

REGIONE EMILIA ROMAGNA
Provincia di Piacenza
Comune di Podenzano

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO CON ACCUMULO AD INSEGUIMENTO MONOASSIALE DELLA POTENZA DI PICCO DI 7,98 MW_p ED OPERE CONNESSE, DA REALIZZARE NELLA CONTRADA MAIANO DI SOTTO DEL COMUNE DI PODENZANO

PROPONENTE



GPC SETTE s.r.l.
via Sardegna 69
00187 Roma

ELABORATO

Relazione strutturale preliminare

R.12

PROGETTISTA

ing. giuseppe pipitone
via libero grassi, 8
91011 alcamo (tp)
e-mail: ing.giuseppepipitone@gmail.com



GRUPPO DI LAVORO

- **sinergo**

Sinergo Spa - via Ca' Bembo, 152
30030, Maerne di Martellago - Venezia - Italia
www.sinergospa.com - info@sinergospa.com

Ingegnere Filippo Bittante

- Dott. Geol. M. Mannini

00	novembre 2024	Prima emissione	Giuseppe Pipitone		
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	ELABORAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

FORMATO

ISO A4 - 297 x 210

INDICE

1. PREMESSA	3
2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
4. MODELLO GEOTECNICO	7
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
5.1. Acciaio da carpenteria.....	8
6. ANALISI DEI CARICHI	9
6.1. Peso proprio elementi portanti G_1	9
6.2. Peso proprio elementi portati G_2	9
6.3. Carico da neve	9
6.3.1. Carico della neve sui pannelli fotovoltaici	9
6.3.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo.....	10
6.3.3. Coefficiente di forma delle coperture	10
6.3.4. Coefficiente di esposizione	11
6.3.5. Coefficiente Termico	11
6.3.6. Riepilogo azione della neve.....	12
6.4. Azione del vento.....	12
6.4.1. Velocità base di riferimento	12
6.4.2. Velocità di riferimento.....	14
6.4.3. Azione tangente del vento	14
6.4.4. Pressione cinetica di picco	15
6.4.5. Coefficiente di esposizione	15
6.4.6. Forza del vento.....	18
6.5. Azione sismica.....	22
6.5.1. Stati limite di riferimento.....	23
6.5.2. Categorie di sottosuolo.....	23
6.5.3. Condizioni topografiche	25
6.5.4. Fattore di struttura e classe di duttilità	25
6.5.5. Spettri di risposta	25
6.5.5.1. Pericolosità sismica di base	25
7. COMBINAZIONI DI CARICO	28
8. ANALISI E CODICI DI CALCOLO	31
8.1. Tipo di analisi svolta.....	31
8.2. Codici di calcolo	31

8.3. Informazioni generali sull'elaborazione	32
8.4. Modello di calcolo	32
8.4.1. Tracker.....	32
9. PORTANZA PALI TRACKER INFISSI	35
9.1. Terreni coesivi (metodo α)	35
9.1.1. Condizioni non drenate	35
9.2. Terreni incoerenti e coesivi (metodo β).....	36
9.2.1. Condizioni drenate	36
9.3. Carico limite.....	37
9.4. Sollecitazioni.....	38
9.5. Verifica a capacità portante verticale	39
9.1. Verifica a capacità portante orizzontale	40

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica delle fondazioni dei tracker di un impianto di generazione elettrica con l'utilizzo di una fonte di energia rinnovabile solare ubicato nel Comune di Podenzano (PC), (di seguito il "Progetto" o "l'Impianto").

L'applicazione della tecnologia fotovoltaica consente: la produzione di energia elettrica senza emissione di alcuna sostanza inquinante, il risparmio di combustibile fossile, nessun inquinamento acustico e disponibilità dell'energia anche in località disagiate e lontane dalle grandi dorsali elettriche.

Il progetto consiste nella realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza di picco pari a 7.980 kWp, di tipo grid-connected in modalità trifase.

L'impianto di generazione fotovoltaica in progetto sarà installato su inseguitori monoassiali fissati al terreno attraverso l'infissione di profilati metallici con altezza al mozzo di 1,60 m circa al fine di lasciare uno spazio libero al di sotto dei moduli per la pulizia e sfalcio del terreno al di sotto degli inseguitori.

Il progetto prevede un insieme di opere tra cui un impianto fotovoltaico costituito da n.1 tipologia di strutture a sostegno dei pannelli FV:

- **Struttura metallica infissa nel terreno, costituita da:**
 - a) *MONTANTI* costituiti da profili a omega;
 - b) *TRAVERSI* costituiti da tubolari cavi quadrati;

I montanti, infissi mediante battitura direttamente nel terreno, rappresentano sia gli elementi resistenti verticali della parte fuori terra, sia le fondazioni profonde.

La struttura di sostegno è dotata di un motore elettrico che permette la rotazione delle vele di un angolo compreso tra i -55° e 55° . Inoltre, attraverso un sistema di anemometri, quando la velocità del vento supererà i 10 m/s i pannelli dovranno ruotare per posizionarsi orizzontalmente, ovvero a 0° .

2. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale V_N dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 2018.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si assume:

Classe d'uso	Coefficiente d'uso C_U	Vita nominale V_N	Vita di riferimento V_R
-	-	anni	anni
IV	2	50	100

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati vengono eseguiti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni e nel pieno rispetto delle normative vigenti:

- **D.M. 17 Gennaio 2018**
Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni.
- **CIRC. MINISTERIALE C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, n.7**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”» di cui al D.M. 17/01/18.
- **DM 16.02.07**
Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione.
- **D.M. 9 marzo 2007**
Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco
- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2004 Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8 – Progettazione di strutture per la resistenza sismica**
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione ed adeguamento di edifici
- **CNR-DT 207/2008**
Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

4. MODELLO GEOTECNICO

Di seguito è riportato il modello geotecnico adottato per le verifiche dei pali di fondazione. Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica.

- Orizzonte O:** argilla limosa di copertura pedogenizzata
Profondità: dal p.c. a 0.80 metri
(Coesione non drenata) $C_{uk} = 0.62-0.72$ [Kg/cm²]
(Peso di Volume) $\gamma = 1.80$ [Ton/m³]
(Modulo Edometrico) $E_k = 44-50$ [Kg/cm²]
- Orizzonte A:** limo e argilla
Profondità: da 0.80 fino a 1.80 metri circa
(Coesione non drenata) $C_u = 1.00-1.08$ [Kg/cm²]
(Peso di Volume) $\gamma = 1.90$ [Ton/m³]
(Modulo Edometrico) $E_k = 76-84$ [Kg/cm²]
- Orizzonte B:** limo sabbioso
Profondità: da 1.80 fino a 4.20 metri circa
(Coesione non drenata) $C_{uk} = 1.24-1.38$ [Kg/cm²]
(Peso di Volume) $\gamma = 1.95$ [Ton/m³]
(Modulo Edometrico) $E_k = 92-104$ [Kg/cm²]
- Orizzonte C:** ghiaia e sabbia limosa
Profondità: da 4.20 fino alle massime profondità
(Angolo di attrito di picco) $\phi_k = 32^\circ-34^\circ$
(Densità relativa) $D_r = 90\%$
(Peso di Volume) $\gamma = 2.10$ [Ton/m³]
(Modulo Elastico) $E'_k = 384-418$ [Kg/cm²]

Dalla prova penetrometrica non è stato delineato un livello acquifero naturale.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1. Acciaio da carpenteria

Di seguito una tabella riepilogativa delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzato.

ACCIAIO DA CARPENTERIA - TRACKER	S355 JR	
Tensione caratteristica di rottura	f_{atk} [MPa]	510
Tensione caratteristica di snervamento	f_{ayk} [MPa]	355
Tensione di progetto di snervamento	f_{ayd} [MPa]	261,9
Modulo di elasticità normale	E [MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G [MPa]	80769
Peso specifico	P_a [kN/m ³]	78,50
Protezione	zincatura a caldo (HDG)	

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. Peso proprio elementi portanti G_1

Il peso proprio delle strutture verrà implementato direttamente dal programma di calcolo secondo i seguenti pesi specifici:

PESO ELEMENTI STRUTTURALI		
Peso specifico calcestruzzo armato	P_{cls} [kN/m ³]	25,00
Peso specifico calcestruzzo non armato	P_{cls} [kN/m ³]	24,00
Peso specifico acciaio	P_a [kN/m ³]	78,50

6.2. Peso proprio elementi portati G_2

Il peso proprio degli elementi non strutturali è rappresentato esclusivamente dai pannelli fotovoltaici.

PESO PANNELLI FOTOVOLTAICI		
Larghezza	[mm]	1134,0
Lunghezza	[mm]	2465,0
Peso proprio	[kg]	34,60
Peso proprio al mq	[kN/mq]	0,124

A vantaggio di sicurezza, si è considerato un carico pari a 0,15 kN/mq per tenere in considerazione anche il peso dovuto all'eventuale presenza di cavi o altri elementi necessari per il corretto funzionamento dei pannelli fotovoltaici.

6.3. Carico da neve

6.3.1. Carico della neve sui pannelli fotovoltaici

Il carico da neve sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

in cui:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2 delle NTC 2018;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4;
- C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie caricata.

6.3.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo

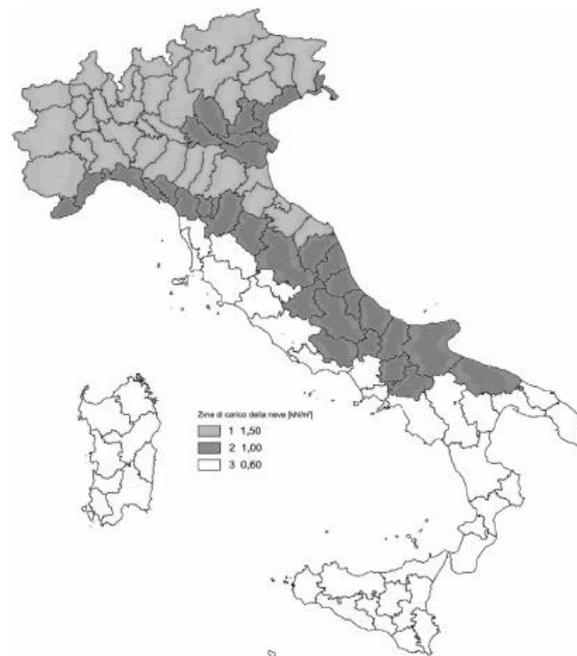
Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1'500 m sul livello del mare, il carico della neve q_{sk} risulterà pari a:

ZONA I – Mediterranea

$$q_{sk} = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 \cdot [1 + (a_s/602)^2] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

con a_s la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.



Zone di carico della neve

6.3.3. Coefficiente di forma delle coperture

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_i delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

6.3.4. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

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

Nel caso specifico il coefficiente di esposizione C_E risulta essere pari a 1.

6.3.5. Coefficiente Termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, C_t è posto pari a 1,00.

6.3.6. Riepilogo azione della neve

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne il carico dovuto alla presenza della neve.

AZIONE DELLA NEVE							
	quota del suolo sul livello del mare	vedi §3,4 - NTC18	inclinazione copertura	Coefficiente di forma della copertura	Coefficiente di esposizione	Coefficiente termico	CARICO NEVE
ZONA	as [m]	q _{sk} [kN/mq]	α [°]	μ	Ce	Ct	Q _s [kN/mq]
I - Mediterranea	37	1,50	0	0,8	1	1	1,20
		1,50	5	0,8	1	1	1,20
		1,50	10	0,8	1	1	1,20
		1,50	15	0,8	1	1	1,20
		1,50	20	0,8	1	1	1,20
		1,50	25	0,8	1	1	1,20
		1,50	30	0,8	1	1	1,20
		1,50	35	0,67	1	1	1,00
		1,50	40	0,53	1	1	0,80
		1,50	45	0,4	1	1	0,60
		1,50	50	0,27	1	1	0,40
		1,50	55	0,13	1	1	0,20

Carico dovuto alla presenza della neve al variare dell'inclinazione dei pannelli fotovoltaici

6.4. Azione del vento

In funzione dei dati principali di progetto previsti nel presente capitolo è stata calcolata l'azione del vento secondo quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 e CIRC. MINISTERIALE LL.PP. 21 gennaio 2019, n.7.

6.4.1. Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno T_R pari, nel caso in esame, a 20 anni.

La velocità base di riferimento v_b risulta pari a:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

in cui:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC 2018 in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla seguente relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

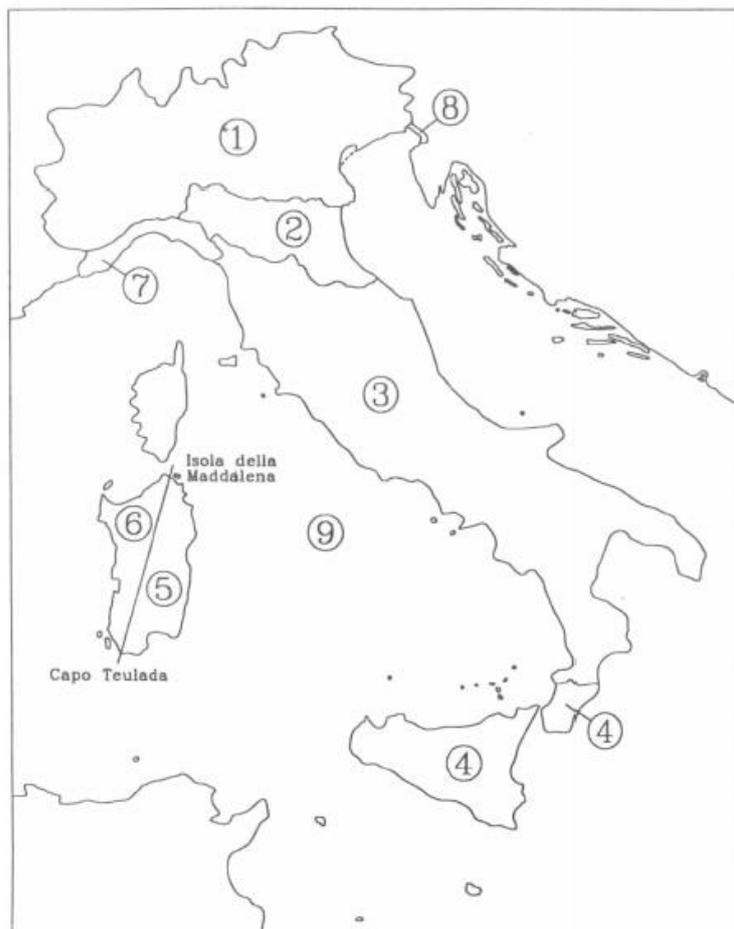
$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

- a_0 e k_s rappresentano i parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

6.4.2. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

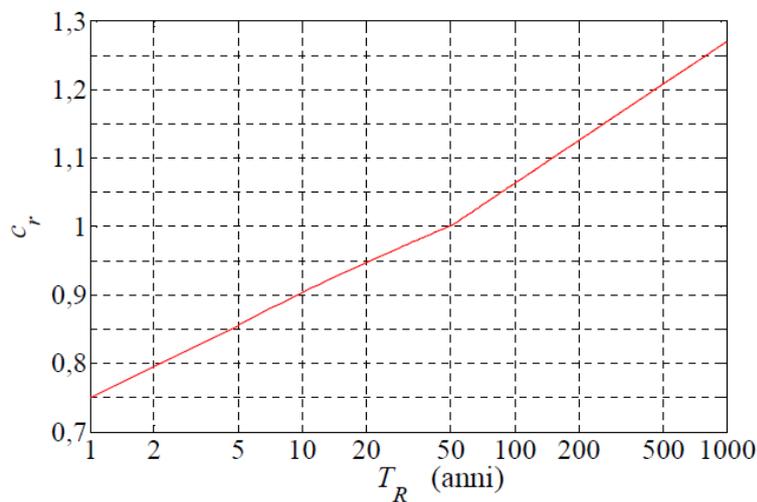
in cui:

- v_b è la velocità base di riferimento calcolata secondo le formule scritte precedentemente;
- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

Il coefficiente di ritorno è stato calcolato secondo la seguente relazione:

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

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni, assunto pari a 20 anni, ottenendo così $c_r = 0,95$.



Valori del coefficiente c_r in funzione del periodo di ritorno T_R (asse in scala logaritmica)

6.4.3. Azione tangente del vento

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

$$q_t = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_f è il coefficiente di attrito;

6.4.4. Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco del vento q_p è il valore atteso della pressione cinetica massima del vento sull'intervallo di tempo T pari a 10 minuti. Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto, dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione e dalla densità dell'aria. In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e topografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la pressione cinetica di picco è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- v_r è la velocità di riferimento del vento;
- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$;
- $c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione.

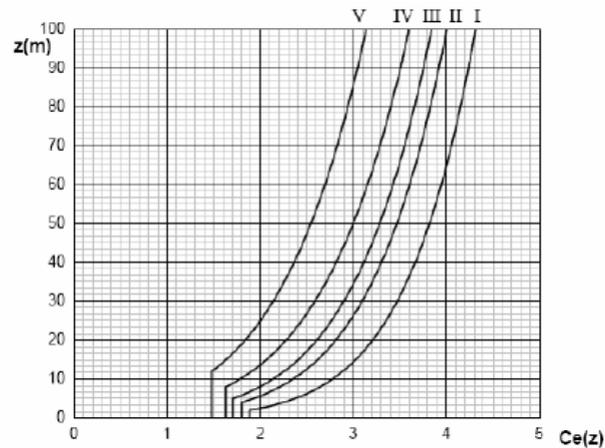
Esprimendo ρ in kg/m^3 e v_r in m/s , q_r risulta espresso in N/m^2 .

6.4.5. 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 200 m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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



Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

Dove:

- k_r , z_0 , e 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.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

La categoria di esposizione è assegnata nella seguente figura in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

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						

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
	costa			500m	
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

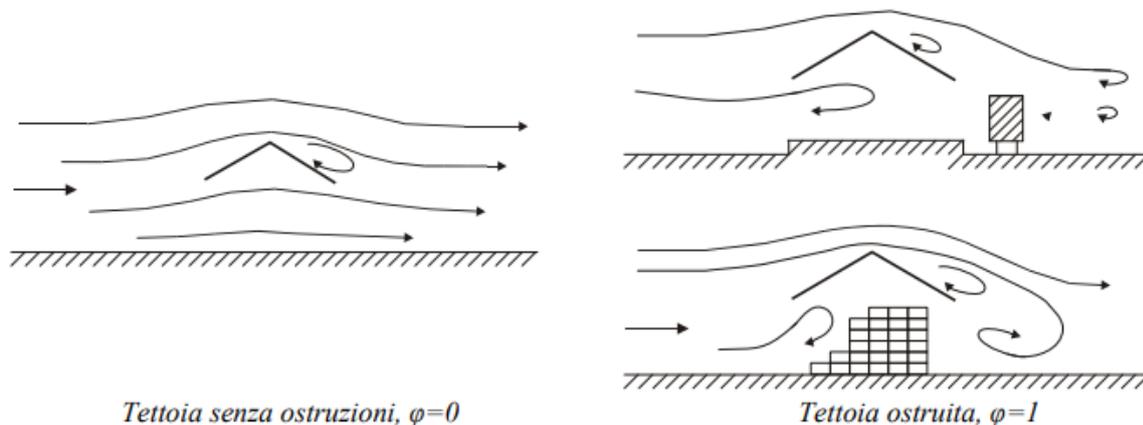
Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Il coefficiente di scabrezza può essere desunto dalla seguente tabella:

Superficie	Coefficiente d'attrito c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

6.4.6. Forza del vento

Quanto scritto di seguito fornisce i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture che non si collocano permanentemente al di sopra di pareti verticali, ossia in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti. Si definisce grado di bloccaggio φ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (vd. figura seguente).



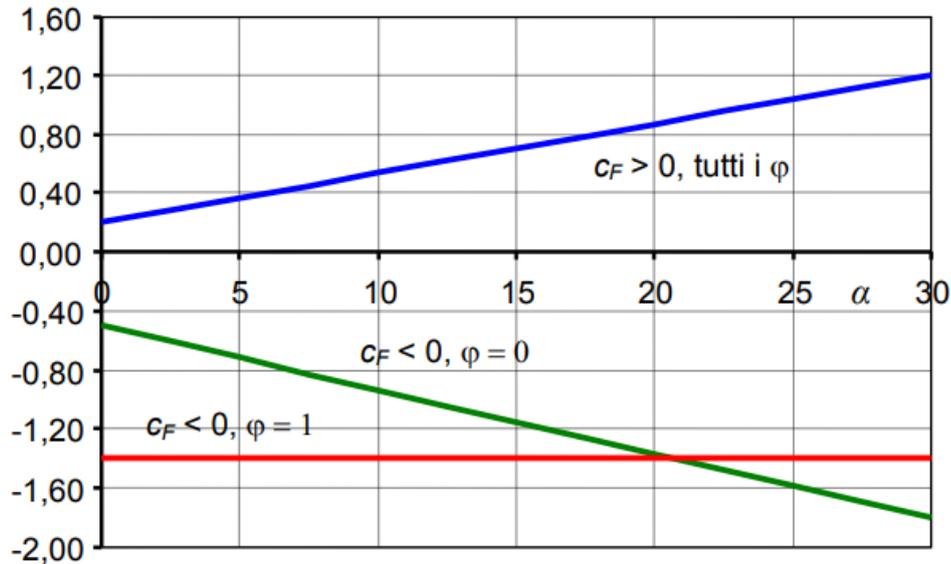
Si identificano due situazioni limite:

- $\varphi = 0$ corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\varphi = 1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

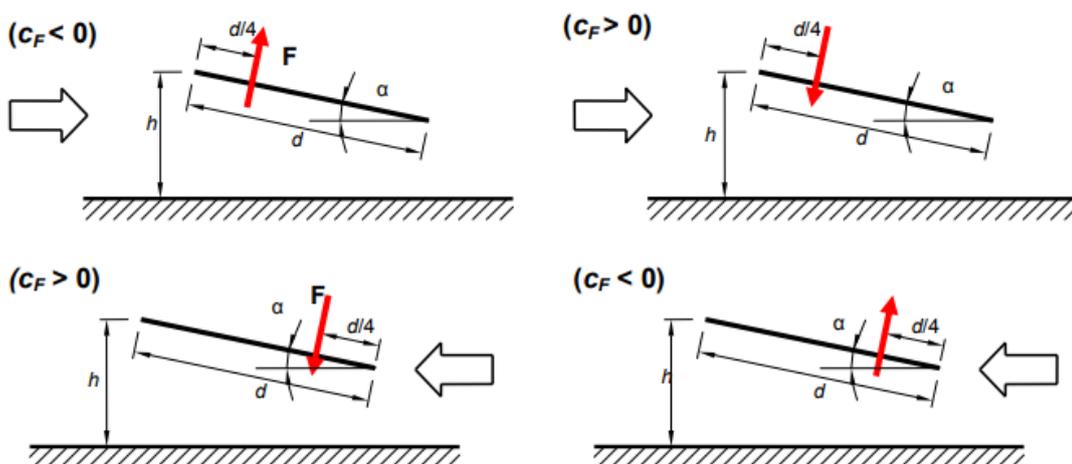
La Tabella G.XII riportata nelle CNR-DT 207/2008, e la relativa Figura G.26, riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione α della falda. Per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\varphi = 0$ e $\varphi = 1$. La quota di riferimento z è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area del pannello fotovoltaico.

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

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

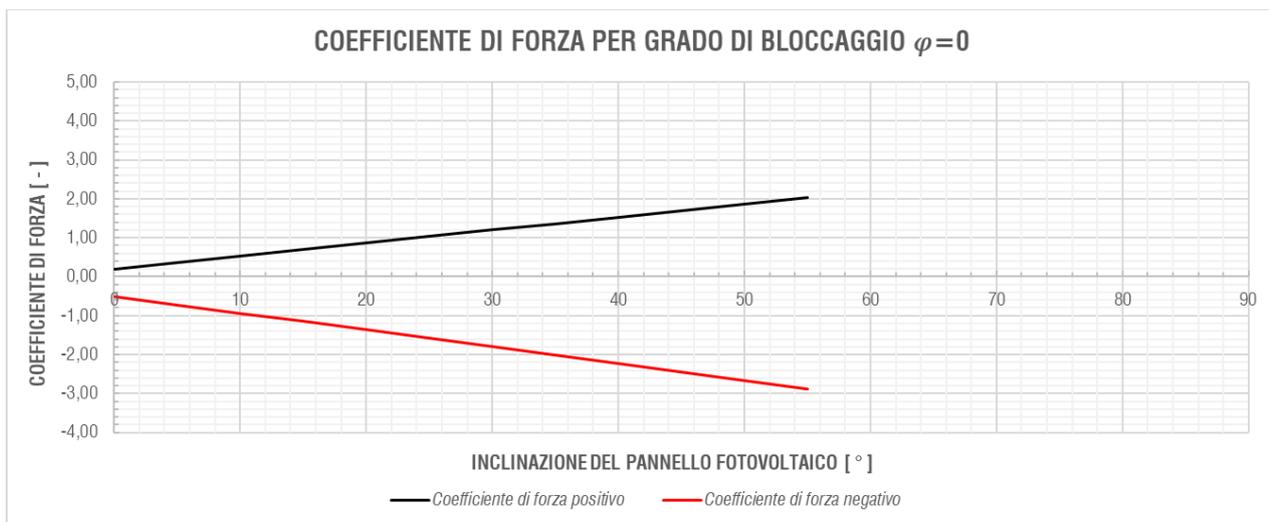


Per il calcolo della forza dovuta al vento si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella seguente figura, dove la forza risultante $F_V = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_f(\alpha)$ è applicata sopravento ad una distanza pari a $d/4$ dal bordo investito dal flusso, dove d è la luce dell'elemento investito dal vento.



Di seguito si evidenziano i valori di c_f al variare dell'inclinazione α dei pannelli fotovoltaici, sia in caso di pannello sopravento (c_f positivi) sia in caso di pannello sottovento (c_f negativi).

COEFFICIENTE DI FORZA		
Inclinazione pannello fotovoltaico	Coefficiente di forza positivo	Coefficiente di forza negativo
α	$c_f (+)$	$c_f (-)$
[°]	[-]	[-]
0	0,20	-0,50
5	0,37	-0,72
10	0,53	-0,93
15	0,70	-1,15
20	0,87	-1,37
25	1,03	-1,58
30	1,20	-1,80
35	1,37	-2,02
40	1,53	-2,23
45	1,70	-2,45
50	1,87	-2,67
55	2,03	-2,88



I pannelli fotovoltaici sono dotati di un anemometro: nel momento in cui la velocità rilevata supererà i 10 m/s, i pannelli si disporranno di taglio, minimizzando la forza del vento.

Di seguito si riporta un riepilogo delle azioni applicate alla struttura nel caso di pannelli disposti di taglio, ovvero a 0°:

AZIONE DEL VENTO									
ZONA	V _{b,0}	a ₀	k _s	a _s	c _a	V _b	T _r	c _r	V _r
[n°]	[m/s]	[m]	[-]	[m]	[m/s]	[m/s]	anni	[m/s]	[m/s]
2	25,0	750	0,45	37	1	25	50	1,00	25,0
	velocità base di riferimento al livello del mare	parametro fornito dalla Tab. 3,3,1	parametro fornito dalla Tab. 3,3,1	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	coefficiente di altitudine	velocità base di riferimento	periodo di ritorno espresso in anni	coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T _r	velocità base di riferimento

PRESSIONE DEL VENTO											
ρ	q _r	Categoria di esposizione del sito	Classe di rugosità del terreno	K _r	z ₀	z _{min}	z	c _t	c _e	q _p	q _t
[kg/m ³]	[N/m ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[N/m ²]	[N/m ²]
1,25	391,2	II	D	0,19	0,05	4	1,6	1	1,80	704,4	7,0
densità dell'aria assunta costante	pressione cinetica di riferimento						altezza sul suolo dal punto considerato	coefficiente di topografia assunto generalmente pari a 1	coefficiente di esposizione	pressione cinetica di picco	pressione tangenziale del vento

Sono state calcolate le azioni corrispondenti ai coefficienti di forza positivo e negativo nel caso di pannelli orizzontali (0°) e velocità del vento pari a 25 m/s. I risultati ottenuti sono riportati di seguito:

$$F = q_r \cdot A_{infl} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{0.391 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot (-0.5) \cdot 1}{0.391 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot 0.2 \cdot 1} = \frac{-0.98 \text{ kN}}{0.39 \text{ kN}}$$

Di seguito si riportano invece le azioni applicate alla struttura nel caso in cui i pannelli fossero disposti ad un'inclinazione diversa da 0°:

AZIONE DEL VENTO									
ZONA	V _{b,0}	a ₀	k _s	a _s	c _a	V _b	T _r	c _r	V _r
[n°]	[m/s]	[m]	[-]	[m]	[m/s]	[m/s]	anni	[m/s]	[m/s]
2	10,0	750	0,45	37	1	10	50	1,00	10,0
	velocità base di riferimento al livello del mare	parametro fornito dalla Tab. 3,3,1	parametro fornito dalla Tab. 3,3,1	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	coefficiente di altitudine	velocità base di riferimento	periodo di ritorno espresso in anni	coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T _r	velocità base di riferimento

PRESSIONE DEL VENTO											
ρ	q _r	Categoria di esposizione del sito	Classe di rugosità del terreno	K _r	z ₀	z _{min}	z	c _t	c _e	q _p	q _t
[kg/m ³]	[N/m ²]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[N/m ²]	[N/m ²]
1,25	62,6	II	D	0,19	0,05	4	2,64	1	1,80	112,7	1,1
densità dell'aria assunta costante	pressione cinetica di riferimento						altezza sul suolo dal punto considerato	coefficiente di topografia assunto generalmente pari a 1	coefficiente di esposizione	pressione cinetica di picco	pressione tangenziale del vento

Sono state calcolate, inoltre, anche le azioni corrispondenti ai coefficienti di forza positivo e negativo nel caso di pannelli posizionati a 45° (azione di compressione massima) e a 55° (azione di taglio massima) considerando una velocità del vento pari a 10 m/s. I risultati ottenuti sono riportati in figura seguente:

- Pannelli a 45°:

$$F = q_r \cdot A_{infl} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{0.0626 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot (-2.45) \cdot 1}{0.0626 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot 1.70 \cdot 1} = \frac{-0.77 \text{ kN}}{0.53 \text{ kN}}$$

- Pannelli a 55°:

$$F = q_r \cdot A_{infl} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = \frac{0.0626 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot (-2.88) \cdot 1}{0.0626 \cdot (1.134 \cdot 2.465) \cdot 1.80 \cdot 2.03 \cdot 1} = \frac{-0.91 \text{ kN}}{0.64 \text{ kN}}$$

6.5. Azione sismica

Ai sensi delle NTC18 si ottengono le azioni sismiche per i vari stati limite in funzione della localizzazione geografica, della morfologia e della stratigrafia del sito in questione oltre che dal tipo di struttura attraverso la vita nominale e dalla classe d'uso attraverso il coefficiente d'uso, nel caso in esame la struttura è classificabile come "struttura ordinaria" (dunque con vita nominale pari a 50 anni) ed appartenente alla classe IV (quindi con coefficiente d'uso pari a 2,0).

Si avrà, quindi, una vita di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_N = V_R \cdot c_u = 100 \text{ anni}$$

Nota la vita di riferimento, si ricavano i periodi di ritorno per i diversi stati limite con cui ricavare i parametri necessari per la determinazione degli spettri di risposta. Infatti l'azione sismica è valutata con un approccio probabilistico, modellando il meccanismo di generazione dei terremoti con un modello di tipo di "Poisson" omogeneo. Per ogni stato limite, la norma stabilisce una probabilità di superamento dell'azione sismica diversa, ma costante in tutto il territorio italiano. Il periodo di ritorno è, quindi, calcolabile come:

$$T_R = \frac{-V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Nel caso in esame si farà riferimento, per gli stati limite di esercizio, allo Stato Limite di Operatività (nel seguito SLO) e allo Stato Limite di Danno (nel seguito SLD), aventi rispettivamente una P_{VR} del 81% e del 63% in V_N e quindi un T_R rispettivamente di 60 e 101 anni. Per gli stati limite ultimi si farà riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (nel seguito SLV) avente una P_{VR} del 10% in V_N e quindi un T_R di circa 949 anni.

Noto il periodo di ritorno le NTC18 forniscono i parametri necessari all'elaborazione degli spettri di risposta elastici, ovvero:

- "a_g" l'accelerazione massima valutata su suolo rigido, ovvero sul cosiddetto "bedrock";
- "F₀" valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- “ T_c ” periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.5.1. Stati limite di riferimento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio 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, 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 rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

6.5.2. Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [3.2.1]$$

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
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.
C	Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente 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 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per l'opera in oggetto, si assume:

Categoria di sottosuolo: B

6.5.3. Condizioni topografiche

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Nel caso in esame si assume:

Categoria topografica: T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$)

6.5.4. Fattore di struttura e classe di duttilità

Lo spettro di progetto si ottiene abbattendo lo spettro elastico del fattore (o coefficiente) di struttura “q”. Di conseguenza per la determinazione dello spettro di progetto è necessario definire la duttilità della struttura in esame, stimata attraverso il coefficiente di struttura, generalmente espresso dalla relazione seguente:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità (A o B, secondo la classificazione della norma), dalla tipologia strutturale, e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1.0 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza.

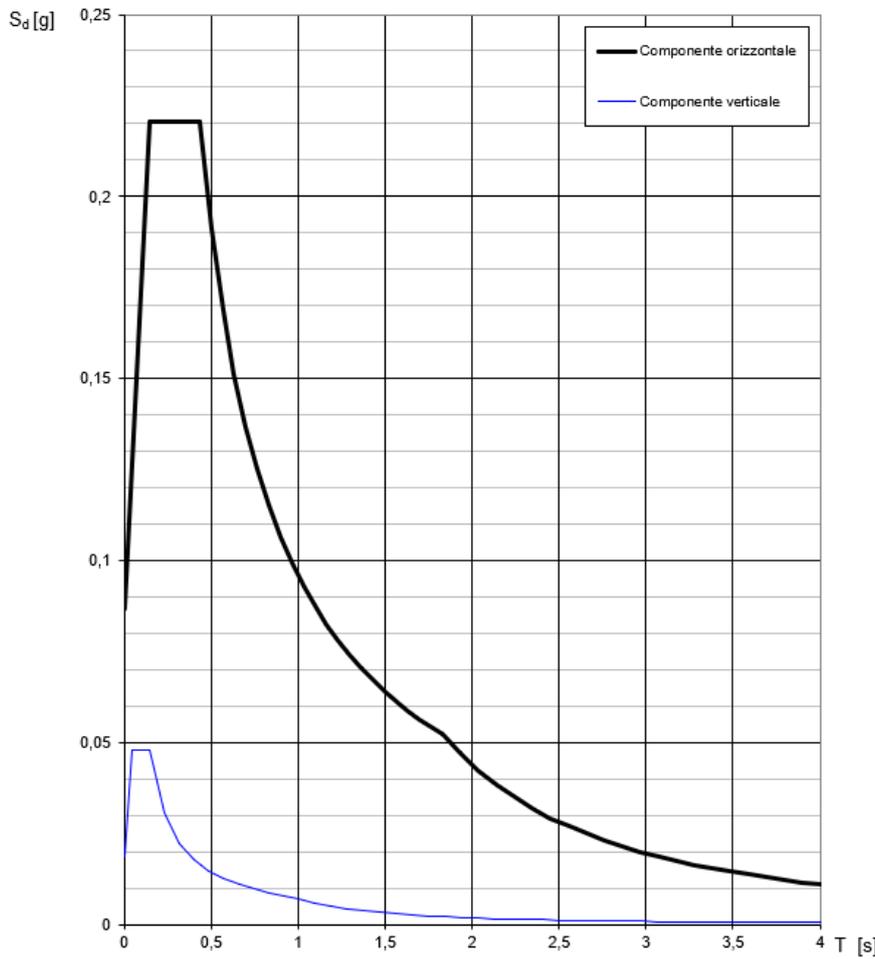
Dato che la struttura è in acciaio il fattore di struttura adottato è stato scelto cautelativamente pari ad 1.

6.5.5. Spettri di risposta

6.5.5.1. Pericolosità sismica di base

Classe d'uso	Coefficiente d'uso C_u	Vita nominale V_N anni	Vita di riferimento V_R anni
-	-		
IV	2	50	100

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri indipendenti

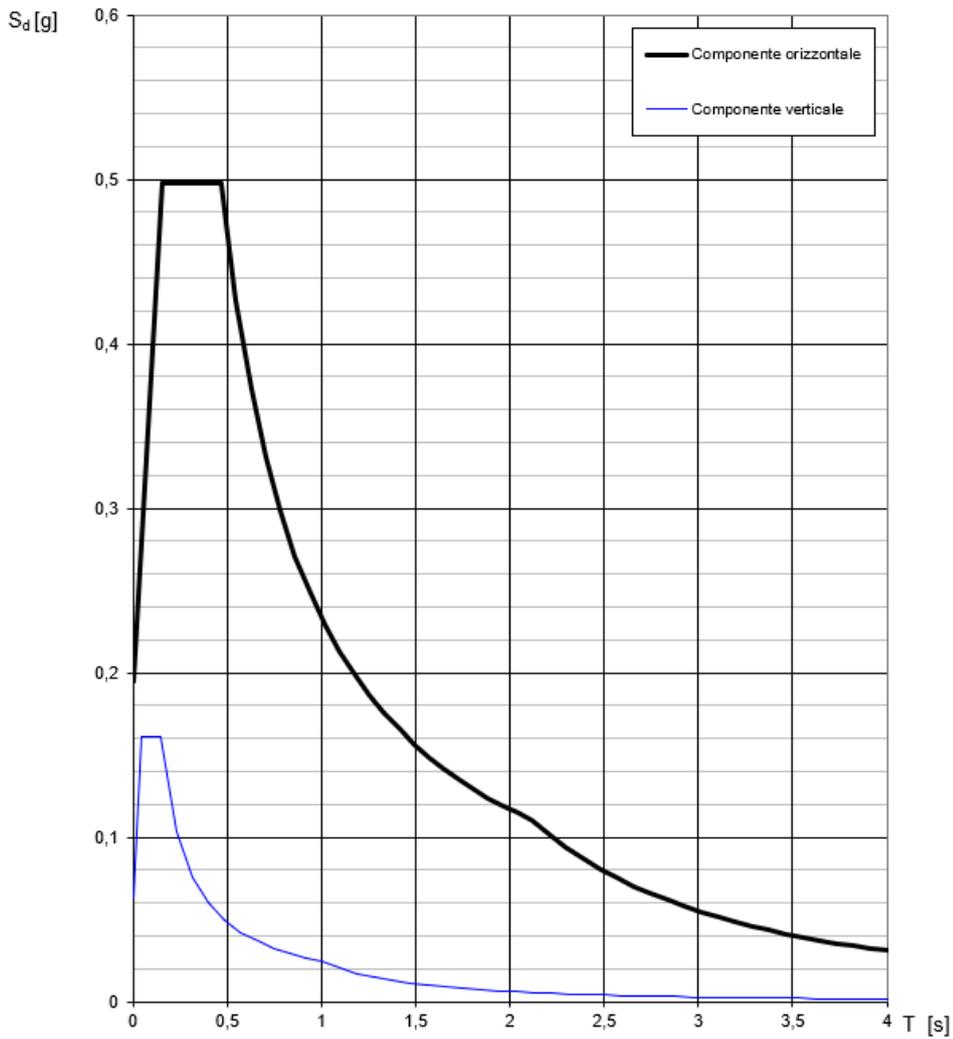
STATO LIMITE	SLD
a_g	0,058 g
F_o	2,545
T_C	0,268 s
S_S	1,500
C_C	1,622
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,145 s
T_C	0,435 s
T_D	1,831 s

Spettro elastico e spettro di progetto allo Stato Limite di Danno

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,130 g
F_0	2,555
T_c^*	0,300 s
S_s	1,500
C_c	1,561
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,469 s
T_D	2,120 s

Spettro elastico e spettro di progetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

7. COMBINAZIONI DI CARICO

Il metodo di calcolo utilizzato per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, per cui le combinazioni di carico utilizzate per la determinazione dei Parametri delle Sollecitazioni e le deformazioni sono le seguenti:

- Stati Limite Ultimi (Combinazioni Statiche)

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{K1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki})$$

dove:

- G_1 – Peso proprio della struttura, peso proprio del terreno quando pertinente, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dall'acqua, al loro valore caratteristico;
- G_2 – Peso propri degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico;
- P – Pretensione e Precompressione al loro valore caratteristico;
- Q_{Ki} – Azioni Variabili al loro valore caratteristico;
- γ_{G1} – Coefficiente parziale delle azioni G_1 ;
- γ_{G2} – Coefficiente parziale delle azioni G_2 ;
- γ_P – Coefficiente parziale delle azioni P ;
- γ_{Qi} – Coefficiente parziale delle azioni Q ;
- ψ_{ij} – Coefficiente di combinazione i cui valori sono desumibili dalla seguente tabella:

Valori dei coefficienti di combinazione			
Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categorie H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR

- lo stato limite di resistenza del terreno:

GEO

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nelle norme specifiche.

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (costruzioni civili e industriali)

		γ_F	EQU	A1 - STR	A2 - GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
EQU	stato limite di equilibrio come corpo rigido				
STR	stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione				
GEO	stato limite di resistenza del terreno				

- Stati Limite Ultimi (Combinazioni Dinamiche)

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

dove:

- E – Azione Sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 – Peso proprio della struttura, peso proprio del terreno quando pertinente, forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), forze risultanti dalla pressione dall'acqua, al loro valore caratteristico;
- G_2 – Peso propri degli elementi non strutturali al loro valore caratteristico;
- Q_{ki} – Azioni Variabili al loro valore caratteristico;
- ψ_{2i} – Coefficiente di combinazione.

L'azione sismica viene determinata prendendo in considerazione le masse strutturali determinate secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

La risposta a ciascuna componente, in accordo con il punto 7.3.5 delle NTC18, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario secondo quanto previsto al punto 7.2.1 delle NTC18.

- Stati Limite Ultimi (Combinazione Eccezionali: incendi, esplosioni, urti)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Stati Limite Esercizio (Combinazione Statiche)

Combinazione Rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ki})$$

Combinazione Frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{K1} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Combinazione Quasi Permanente

$$G_1 + G_2 + P + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Le suddette combinazioni serviranno per verificare le tensioni di esercizio dei materiali, la deformabilità della struttura nonché la fessurazione nel caso di elementi in c.a.

8. ANALISI E CODICI DI CALCOLO

In riferimento a §10.2 delle Norme Tecniche si riportano alcune indicazioni relative al tipo di analisi svolta e alle caratteristiche del codice di calcolo utilizzato.

8.1. Tipo di analisi svolta

Per il suddetto modello si è eseguita un'analisi dinamica lineare in ottemperanza ai seguenti punti delle NTC18:

§7.2.6 - Modello della struttura tridimensionale a rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

La rigidità degli elementi strutturali è stata rappresentata con modelli lineari.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate direttamente mediante spettri di risposta.

§7.3.1 – Si è eseguita un'analisi lineare, dopo aver verificato che le non linearità geometriche possono essere trascurate ($\theta < 0.1$), con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un **fattore di struttura q unitario**.

§7.3.2, §7.3.3 – Analisi lineare dinamica:

- determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati (Spectral Response);
- combinazione di questi effetti utilizzando la combinazione quadratica completa CQC.

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi nelle condizioni statiche, sismiche ed eccezionali.
- Stati Limite di Servizio nelle condizioni statiche e sismiche.

8.2. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche, isotrope ed omogenee.

Per il dimensionamento e le verifiche è stato realizzato un modello FEM con l'utilizzo del software MIDAS GEN di cui si detiene regolare licenza.

MIDAS Information Technology, Co., Ltd.

SKn Technopark Tech-center 15th fl. 190-1 Sangdaewon1-dong
Jungwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
Tel: 82-31-789-2000 Fax: 82-31-789-2001

Il n° di serie della Licenza è: midas Gen / USGW000935

8.3. Informazioni generali sull'elaborazione

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

8.4. Modello di calcolo

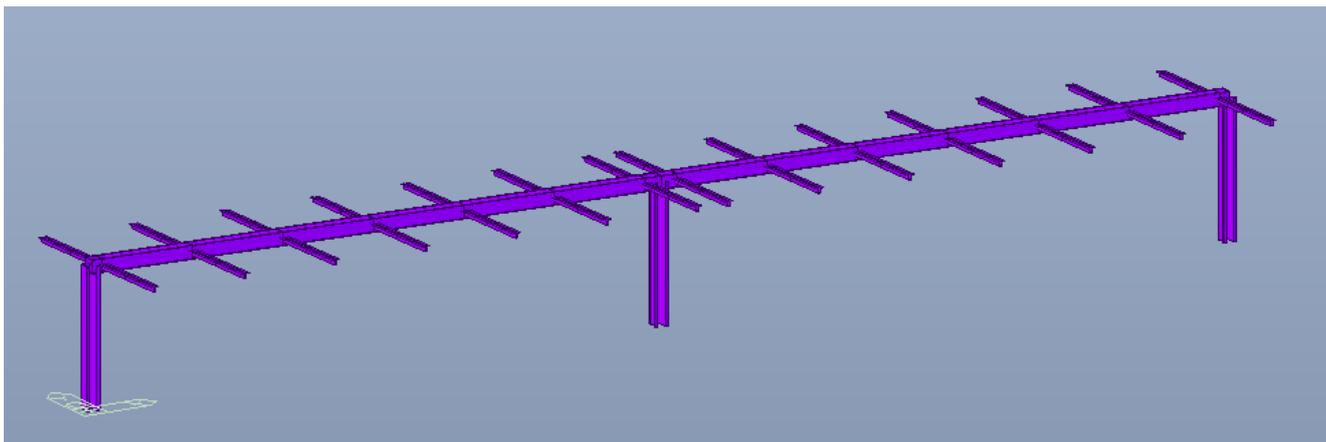
8.4.1. Tracker

La struttura meccanica dei tracker è formata da elementi verticali costituiti da profilati metallici infissi mediante battitura direttamente nel terreno. Detti elementi rappresentano al contempo sia i montanti verticali fuori terra che le fondazioni profonde. Si riporta la verifica della configurazione a 12 moduli. Per i montanti verticali sono stati utilizzati dei profili a Omega 180x100x40x5 mm.

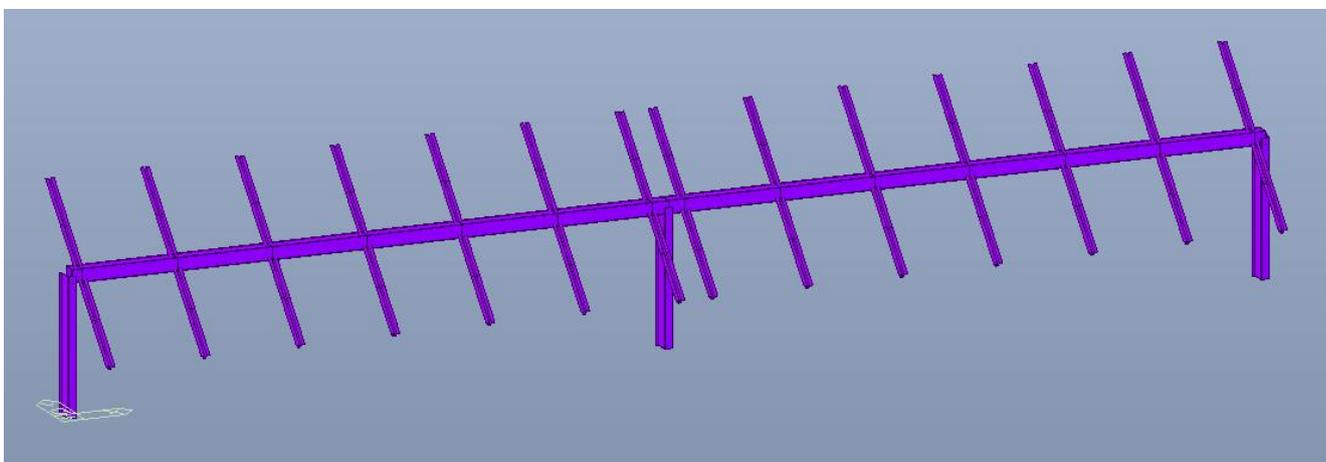
Le azioni presenti all'interno del modello, combinate tra di loro secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni 2018, sono le seguenti:

- pesi propri degli elementi;
- pesi dei pannelli fotovoltaici;
- carico dovuto alla neve;
- azione del vento;
- azione sismica.

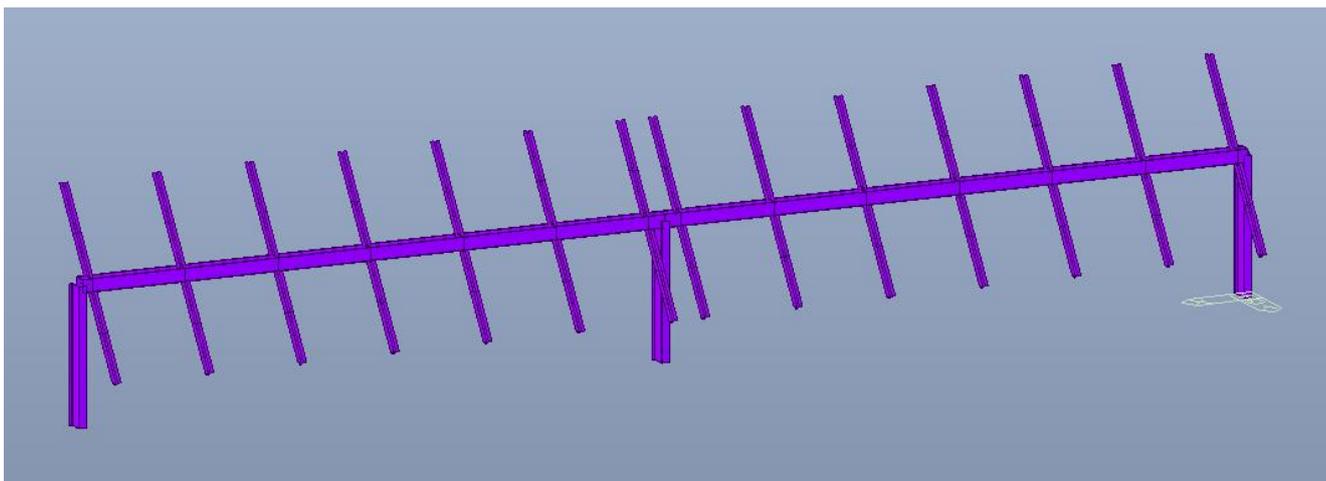
I modelli di calcolo risultano essere i seguenti:



Modello di calcolo FEM – TRACKER INFISSO inclinazione 0°



Modello di calcolo FEM – TRACKER INFISSO inclinazione 45°



Modello di calcolo FEM – TRACKER INFISSO inclinazione 55°

È stato utilizzato un acciaio del tipo S355. Di seguito le proprietà meccaniche del materiale implementate all'interno del modello di calcolo FEM.

Material Data ×

General

Material ID: Name:

Elasticity Data

Type of Design: 

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Steel

Standard:
DB:
Product:

Concrete

Standard:
Code:
DB:

Steel

Modulus of Elasticity : kN/m²
Poisson's Ratio :
Thermal Coefficient : 1/[C]
Weight Density : kN/m³
 Use Mass Density: kN/m³/g

Il tracker è stato modellato con vincolo di incastro al piede.

9. PORTANZA PALI TRACKER INFISSI

Il carico limite di un palo risulta essere pari a:

$$Q_{lim} = Q_l = R_k = A_l \cdot \tau$$

dove A_l rappresenta la superficie laterale del palo, mentre τ rappresenta mediamente, per l'intera lunghezza, l'interazione fra palo e terreno che fisicamente si può interpretare come lo sforzo di taglio indotto nel terreno dal palo.

Si riportano nel seguito i criteri di calcolo proposti per la definizione delle portate unitarie laterali τ .

9.1. Terreni coesivi (metodo α)

9.1.1. Condizioni non drenate

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni totali si assume la seguente formulazione:

$$\tau_{us} = \alpha c_u$$

Per la determinazione del fattore di riduzione si possono considerare le formulazioni dall'AGI (1984) sotto riportate:

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

Indicazioni sui valori di α sono contenute, altresì, nella seguente tabella (Viggiani, Tab. 13.3).

Tipo di palo	Valori di c_u (kPa)	Valori di α
Battuto	$c_u \leq 25$	1,0
	$25 < c_u < 70$	$1 - 0,011(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,5
Trivellato	$c_u \leq 25$	0,7
	$25 < c_u < 70$	$0,7 - 0,008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0,35

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

9.2. Terreni incoerenti e coesivi (metodo β)

9.2.1. Condizioni drenate

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni efficaci, si adotta la seguente formulazione:

$$\tau_{us} = K \sigma'_v(z) \mu$$

con μ che rappresenta il valore del coefficiente di attrito, dipendente dall'interfaccia palo-terreno, e K coefficiente che correla la tensione efficace verticale con quella orizzontale.

Si comprende che per i pali battuti la tensione orizzontale, per effetto dell'infissione del palo, cresce e può al limite raggiungere il valore di rottura per spinta passiva; al contrario per i pali trivellati si può giungere alle condizioni di rottura per spinta attiva. Si noti, tuttavia, che $\sigma'_v(z)$ è una tensione litostatica, e quindi principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente K deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

Tipo di palo	Valori di K		Valori di $\tan \delta$	
	per stato di addensamento			
	sciolto	denso		
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan\phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan\phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi'$

9.3. Carico limite

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo di parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, le NTC18 prevedono che il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze laterali calcolate i fattori di correlazione riportati nella seguente tabella, funzione del numero n di verticali indagate:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

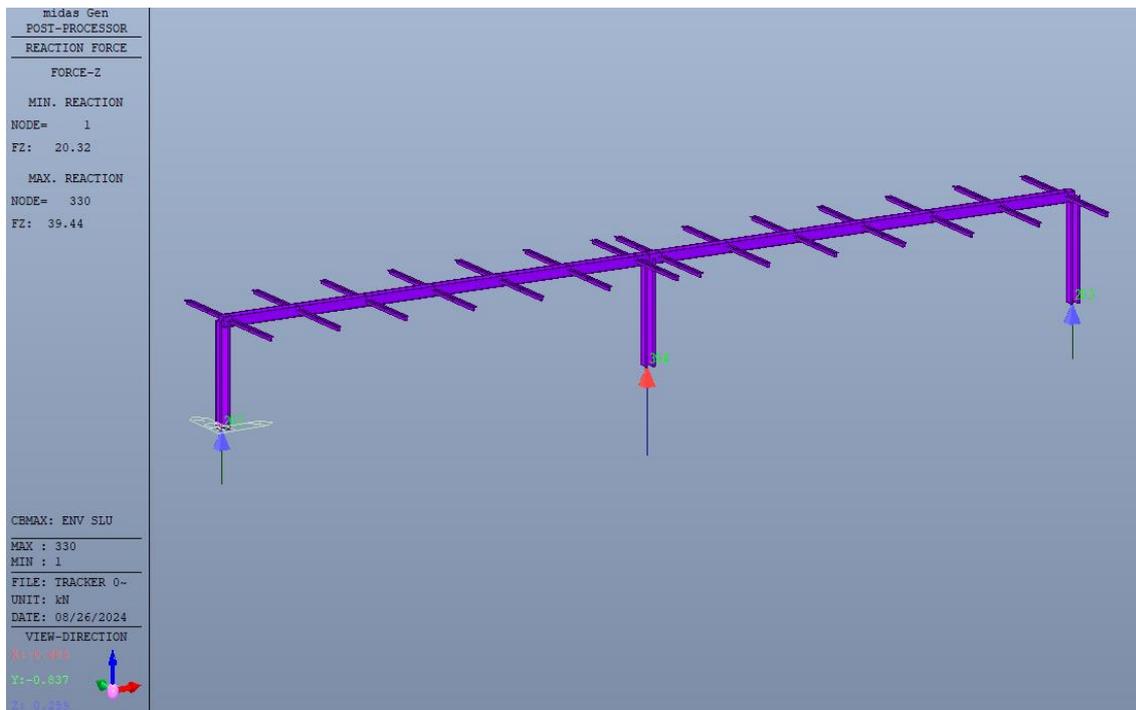
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Si assume come fattore di correlazione $\xi = 1,70$.

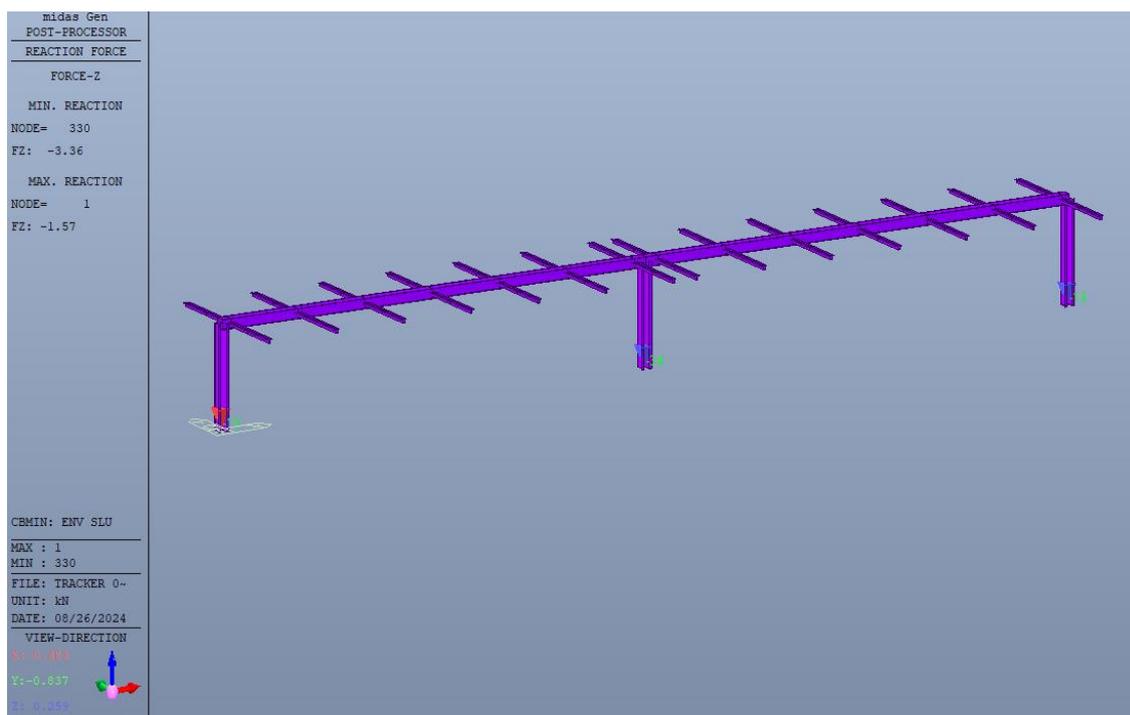
9.4. Sollecitazioni

La combinazione più gravosa per la verifica del carico limite verticale risulta essere quella “fondamentale”, utilizzata agli Stati Limite Ultimi, con le vele posizionate orizzontalmente a 0°.

Di seguito le azioni attraverso le quali sono state condotte le verifiche.

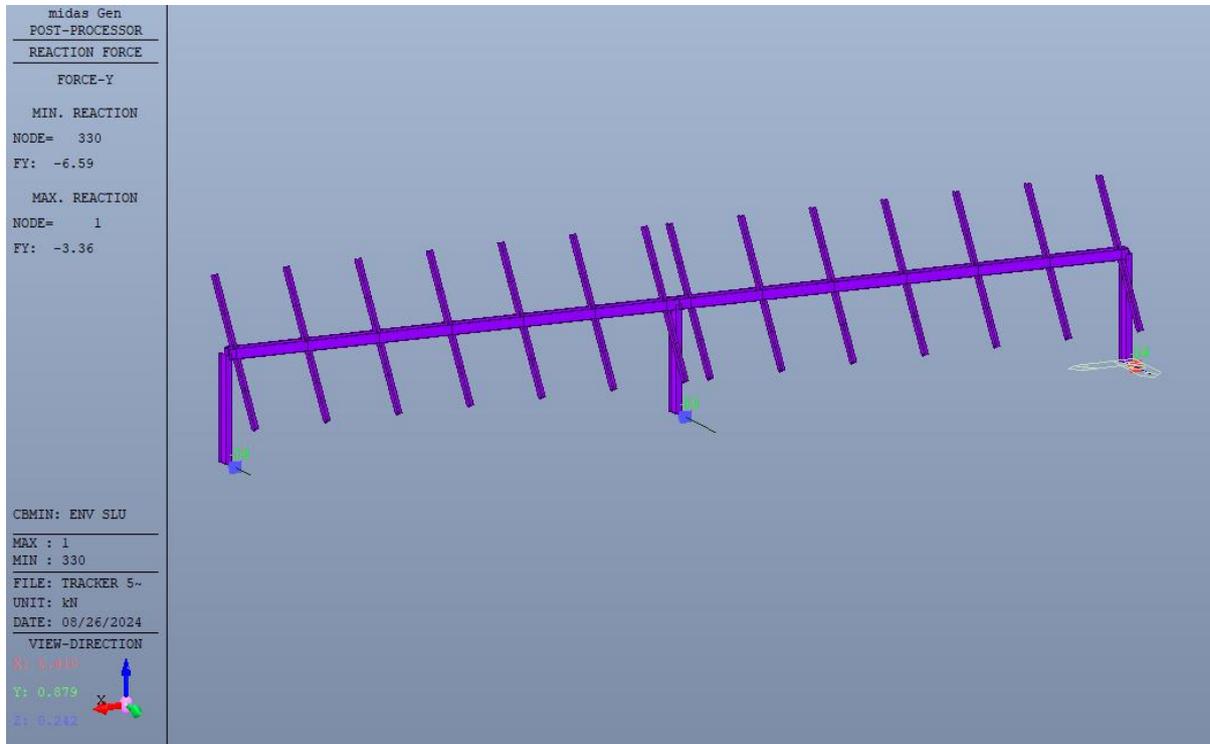


Sollecitazione max. in compressione allo SLU



Sollecitazione max. in trazione allo SLU

La combinazione più gravosa per la verifica del carico limite orizzontale risulta essere, anche in questo caso, quella “fondamentale”, utilizzata agli Stati Limite Ultimi, con le vele posizionate a 55°.



Sollecitazione max. di taglio allo SLU

9.5. Verifica a capacità portante verticale

Si riportano i risultati della capacità limite verticale dei profilati infissi. Agli sforzi agenti in compressione e trazione, è stato rispettivamente aggiunto e sottratto il peso del palo infisso nel terreno. I risultati sono riportati nella Tabella seguente:

Pali Vela													
Lunghezza totale palo	L =	3	m	Coefficiente ξ_3	$\xi_3 =$	1,70							
Numero di verticali indagate	n =	1		Coefficiente ξ_4	$\xi_4 =$	1,70							
Sforzo normale agente (compressione)	$N_{Ed} =$	40,06	kN	Sforzo normale agente (trazione)	$N_{Ed} =$	2,88	kN						
Tipo di terreno	q_{sup} (m)	q_{inf} (m)	L_{stralo} (m)	γ/γ'	Sup. sezione	L_{palo} (m)	k	μ	σ'_{vz}	C_U (kN/mq)	α	s	$R_{cl,k}$ (kN)
Coesivo	0	0,8	0,8	18	1,06	0,80				62	0,65	40,3	34,05
Coesivo	0,8	1,8	1	19	1,06	1,00				124	0,5	62	65,47
Coesivo	1,8	3	1,2	19,50	1,06	1,20				92	0,5	46	58,29
Tecnologia di infissione		Infisso			$R_{s,k} = \min(R_{s,cal,med}/\xi_3; R_{s,cal,min}/\xi_4)$						$R_{c,k} =$	92,83	kN
γ_R (Laterale in compressione)	$\gamma_s =$	1,15			Capacità portante di progetto (compressione)						$R_{c,d} =$	80,72	kN
γ_R (Laterale in trazione)	$\gamma_{st} =$	1,25			Verifica $R_{c,d} / N_{Ed} > 1$							2,01	
Capacità portante di calcolo media	$R_{c,cal,media} =$	157,81	kN		Capacità portante di progetto (trazione)						$R_{c,d} =$	74,26	kN
Capacità portante di calcolo minima	$R_{c,cal,min} =$	157,81	kN		Verifica $R_{c,d} / N_{Ed} > 1$							25,79	

In virtù dei risultati ottenuti, si ottiene un "palo" (profilato di tipo Omega 180x100x40x5 mm, infisso mediante battitura nel terreno) di lunghezza pari a 3,00 m dal piano campagna.

9.1. Verifica a capacità portante orizzontale

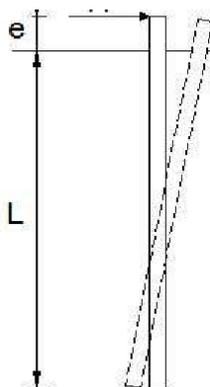
Si riportano i risultati della capacità portante orizzontale dei profilati infissi.

OPERA: FV PODENZANO

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88			○	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			○	1,30	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_t	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo $L = 3,00$ (m) $e = 2,21$ (m)
 Diametro del palo $d = 0,18$ (m) $e/d = 12,278$
 Momento di plasticizzazione della sezione $M_y = 20,02$ (kN m) $L/d = 16,67$
 Coesione non drenata $c_{u\ med} = 78,30$ (kPa) $c_{u\ min} = 62,00$ (kPa)

	LIBERO IN TESTA	Mmax
Palo corto	47,23 (kN)	16,547 kNm
Palo lungo	(kN)	
$H_k =$	27,78	(kN)
$H_d = H_k / \gamma_T =$	21,37	(kN)
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$	6,59	(kN)
$FS = H_d / F_d =$	3,25	

Pertanto le verifiche risultano soddisfatte.