



PARCO SOLARE FOTOVOLTAICO ED OPERE CONNESSE, COMUNE DI AQUILEIA - POTENZA IMPIANTO 75,832 MWp

Relazione Calcoli Strutturali Tracker

01/12/2023	00	Emissione per gli enti	Puntel Capellari & Associati Ingegneria	Pharos Srl - GDM	Pharos Srl - GDM
Data	Rev.	Descrizione Emissione	Preparato	Verificato	Approvato
Logo Committente e Denominazione Commerciale  Iren green generation Iren Green Generation Tech s.r.l.			ID Documento Committente Cod 059_FV_BGR_00023_00		
Logo Appaltatore e Denominazione Commerciale  PHAROS Impianti Eco-Tecnologici			ID Documento Appaltatore 07.01.a		

Sommario

1	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
3	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	9
3.1	Premessa.....	9
3.2	Caratteristiche geologiche.....	9
4	RELAZIONE ILLUSTRATIVA.....	11
5	ANALISI DEI CARICHI.....	13
5.1	Peso proprio degli elementi strutturali.....	13
5.2	Azione del vento.....	13
5.3	Azione della neve.....	14
6	RELAZIONE SISMICA.....	15
7	APPROCCIO DI VERIFICA.....	19
8	VERIFICHE PRELIMINARI DEL TRACKER FOTOVOLTAICO.....	21
8.1	Premessa.....	21
8.2	Analisi dei carichi.....	22
8.2.1	Peso dei pannelli fotovoltaici.....	22
8.2.2	Azione del vento.....	22
8.3	Principali risultati dell'analisi.....	23
8.3.1	Pali laterali.....	23
8.3.2	Pali di moto.....	24
8.4	Verifica del profilo del palo.....	24
8.4.1	Pali laterali.....	24
8.4.2	Pali moto.....	26
8.5	Verifica geotecnica e delle fondazioni.....	27
8.5.1	Pali laterali e pali di moto.....	27

1 RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo delle strutture di fondazione ed in elevazione: **C32/40**
Classe di esposizione ambientale: XC4 (UNI 11104 e UNI EN 206-1);
rapporto massimo acqua-cemento 0.50 (secondo UNI 11104 e UNI EN 206-1)
diametro inerti: $D_{max} = 32 \text{ mm}$
consistenza: slump 160-210 mm classe di consistenza S4

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32,00 N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	40,00 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50
Coefficiente riduttivo per le resistenze a lunga durata	α_{cc}	0,85
Resistenza media a trazione semplice (assiale)	f_{ctm}	3,02 N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{efm}	3,63 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione semplice (assiale)	f_{ctk}	2,12 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo a compressione	f_{cd}	18,13 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,41 N/mm ²
Resistenza caratteristica tangenziale di aderenza	f_{bk}	4,76 N/mm ²
Resistenza di calcolo tangenziale di aderenza	f_{bd}	3,18 N/mm ²
Modulo elastico longitudinale istantaneo	E_m	33345,76 N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0,20
Coefficiente di dilatazione termica	α_c	10 E-06 C ⁻¹

2. Acciaio per calcestruzzo: **B450C**

Tensione di snervamento nominale	$f_{y\ nom}$	450	N/mm ²
Tensione di rottura nominale	$f_{t\ nom}$	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio	γ_s	1,15	
Tensione di calcolo di snervamento	f_{yd}	391,3	N/mm ²
<i>Requisiti richiesti</i>		<i>Frattile</i>	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	> $f_{y\ nom}$	5%
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	> $f_{t\ nom}$	5%
	$(f_t / f_y)_k$	≥ 1.15	10%
	$(f_y / f_{ynom})_k$	< 1.35	10%
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	
Diametro mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche			
per $\Phi < 12\ mm$		4 Φ	
per $12 \leq \Phi < 16\ mm$		5 Φ	
per $16 \leq \Phi < 25\ mm$		8 Φ	
per $25 \leq \Phi < 40\ mm$		10 Φ	

3. Acciaio per profili laminati a caldo

Acciaio conforme alla norma europea EN 10025-5			
Denominazione acciaio per profili laminati a sezione aperta		S275	J0
		Spessore nominale $t < 40\ mm$	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	275	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	430	N/mm ²
Denominazione acciaio per profili tubolari		S420	J2
		Spessore nominale $t < 40\ mm$	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	420	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	520	N/mm ²
<i>Proprietà del materiale</i>			
Modulo elastico longitudinale	E	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità trasversale	G	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	0,3	
Densità	ρ	7850	kg/m ³

4. Unioni bullonate “non a serraggio controllato”

Bulloni conformi a norme UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968, UNI EN ISO 898-1:2001			
Classe di resistenza della vite		8.8	
Classe di resistenza del bullone		8	
<i>Resistenze [MPa]</i>			
- tensione di snervamento	f_{yb}	640.00	N/mm ²
- tensione di rottura	f_{tb}	800.00	N/mm ²
<i>Coefficiente di sicurezza</i>			
- coefficiente di sicurezza delle unioni	γ_{Mb}	1.25	

Unioni bullonate conformi al §11.3.4.6.1 D.M. 17.01.2018

5. Unioni saldate


Saldature conformi al §11.3.4.5 D.M. 17.01.2018.

Ove non specificato, realizzare saldature con altezza di gola $0.7 S < "a" < S$, con S spessore minimo tra gli elementi da unire.

Classe di esecuzione delle opere in carpenteria metallica secondo UNI EN 1090: **EXC3 (CC2-SC2-PC2)**


6. Elementi prefabbricati

Calcestruzzo e armature da verificare con il prefabbricatore individuato dal costruttore.

	Cod 059_FV_BGR_00023	Pagina 7 / 30
		Numero Revisione
		00

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- *Eurocodice 1:* Basi di calcolo ed azioni sulle strutture
- *Eurocodice 2:* Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- *Eurocodice 8:* Progettazione delle strutture in zona sismica
- *D.M. 17.01.2018* “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
(*NTC18 in seguito*)
- *Circolare n.7 del 21.01.2019* Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- *CNR-DT 207 R1/2018* Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

	Cod 059_FV_BGR_00023	Pagina 9 / 30
		Numero Revisione
		00

3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

3.1 Premessa

La presente relazione è stata redatta in osservanza al paragrafo A2 del D.M. 19/06/1984, in conformità al D.M. 11/03/1988 G.U. n° 127 supp. del 01/06/1988 e al D.M. 17.01.2018.

Si assumono a riferimento le conclusioni della campagna di indagini svolta dai Dott. Geol. Matteo Vian e Basilio Zanninello della GE Ground Engineering S.r.l. di Campolongo Maggiore (VE) nel mese di novembre 2022 e marzo 2023.

3.2 Caratteristiche geologiche

Gli interventi si collocano nella propaggine orientale della Bassa Pianura Veneto-Friulana, nella porzione di territorio compresa tra i fiumi Livenza e Isonzo-Torre.

Dal punto di vista litologico, nell'area aquileiese si riconoscono due grandi aree:

- una formazione quaternaria costituita da terreni spesso organici sovrastanti depositi fluviali e di fondo lagunare. Tale facies interessa tutta la fascia occidentale del territorio comunale. La copertura superficiale è costituita da un terreno di natura limo-argillosa di potenza submetrica, al di sotto del quale si riconoscono termini di fondo lagunare contraddistinti da ritmiche alternanze di livelli limo argillosi e sabbiosi, sono inoltre presenti livelli torbosi;
- una formazione quaternaria costituita da depositi di natura prevalentemente calcareo dolomitica che occupa la restante parte del territorio comunale. La granulometria dei sedimenti spazia dalle sabbie grossolane o ghiaie fini alle argille. I depositi sono il risultato dell'azione fluviale combinata del sistema Isonzo-Torre.

Dal punto di vista geomorfologico, il territorio comunale si presenta uniformemente pianeggiante con pendenze ridotte degradanti da nord a sud dell'ordine dell'1,5-2‰. Le quote si attestano su valori compresi fra 5,7 m s.l.m. (zona settentrionale) e -2,0 m s.l.m. nelle aree perilagunari.


Dal punto di vista idrogeologico, l'area in esame si colloca nella Bassa Pianura ed è quindi caratterizzata, dal punto di vista idrogeologico, da una falda freatica superficiale, al disotto della quale si sviluppa il sistema multifalda ad acquiferi confinati.

Sono state svolte 22 indagini penetrometriche tipo CPT, spinte a diverse profondità, che hanno consentito di individuare altrettante stratigrafie caratterizzate dalla successione di strati di terreni puramente coesivi e terreni incoerenti fini.

Data la vastità dell'area di intervento, la progettazione esecutiva dovrà recepire i parametri geologici nei diversi ambiti di intervento sulla base della prossimità ai punti di indagine CPT.

Dal punto di vista sismico, al sottosuolo viene attribuita la 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 m/s e 180 m/s*)

La categoria topografica è la T₁ (*superficie pianeggiante*).

	Cod 059_FV_BGR_00023	Pagina 11 / 30
		Numero Revisione
		00

4 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

La presente relazione si riferisce alla realizzazione del campo fotovoltaico nella porzione del territorio di Aquileia denominata “Quarta partita”, compresa fra l’asta del Canale Anfora e la Laguna di Grado e Marano.

Il parco fotovoltaico vede in primis una moltitudine di stringhe di pannelli fotovoltaici a inseguimento, dunque montati su un’asta che può ruotare tramite un attuatore nel range $+55^{\circ}/-55^{\circ}$ rispetto all’orizzontale. L’attuatore è montato sul palo pilota, l’asta di rotazione poggia su ulteriori montanti distanti circa 7 m e funzione del numero complessivo di pannelli della stringa. L’inclinazione dei pannelli della singola stringa è gestita da una centralina di controllo: in caso di raffiche di vento con velocità superiore ad un valore prestabilito (15,6 m/s), il pannello viene orientato orizzontalmente, se si presenta un accumulo al suolo della neve superiore ad una certa altezza, i pannelli assumono la massima inclinazione per indurne lo scivolamento a terra. Analogamente, la centralina porta i pannelli alla rotazione massima al superamento di un accumulo neve al suolo di 3 cm.

A seguito dello sviluppo di un modello idraulico in ottemperanza al piano gestione rischio alluvioni (PGRA), sul sito sono state individuate diverse altezze del tirante idraulico atteso a seguito dell’allagamento simulato in conseguenza del possibile cedimento dell’argine del mare a sud o del canale Anfora a nord: le misure dei tiranti idraulici variano a monte e a valle della strada provinciale 91, con il valore massimo riscontrato nella zona nord del parco FV con una quota dell’acqua stimata a -0,80 m, laddove il terreno presenta quota media minima di -2,00 m.

La fondazione dei sostegni dell’asta di comando, ai sensi delle norme tecniche di attuazione del piano regolare, è di tipo superficiale, del tipo plinti prefabbricati.

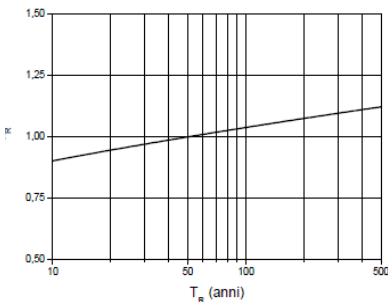
5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 Peso proprio degli elementi strutturali

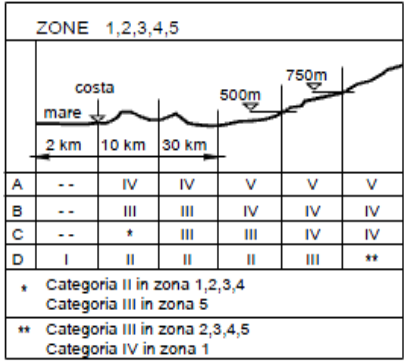
Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato in funzione della geometria e sulla base del peso specifico del materiale costituente, in questo caso del calcestruzzo ($\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$), dell'acciaio ($\gamma_{steel}=78,5 \text{ kN/m}^3$).

5.2 Azione del vento

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Zona		1	
velocità caratteristica al suolo	$V_{b,0}$	25,0 m/s	
altitudine di riferimento	a_0	1000 m	
	K_a	0,010	
altitudine del sito	a_s	0 m	
tempo di ritorno	T_R	100 anni	
	α_R	1,04	
velocità di riferimento	$V_b(T_R)$	25,0 m/s	
velocità di riferimento	$V_b(T_R)$	90,0 km/h	
pressione cinetica di riferimento	q_b	0,39 kN/m ²	

COEFFICIENTE DINAMICO E DI ESPOSIZIONE

coefficiente dinamico	C_d	1	
categoria di esposizione del sito		II	
	k_r	0,19	
	Z	2,40 m	
	Z_0	0,05 m	
	Z_{min}	4,00 m	
	Z_{eff}	4,00 m	
	Z/Z_0	80,00	
coefficiente di topografia	C_t	1	
coefficiente di esposizione	C_e	1,80	
coefficiente di scabrezza	C_f	0,04	
pressione cinetica amplificata	q_{bC_e}	0,70	

I coefficienti di pressione saranno valutati singolarmente per ciascuna configurazione.

5.3 Azione della neve

Neve Zona I - Alpina

a_s	altitudine di riferimento	0 m
α_1	angolo minimo	0 °
α_2	angolo massimo	55 °
μ_1	coefficiente di forma massimo	0,80
μ_2	coefficiente di forma massimo	0,13
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento al suolo	1,50 kN/m ²
C_E	coefficiente di esposizione	1,00
C_t	coefficiente termico	1,00
	Q_{N1}	1,20 kN/m²
	Q_{N2}	0,20 kN/m²

6 RELAZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto, sulla base della quale valutare il rispetto dei diversi Stati Limite considerati, è stata definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito ove l'opera sarà realizzata.

Il sito è stato individuato in coordinate geografiche tramite Google map.

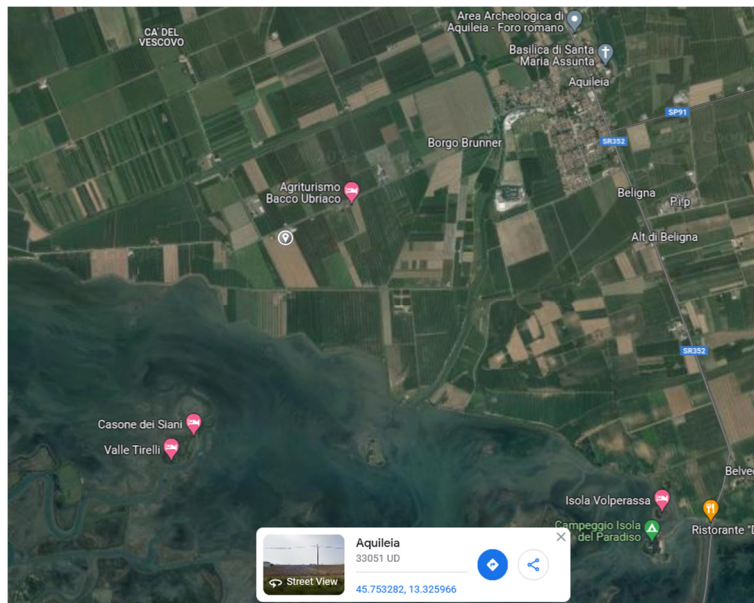



Figura 1: Individuazione delle coordinate del sito

La vita nominale attribuita alle opere non da cedere a Terna è pari a **50 anni**: *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari.*

Alle opere è attribuita la classe d'uso **Classe IV**: *Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.*

Si assume la categoria del sottosuolo (**D**) e le condizioni topografiche (**T1**).

	Cod 059_FV_BGR_00023	Pagina 16 / 30
		Numero Revisione
		00

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso.

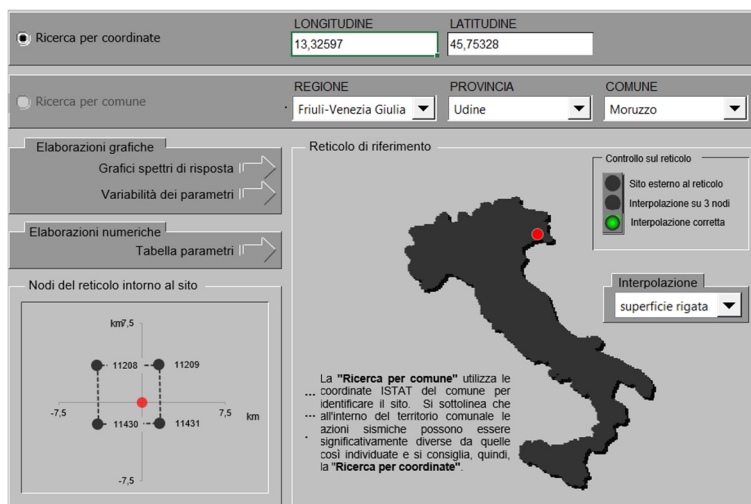
Gli stati limite considerati nella progettazione sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Si riportano i parametri di definizione degli spettri delle accelerazioni riferiti ai diversi stati limite, ottenuti dal programma Spettri NTC ver. 1.0.3 fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici.



LONGITUDINE: 13,32597 LATITUDINE: 45,75328

REGIONE: Friuli-Venezia Giulia PROVINCIA: Udine COMUNE: Moruzzo

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$
- SLV - $P_{VR} = 10\%$

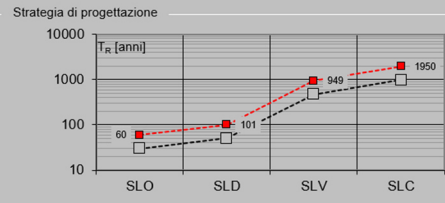
Stati limite ultimi - SLU

- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_B = 1,800$ $C_C = 2,009$ info

$h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_s Regol. in altezza info

Compon. verticale

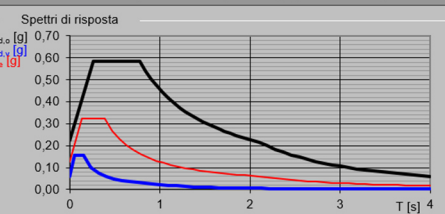
Spettro di progetto

Fattore q_v $\eta = 1,000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,125 g
F_o	2,605
T_C	0,387 s
S_S	1,800
C_C	2,009
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_B	0,259 s
T_C	0,778 s
T_D	2,099 s

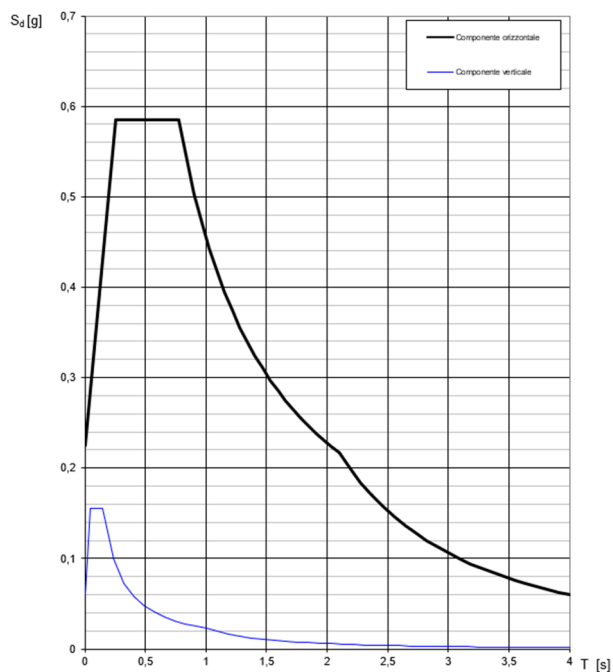


Figura 2: Parametri di definizione dello spettro delle pseudo-accelerazioni elastico riferito allo SLV

7 APPROCCIO DI VERIFICA

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio si considerano le seguenti combinazioni di carico:

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

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

- Combinazione caratteristica rara (SLE), generalmente impiegata per stati limite di esercizio irreversibili:

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

- Combinazione caratteristica frequente (SLE), generalmente impiegata per stati limite reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots +$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots +$$

Si riportano i valori dei coefficienti di amplificazione, e a seguire dei coefficienti di combinazione.

Tab. 5.1.Iv D.M. 17.01.2018		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STRU	A2 GEO
Azioni permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Azioni permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

8 VERIFICHE PRELIMINARI DEL TRACKER FOTOVOLTAICO

8.1 Premessa

Il campo fotovoltaico vede una moltitudine di file di moduli di inseguitori solari di lunghezza di circa 18, 38, 76 m organizzati con un'asta di rotazione, sostenuta da più pali, alla quale vengono fissati i pannelli di dimensione indicativa 1,30 m di base per 2,40 m di altezza.

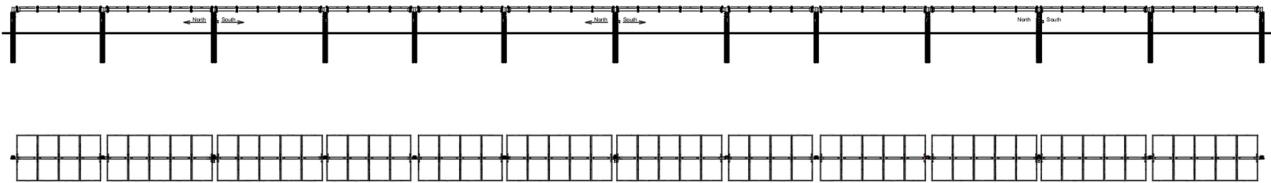


Figura 3: Vista in prospettiva e pianta di un inseguitore solare tipo Convert

I supporti sono differenziati in palo standard e palo moto, con quest'ultimo che è responsabile della movimentazione dell'asta di rotazione, i rimanenti sono provvisti di cuscinetti e forniscono un appoggio verticale e trasversale all'asta longitudinale; i pali sono disposti con un interasse massimo di circa 7,00 m, e poggiano su fondazioni interrate del tipo a plinto prefabbricato in c.a.

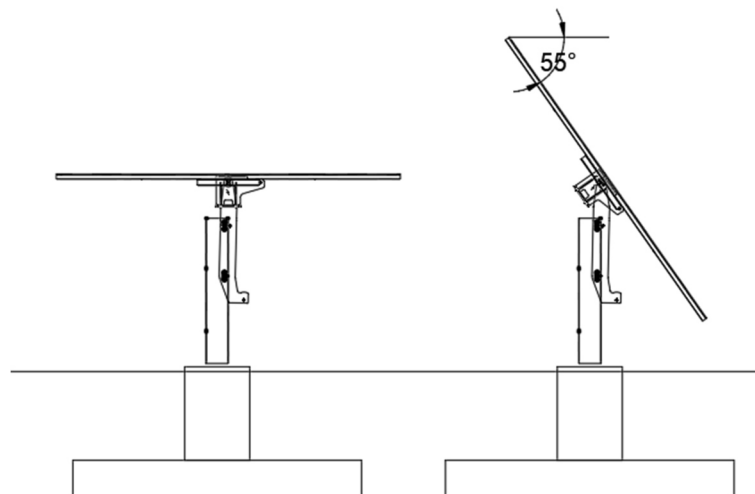


Figura 4: Configurazione di Stow per il vento (Sx) e di massima inclinazione (Dx)

Allo stato attuale si prevede la fornitura da parte della Valmont Convert, la quale ha commissionato uno studio nella galleria del vento per la valutazione dei coefficienti di pressione sui pannelli alle varie inclinazioni e in posizione di stow, sia per gli allineamenti esterni che interni al campo, le cui conclusioni sono presentate nei paragrafi seguenti.

8.2 Analisi dei carichi

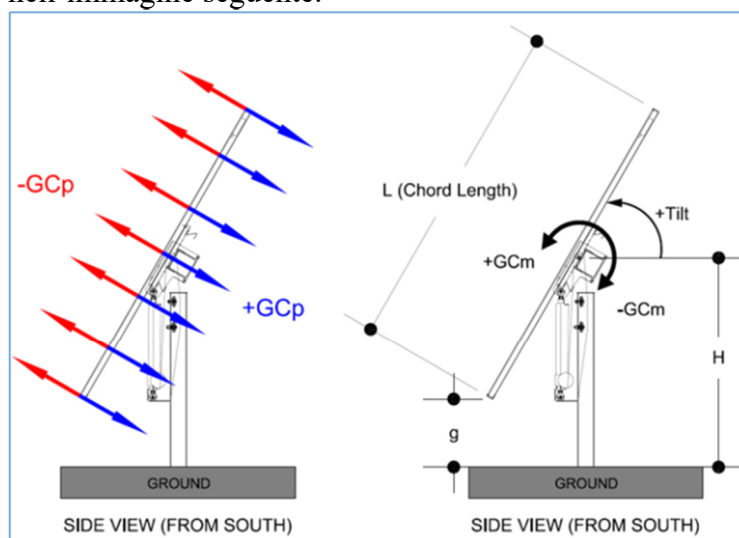
8.2.1 Peso dei pannelli fotovoltaici

Il peso dei pannelli fotovoltaici e della struttura portante è di 40 daN/m.

8.2.2 Azione del vento

Nella presente fase progettuale, si assumono a riferimento i contenuti della relazione di calcolo del tracker Convert messa a disposizione dalla Committenza.

Dallo studio nella galleria del vento, le azioni sono introdotte mediante i coefficienti di pressione e di momento descritti nell'immagine seguente.



$$GC_p = \frac{P_{net}}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2}, \quad GC_M = \frac{M_{torque} \text{ or } M_{overturning}}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot A \cdot L}$$

where

P_{net} , M_{torque} and $M_{overturning}$ are net pressure (normal to top surface of PV modules), moment about torque tube, and overturning moment at grade (bottom of post);

ρ is the air density;

V is the 3-second gust wind speed at mean tracker height (H) in open terrain;

A is the area of a Strip, Post, Quarter of a Row, Half of a Row, or Full Row (see Figure 2);

L is the chord length (1.96 m).

Si presentano quindi i coefficienti massimi riscontrati dal progettista, utilizzati per il calcolo delle pressioni nel modello f.e.m. sviluppato e riferito alle file esterne.

Stow Wind Position			GCP		GCM	
Tilt angle	Wind Zone	Element	Uplift	Downforce	Uplift	Downforce
0	EW1	End Post	-1.123	0.650	-	-
0	EW1	Middle Post	-1.123	0.632	-	-
0	EW1	Drive Post	-1.123	0.632	0.069	0.072
0	EW1	Tube 1-6	-1.123	0.641	0.085	0.088
0	EW1	Tube 2-3-4-5	-1.123	0.632	0.085	0.088
0	EW1	Rail	-0.533	0.393	0.120	0.117
Working Wind Position			GCP		GCM	
Tilt angle	Wind Zone	Element	Uplift	Downforce	Uplift	Downforce
55	EW1	End Post	-2.081	2.015	-	-
55	EW1	Middle Post	-1.854	1.938	-	-
55	EW1	Drive Post	-1.854	1.938	0.048	0.032
55	EW1	Tube 1-6	-1.967	1.977	0.064	0.056
55	EW1	Tube 2-3-4-5	-1.854	1.938	0.064	0.056
55	EW1	Rail	-2.021	1.866	0.170	0.131

8.3 Principali risultati dell'analisi

Il progettista incaricato dalla Convert ha studiato il singolo tracker in condizione di Stow (Modello A) e con le differenti inclinazioni dei pannelli (Modello B). Si presentano le sollecitazioni riscontrate sui pali laterali e di moto. La pressione del vento associata alla posizione di stow, nella relazione di riferimento, risultava di $0,75 \text{ kN/m}^2$, valore in linea con il corrispondente di $0,70 \text{ kN/m}^2$ per il sito in oggetto.

8.3.1 Pali laterali

Tracker 27 moduli - Modello A

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
DP-LP_4	0	ULS_20	-18217	-75.17	-6E-07	-10.22	-805.92	-115.73
DP-LP_4	0.61984	ULS_20	-18149	-75.17	-6E-07	-10.22	-805.92	-69.14
DP-LP_4	0	ULS_21	-18217	-55.85	-6E-07	-7.59	-805.92	-85.99
DP-LP_4	0.61984	ULS_21	-18149	-55.85	-6E-07	-7.59	-805.92	-51.37
DP-LP_4	0	ULS_22	-18217	-94.48	-6E-07	-12.85	-805.92	-145.48
DP-LP_4	0.61984	ULS_22	-18149	-94.48	-6E-07	-12.85	-805.92	-86.91

Tracker 27 moduli - Modello B

Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
DP-LP_2_EXTB	0	ULS_20	-8684.2	232.58	5550.2	8.68	10581	460.34
DP-LP_2_EXTB	0	ULS_21	-8684.2	200.98	5550.2	4.38	10581	397.94
DP-LP_2_EXTB	0	ULS_22	-8684.1	264.18	5550.2	12.97	10581	522.75
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-r	N-r	N-r
DP-LP_4_EXTB	0	ULS_22	-9400	-110	5984	-15	8083	-156

8.3.2 Pali di moto

Tracker 27 moduli - Modello A

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P N	V2 N	V3 N	T N-n	M2 N-m	M3 N-n
DP-LP_3	0	ULS_37	-13040	21	0	5	14686	37
DP-LP_3	0	ULS_38	-13948	23	0	5	14617	40
DP-LP_3	0	ULS_39	-13948	16	0	3	14617	27
DP-LP_3	0	ULS_40	-13948	30	0	6	14617	53

Tracker 27 moduli - Modello B

Frame Text	Station m	OutputCase Text	P N	V2 N	V3 N	T N-n	M2 N-m	M3 N-n
DP-LP_3_EXTB	0	ULS_19	-8738	17	5926	4	10533	30
DP-LP_3_EXTB	0	ULS_20	-9645	18	5926	4	10296	32
DP-LP_3_EXTB	0	ULS_21	-9645	11	5926	3	10296	20
DP-LP_3_EXTB	0	ULS_22	-9645	26	5926	6	10296	45

8.4 Verifica del profilo del palo

8.4.1 Pali laterali

Si valutano le sollecitazioni agenti sul palo laterale, aggiornate per l'altezza di 2,10m dell'asta ai fini della compatibilità idraulica.

$$N_{Ed,B}=18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,B}=6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,B}=10,30 + 6 \cdot (2,10-1,40) = 14,5 \text{ kNm}$$

Segue la verifica della mensola all'instabilità.

Verifica della trave a pressoflessione con instabilità (6.3.3.4 - Metodo 2)

Proprietà del materiale

Modulo di elasticità normale	E	2.100.000	daN/cm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	807.692	daN/cm ²
Tensione di snervamento caratteristica del materiale	f _{yk}	2.750	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M0-M1}	1,05	

Proprietà della sezione

HEA120

Area del profilo	A	25,34	cm ²
Altezza del profilo	H	11,40	cm
Larghezza di base del profilo	B	12,00	cm
Spessore dell'ala del profilo	t _f	0,80	cm
Momento d'inerzia asse forte	I _{yy}	606	cm ⁴
Momento d'inerzia asse debole	I _{zz}	231	cm ⁴
Costante d'ingobbamento	I _ω	6.470	cm ⁶
Momento d'inerzia torsionale	I _t	6,0	cm ⁴
Modulo di resistenza elastico intorno all'asse forte y-y	W _{el,yy}	106,3	cm ³
Modulo di resistenza elastico intorno all'asse debole z-z	W _{el,zz}	38,5	cm ³

Modulo di resistenza plastico intorno all'asse forte y-y	$W_{pl,yy}$	119,5	cm ³
Modulo di resistenza plastico intorno all'asse debole z-z	$W_{pl,zz}$	58,9	cm ³

Geometria e azioni di progetto

Distanza applicazione carico rispetto al baricentro	z_g	6,0	cm
Luce tra 2 ritegni torsionali	$L_{0,y}$	420	cm
Luce tra 2 ritegni torsionali	$L_{0,z}$	420	cm
Luce tra 2 ritegni torsionali consecutivi	$L_{cr,LT}$	210	cm
Lunghezza di libera inflessione per l'instabilità torsionale	$L_{cr,N,LT}$	210	cm
Azione assiale di progetto	N_{Ed}	16,00	kN
Momento agente intorno all'asse forte all'estremità A (min)	$M_{y,a}$	1,60	kNm
Momento agente intorno all'asse forte all'estremità B (magg)	$M_{y,b}$	14,50	kNm
Momento di progetto intorno all'asse forte	$M_{y,Ed}$	14,50	kNm
Momento agente intorno all'asse debole	M_z	3,00	kNm

Analisi del contributo flessionale

Coeff. di lunghezza efficace nei confronti della rotazione	k	1,00	
Coeff. di lunghezza efficace nei confronti dell'ingobbamento	k_w	1,00	
	C_1	1,100	
	C_2	0,000	
Momento critico	M_{cr}	529.550	daNcm
Fattore d'imperfezione flessionale	α_{LT}	0,34	
	λ_{LT}	0,79	
	$\lambda_{LT,0}$	0,20	
	β	1,00	
	k_c	0,773	
Coefficiente di instabilità	ϕ_{LT}	0,910	
	f	0,887	
Fattore di riduzione	χ_{LT}	0,732	
	$\chi_{LT,mod}$	0,826	
Momento resistente di progetto per l'instabilità flessotorsionale y-y	$M_{b,y,Rd}$	258.404	daNcm
Momento resistente di progetto z-z	$M_{z,Rd}$	154.131	daNcm

Analisi del contributo flessionale con compressione

Carico critico euleriano intorno all'asse y	$N_{cr,y}$	712,3	kN
Carico critico euleriano intorno all'asse z	$N_{cr,z}$	271,3	kN
Carico critico per instabilità torsionale	$N_{cr,T}$	2.385	kN
Fattore d'imperfezione a compressione, asse y-y	α_y	0,34	
Snellezza adimensionalizzata a compressione, asse y-y	λ_y	0,989	
Coefficiente di instabilità a compressione, asse y-y	ϕ_y	1,123	
Fattore di riduzione a compressione, asse y-y	χ_y	0,604	
Fattore d'imperfezione a compressione, asse z-z	α_z	0,49	

Snellezza adimensionalizzata a compressione, asse z-z	λ_z	1,603	
Coefficiente di instabilità a compressione, asse z-z	ϕ_z	2,128	
Fattore di riduzione a compressione, asse z-z	χ_z	0,283	
Parametro instabilità per compressione, asse y-y	μ_y	0,991	
Parametro instabilità per compressione, asse z-z	μ_z	0,957	
Parametro instabilità flessotorsionale, asse y-y	w_y	1,124	
Parametro instabilità flessotorsionale, asse z-z	w_z	1,500	
Snellezza adimensionale per instabilità a momento costante	λ_{0}	0,596	
Snellezza adimensionale limite per instabilità a mom. costante	$\lambda_{0,LIM}$	0,206	
Momento critico elastico di instabilità flessio torsionale ($\psi=1$)	$M_{cr,0}$	9,247E+05	daNcm
La sezione è sensibile all'instabilità flessotorsionale?	Si		
La trave è vincolata allo sbandamento lungo la sua lunghezza?	No		
Coefficiente legato al valore del momento (tab. A,2 EC3)	C_{my}	0,644	
	C_{mLT}	0,644	
	C_{mz}	1,000	
	k_{yy}	0,664	
	k_{yz}	0,671	
	k_{zy}	0,965	
	k_{zz}	1,119	
Verifica			
Formula a) verifica pressoflessione deviata secondo EC3	a)	0,54	OK
Formula b) verifica pressoflessione deviata secondo EC3	b)	0,84	OK

8.4.2 Pali moto

Si valutazione le sollecitazioni agenti sul palo moto, aggiornate per l'altezza di 2,10m dell'asta.

$$N_{Ed,A}=13 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,A}=0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,a}=14,5 \text{ kNm}$$

Il profilo HEA120 precedentemente verificato risulta idoneo ad essere replicato per il palo moto.

8.5 Verifica geotecnica e delle fondazioni

8.5.1 Pali laterali e pali di moto

Si considerano le reazioni alla base del palo con il momento incrementale del taglio per l'approfondimento del piano di posa a -0,80 m.

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Peso dell'unità di volume del terreno di fondazione	γ	19 kN/m ³
Angolo di attrito interno caratteristico	ϕ_k	0 °
Coesione	c	15,00 kN/m ²
Coefficiente di spinta passiva	K_p	1,00
Peso dell'unità di volume del terreno di riporto	γ_r	10 kN/m ³

APPROCCIO DI CALCOLO ADOTTATO

A1+M1+R3

Coefficienti parziali per le azioni di progetto (A)		
Azioni permanenti (sfav./fav.)	γ_{G1}	1.3/1.0
Azioni permanenti non strutturali (sfav./fav.)	γ_{G2}	1.3/0.0
Azioni accidentali (sfav./fav.)	γ_Q	1.5/0.0
Coefficienti parziali per i valori caratteristici del terreno (M)		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	γ_ϕ	1,00
Coesione efficace	γ_c	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00

SOLLECITAZIONI

Azione normale	N_{Ed}	18,00 kN
Peso del plinto	N_{plinto}	44,09 kN
Momento Flettente x	$M_{Ed,x}$	20,00 kNm
Momento Flettente y	$M_{Ed,y}$	0,00 kNm
Taglio agente lungo x	$T_{Ed,x}$	0,00 kN
Taglio agente lungo y	$T_{Ed,y}$	6,00 kN
Eccentricità lungo y	e_y	0,34 m
Eccentricità lungo x	e_x	0,00 m
Inclinazione forza lungo x	α_x	0,00 °
Inclinazione forza lungo y	α_y	5,73 °

PARAMETRI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Base x del plinto	B	1,15 m
Altezza y del plinto	L	2,20 m
Spessore del plinto	s	0,25 m
Approfondimento piano di posa	D	0,80 m
Base efficace x del plinto	B'	1,15 m
Altezza efficace y del plinto	L'	1,56 m

COEFFICIENTI DI CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

Fattori adimensionali di capacità portante			
$N_c=(N_q-1) \cotg(\varphi)$	N_c		5,14
$N_q=e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2(45^\circ+\varphi/2)$	N_q		1,00
$N_\gamma=(N_q-1) \cdot \tan(1.4 \cdot \varphi)$	N_γ		0,00
Fattori adimensionali correttivi di forma della fondazione			
$s_c=1+0.2 K_p(B/L)$	s_c		1,15
$s_q=1+0.1 K_p(B/L)$	s_q		1,05
$s_\gamma=1+0.1 K_p(B/L)$	s_γ		1,05
Fattori adimensionali correttivi di profondità			
	Riferiti a B'		Riferiti a L'
$d_c=1+0.2 K_p^{0.5}(D/B')$	$d_{c,B'}$	1,14	$d_{c,L'}$ 1,10
$d_q=1+0.1 K_p^{0.5}(D/B')$	$d_{q,B'}$	1,07	$d_{q,L'}$ 1,05
$d_\gamma=1+0.1 K_p^{0.5}(D/B')$	$d_{\gamma,B'}$	1,07	$d_{\gamma,L'}$ 1,05
Fattori adimensionali correttivi dell'inclinazione del carico			
	Lungo x		Lungo y
$i_c=(1-i/90)^2$	$i_{c,x}$	1,00	$i_{c,y}$ 0,88
$i_q=(1-i/90)^2$	$i_{q,x}$	1,00	$i_{q,y}$ 0,88
$i_\gamma=(1-i/\varphi)^2$	$i_{\gamma,x}$	1,00	$i_{\gamma,y}$ 1,00

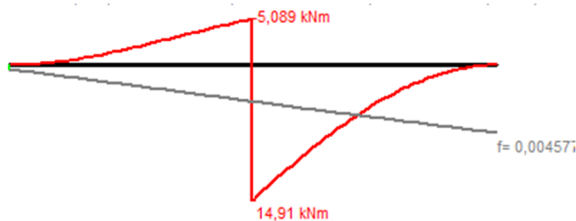
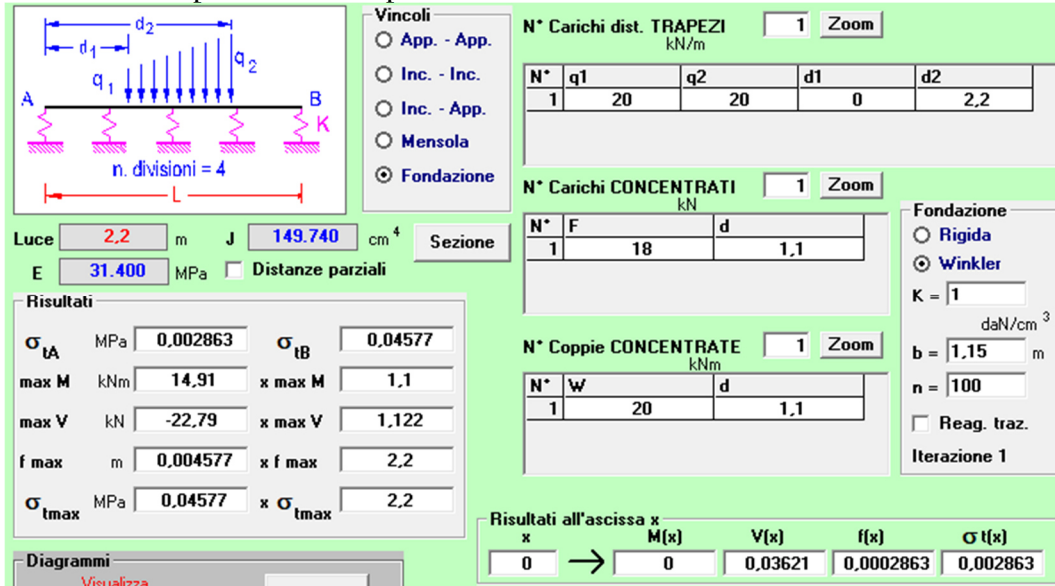
CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE

Calcolo della capacità portante limite			
$q_{lim,x}=c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_{c,B'} \cdot i_{c,x} / \gamma_c + 0.5 \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_{\gamma,B'} \cdot i_{\gamma,x} / \gamma_\gamma + \gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_{q,B'} \cdot i_{q,x} / \gamma_q$	$q_{lim,x}$	1,10	daN/cm ²
$q_{lim,y}=c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_{c,L'} \cdot i_{c,y} / \gamma_c + 0.5 \cdot L' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_{\gamma,L'} \cdot i_{\gamma,y} / \gamma_\gamma + \gamma_r \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_{q,L'} \cdot i_{q,y} / \gamma_q$	$q_{lim,y}$	0,94	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza γ_R dell'approccio adottato	$\gamma_R (R3)$	2,30	

Capacità portante ammissibile	q_{amm}	0,41 daN/cm²
Compressione di progetto sull'area di fondazione reagente	q_{Ed}	0,36 daN/cm²

8.5.1.1 Verifica strutturale della fondazione del plinto del generico palo

Si esamina la suola del plinto in 1 camp.



Momento flettente



Taglio

Verifica di resistenza a momento flettente della sezione 115x25 armata con barre $\varnothing 10/20$ inferiori e superiori.

Titolo : _____

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	115	25	1	4,71	6
			2	4,71	19

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 41,78 kNm
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 20,33 ‰
d 19 cm
x 2,79 x/d 0,1469
δ 0,7

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Segue la verifica al taglio.

NTC 2018 - cap. 4.1.2.3.5.1

larghezza minima della sezione	b _w	1150 mm
altezza della sezione	h	250 mm
copriferro	c	40 mm
altezza utile della sezione	d	205 mm
diametro armatura longitudinale	φ	10 mm
numero di barre d'armatura tesa	n	6
area armatura longitudinale	A _{sl}	471 mm ²
rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ	0,0020 < 0,02
	k	1,99
resistenza caratteristica a compressione cls	f _{ck}	25 N/mm ²
tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	0,00 N/mm ²
	V _{min}	0,49 N/mm ²
	V _{Rd,min}	115,6 kN
	V _{Rd}	96,1 kN
resistenza a taglio di progetto	V _{Rd,d}	115,6 kN
taglio sollecitante di progetto	V _{Ed}	30,0 kN
tasso di sfruttamento della sezione		26 %

Il dimensionamento delle fondazioni e dei pali di moto e laterali qui presentato necessita di una riverifica a seguito della produzione dell'elaborato esecutivo del fornitore dei tracker e per tener conto della caratterizzazione del suolo specifica dell'area di installazione.