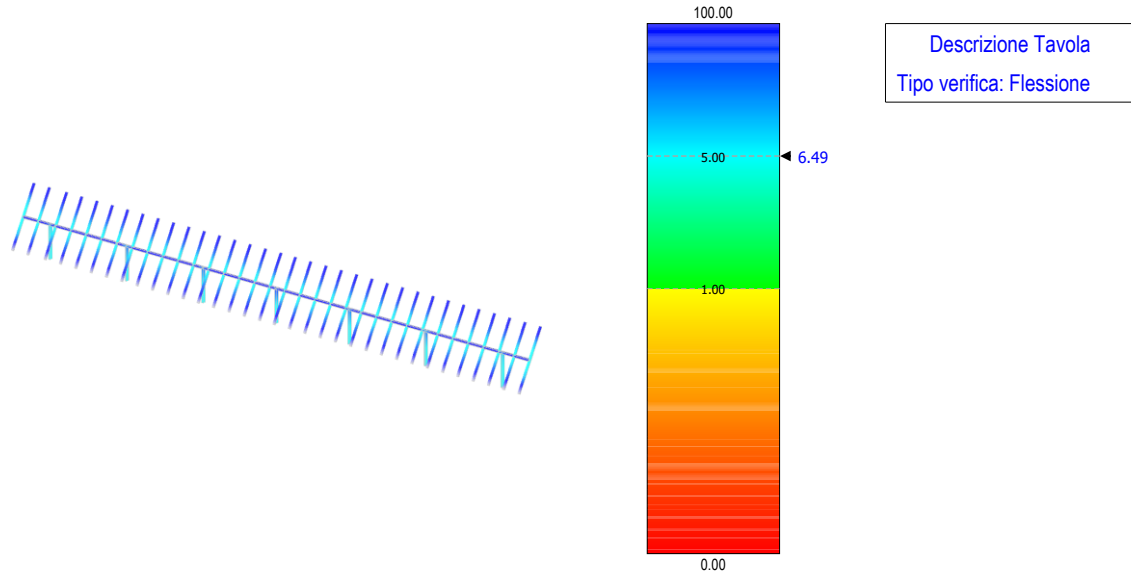


Figura 2-3: Verifica a flessione

Coefficienti di Sicurezza

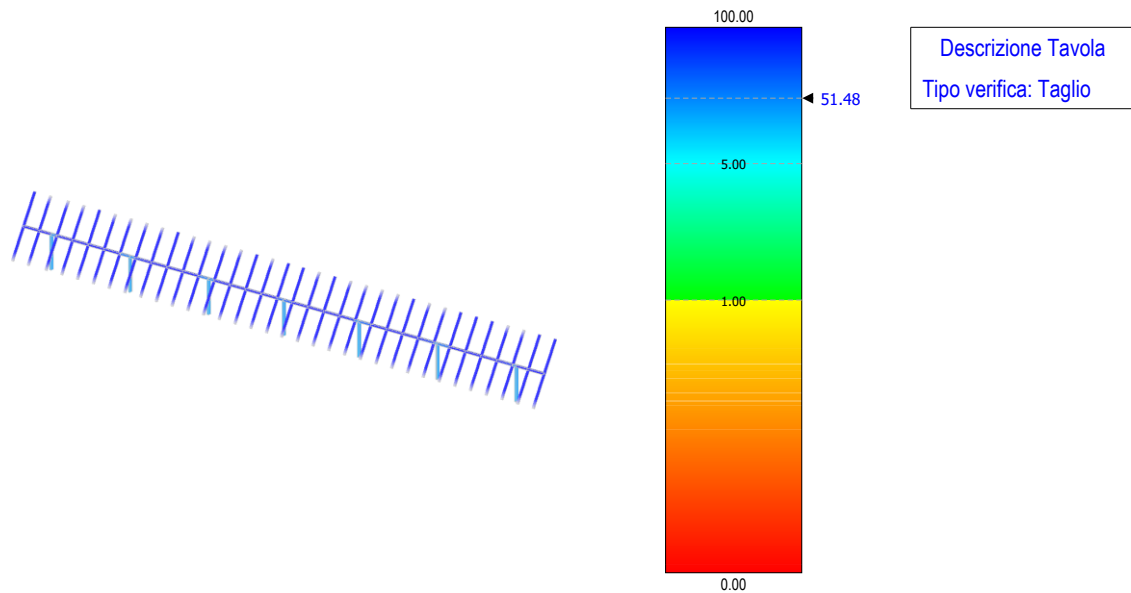


Figura 2-4: Verifica a taglio

Coefficienti di Sicurezza

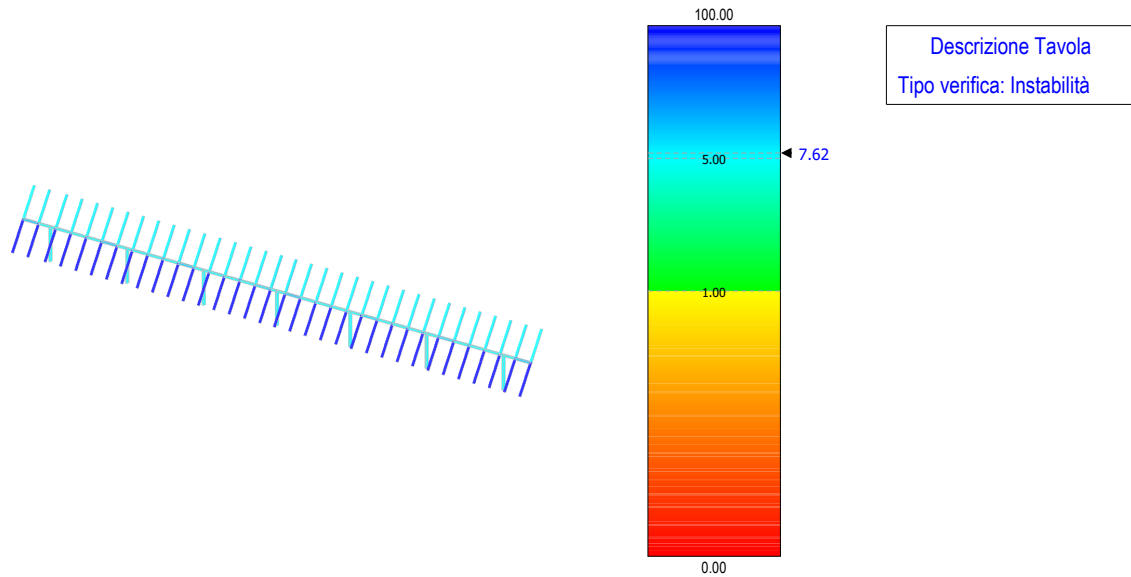


Figura 2-5: Verifica ad instabilità

Coefficienti di Sicurezza

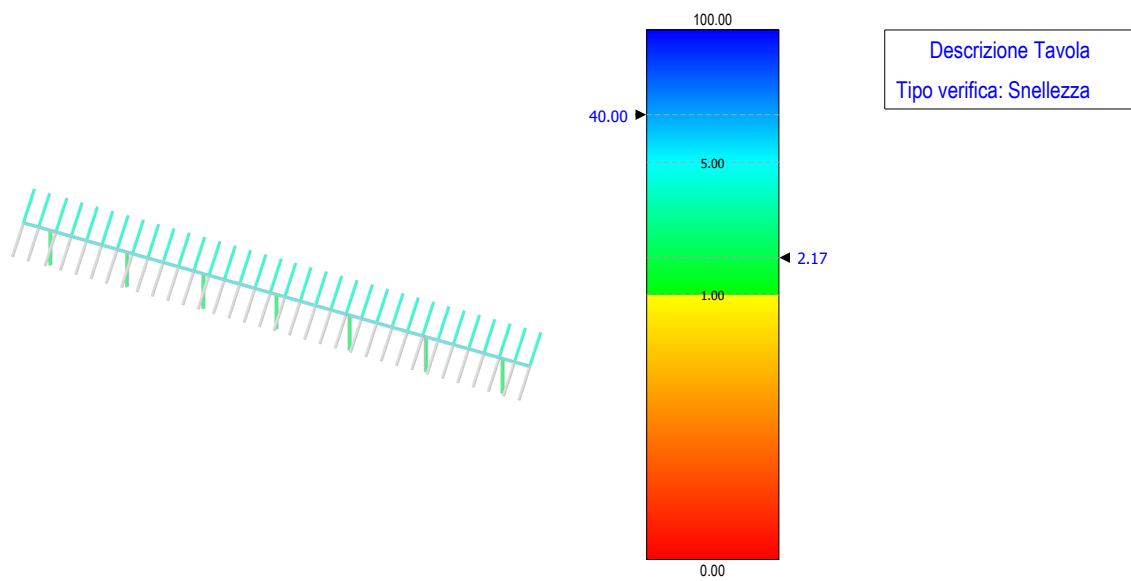


Figura 2-6: Verifica snellezza

2.6.2 Verifiche agli SLE

Si riportano di seguito graficamente le verifiche agli SLE degli elementi.

Coefficienti di Sicurezza

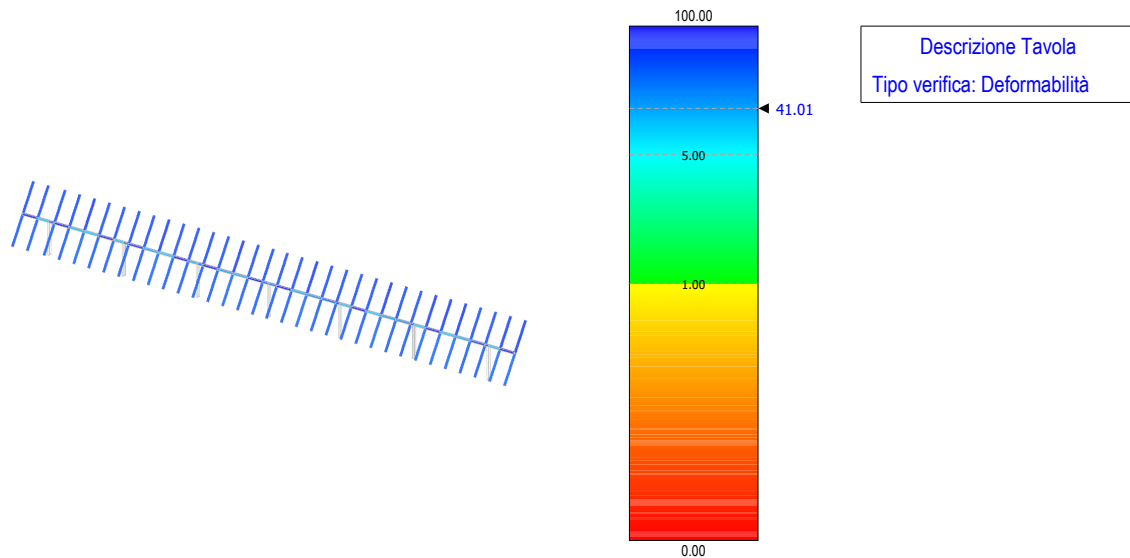


Figura 2-7: Verifica di deformabilità

2.6.3 Verifiche geotecniche

L'interazione palo-terreno, per quel che riguarda le strutture fotovoltaiche, non può essere soggetta alle classiche leggi della geotecnica, in quanto non sono applicabili i modelli matematici che descrivono i meccanismi di rottura, né il calcolo dei cedimenti.

È pertanto indispensabile, per questi tipi di strutture, una verifica di tipo empirico sulla reale interazione palo - terreno, che può essere effettuata ad esempio mediante un numero significativo di prove di carico – pull out test e carico laterale.

I test consistono nell'infingere alcuni pali pilota ad una certa profondità di infissione, e nell'applicare alla testa dei pali i carichi previsti allo Stato Limite Ultimo; dopodiché si misurano, con strumenti di precisione, gli spostamenti e/o le eventuali rotture.

Le prove, eseguite in numero adeguato all'estensione dell'area di parco, offrono un campione statistico di risultati che può rispecchiare o meno le ipotesi di progetto. Nel caso in cui i risultati si discostino da quelli previsti in fase di progetto, di potrà ricorrere a soluzioni costruttive differenti, come ad esempio:

- aumento della profondità di infissione;
- incremento dell'inerzia dei montanti;
- riduzione del passo dei montanti;
- modifica della tipologia di infissione.

Volendo utilizzare un metodo analitico per il calcolo della profondità di infissione del montante, si parte dal presupposto che azione di sfilamento a trazione venga contrastata della resistenza per attrito laterale nell'interno del montante.

Nel caso di profilato di acciaio, infisso nel terreno per battitura, la tensione laterale vale:

$$\tau_s = a + \mu \cdot \sigma_h$$

dove:

- a = adesione – che in condizioni drenate viene assunto pari a 0;
- μ = coeff attrito palo-terreno, che per profilati in acciaio vale 0,36 (cfr Viggiani, Fondazioni);
- σ_h = tensione orizzontale = $k \cdot \sigma_v$, con σ_v che corrisponde alla tensione litostatica verticale alla generica profondità z, mentre k, per profilati in acciaio, vale 0,85 (cfr Viggiani, Fondazioni).

pertanto in prima approssimazione si può ricavare la relazione

$$\tau_s = 0,306 \cdot \sigma_v$$

La resistenza laterale nasce dall'integrazione delle tensioni orizzontali tra la profondità 0 ed H

$$S = p \times 0,306 \int (\gamma \cdot z) dz$$

ossia

$$S = p \times 0,306 \times \gamma \times H^2/2$$

funzione della sola variabile H.

dove:

- p = perimetro del montante;
- γ = peso del terreno.

La profondità di infissione viene pertanto determinata ponendo la condizione che:

$$S/T > 1.5$$

Dove T = 207,8 kg è l'azione di sfilamento calcolata.

$$H = \sqrt[2]{\frac{2 \times 1,5 \times T}{p \times 0,306 \times \gamma}} = \sqrt[2]{\frac{2 \times 1,5 \times 207,8}{0,98 \times 0,306 \times 1520}} = 1,16 \text{ m}$$

Si raccomanda ad ogni modo per questi tipi di strutture una attenta valutazione delle prestazioni attese confrontando le massime sollecitazioni teoriche con quelle determinate da prove di carico in situ (pull out tests e carico laterale).