



REGIONE PUGLIA
 PROVINCIA DI FOGGIA
 COMUNI DI FOGGIA E MANFREDONIA



PROGETTO IMPIANTO SOLARE AGRO-VOLTAICO DA
 REALIZZARE NEL COMUNE DI FOGGIA (FG) C.DA TITOLO, E
 RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEL COMUNE DI
 MANFREDONIA, DI POTENZA PARI A **62.452,04 kWp**,
 DENOMINATO "**FOGGIA - MANFREDONIA**"

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE



livello prog.	Codice Pratica STMG	N° elaborato	DATA	SCALA
PD	201901116	VF6FYQ3_A14	15.09.2021	

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

RICHIEDENTE E PRODUTTORE

HF Solar 3 S.r.l.



ENTE

PROGETTAZIONE

Arch. L. Tringali

Sommario

1.	<u>PREMESSA</u>	<u>3</u>
2.	<u>AREA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</u>	<u>3</u>
3.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>5</u>
4.	<u>ASPETTI GEOTECNICI.....</u>	<u>5</u>
5.	<u>DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL TRACKER</u>	<u>8</u>
6.	<u>VANI ACCESSORI IN C.A. PREFABBRICATI E IN ACCIAIO ALL'INTERNO DELL'IMPIANTO.....</u>	<u>11</u>
6.1	<u>POWER STATION (A) E CABINA DI RACCOLTA (B).....</u>	<u>12</u>
6.2	<u>LOCALE TECNICO AMENITIES BUILDING (C)</u>	<u>13</u>
7	<u>VANI ACCESSORI ED OPERE STRUTTURALI ALL'INTERNO DELLA SOTTOSTAZIONE ELETTRICA.....</u>	<u>15</u>
7.1	<u>LOCALE MT</u>	<u>15</u>
7.2	<u>STALLO DI PARTENZA E FONDAZIONI OPERE ELETTROMECCANICHE.....</u>	<u>17</u>
8	<u>PALI DI ILLUMINAZIONE.....</u>	<u>18</u>
9.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....</u>	<u>23</u>
10.	<u>AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO</u>	<u>23</u>
10.1	<u>REGOLARITÀ DELLE STRUTTURE E FATTORE DI STRUTTURA.....</u>	<u>23</u>
10.2	<u>COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE</u>	<u>24</u>
10.3	<u>DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE.....</u>	<u>27</u>
10.4	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>28</u>
10.5	<u>DURABILITÀ</u>	<u>29</u>

<u>10.6</u>	<u>MISURA DELLA SICUREZZA</u>	<u>29</u>
<u>10.7</u>	<u>SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA</u>	<u>29</u>
<u>10.8</u>	<u>COMBINAZIONE DI CALCOLO.....</u>	<u>31</u>
<u>10.9</u>	<u>AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI</u>	<u>32</u>
<u>10.10</u>	<u>PARAMETRI SISMICI</u>	<u>34</u>
<u>11.</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE - TRACKER</u>	<u>35</u>
<u>11.1</u>	<u>LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO.....</u>	<u>36</u>
<u>11.2</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>36</u>
<u>11.2.1</u>	<u>CARICHI PERMANENTI G</u>	<u>36</u>
<u>11.2.2</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO.....</u>	<u>36</u>
<u>11.2.3</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DA NEVE</u>	<u>41</u>
<u>11.3</u>	<u>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA</u>	<u>42</u>
	<u>CONCLUSIONI</u>	<u>47</u>

1. PREMESSA

La presente relazione preliminare di calcolo strutturale riguarda il progetto di un impianto fotovoltaico all'interno del territorio comunale di Foggia (FG) in Contrada Bonassisi, e delle relative opere per la connessione nel territorio comunale di Manfredonia (FG).

La relazione ha lo scopo di definire la geometria degli elementi strutturali di sostegno dei pannelli fotovoltaici e delle fondazioni delle cabine e delle opere elettromeccaniche a servizio del progetto per la realizzazione dell'impianto e di fornire indicazioni sulla modalità di calcolo che verrà utilizzata per dimensionare suddetti elementi strutturali.

Resta inteso che le effettive strutture saranno opportunamente calcolate e verificate in sede di progettazione definitiva e che la tipologia individuata potrà essere sostituita con altra simile sempre nel rispetto di dimensioni e sistema di inseguimento solare.

Le strutture utilizzate sono quindi rappresentate da inseguitori solari monoassiali denominati "tracker" con sopra ancorati i moduli fotovoltaici le cui caratteristiche dimensionali e geometriche sono meglio rappresentate nelle pagine seguenti. Tali strutture vengono infisse nel terreno mediante battitura dei montanti e senza utilizzo di calcestruzzo o altro materiale.

Le altre strutture presenti nel progetto sono elementi prefabbricati e/o accessori funzionali pre-assemblati forniti e posati in opera da ditte specializzate e quindi accompagnati da idonea certificazione di conformità anche sotto il profilo strutturale.

2. AREA DI INTERVENTO E DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'area per il progetto in esame prevede la realizzazione di un impianto fotovoltaico. L'area per l'installazione dell'impianto fotovoltaico si trova nel territorio comunale di **Foggia** (FG), in contrada Bonassisi, su lotti di terreno distinti al N.T.C. Foglio 163, p.lle 38, 43, 62, 75, 131, 215 – 25, 105, 210, 219, 214, 208, 207, 206, 222, 218, 277, 229, 209, 39, 44, 28, 211 – 32, 226, 228, 212, 90, 61, 93 – 24, 34, 72, 74, 89, 205, 227 – 4, 81, 82, 92, 176 - 31 e annesse opere di connessione nel territorio comunale di **Manfredonia**, su lotti di terreno distinti al N.C.T. Foglio 129 p.la 486. Gli impianti saranno collegati alla rete tramite cavidotti interrati.

L'impianto risiederà su un appezzamento di terreno posto ad un'altitudine media di **44.00** m s l m, dalla forma poligonale irregolare; dal punto di vista morfologico, il lotto è pianeggiante, su questo saranno disposte le strutture degli inseguitori solari orientate secondo l'asse Nord-Sud.

L'area è facilmente raggiungibile a sud tramite strada comunale. La viabilità interna al sito sarà garantita da una rete di strade interne in terra battuta (rotabili/carrabili), predisposte per permettere il naturale deflusso delle acque ed evitare l'effetto barriera.

L'estensione complessiva del terreno è circa **104 ettari**, mentre l'area occupata dagli inseguitori (area captante) risulta pari a circa **34.4 ettari**, determinando sulla superficie catastale complessiva assoggettata all'impianto, un'incidenza pari a circa il **33 %**.

L'area, oggetto di studio, è un terreno rurale, regolarmente alternato tra foraggio e coltura cerealicola, e confinante a sud e a ovest con terreni agricoli caratterizzati prevalentemente dalla medesima coltura.

Nel complesso, l'assetto morfologico dell'area circostante si presenta abbastanza uniforme in quanto si riscontra un'area pianeggiante.

La potenza dell'impianto fotovoltaico è pari a **62.452.040 KWp**.



Ubicazione delle aree dell'impianto e della sottostazione elettrica

Il progetto in esame è composto da due lotti di impianti distinti, separati fisicamente dall'autostrada ed è

suddiviso in **11 sottocampi** da circa **5 MW nominali**, per ognuno dei quali è previsto un locale di conversione e trasformazione che contiene 2 inverter centralizzati ed un trasformatore elevatore dotato di due avvolgimenti di bassa tensione.

Le stringhe fotovoltaiche saranno collegate in parallelo tra loro attraverso appositi quadri di parallelo stringhe, alloggiati direttamente sulle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici. Da ciascun quadro di parallelo, partirà una linea in corrente continua la quale arriverà fino al locale inverter dove verrà eseguito il collegamento con il corrispondente inverter.

La stazione elettrica di smistamento RTN a 150 kV alla quale si dovrà connettere l'impianto è il futuro ampliamento della S.E. di trasformazione della RTN 380/150 kV di "Manfredonia"; il parco fotovoltaico, mediante un cavidotto interrato della lunghezza di circa **11,8 Km** uscente dalla cabina di consegna dell'impianto alla tensione di 30kV, sarà collegato alla sottostazione elettrica di utenza, dove, attraverso un trasformatore AT/MT, verrà innalzato il livello di tensione a 150 kV. Dalla sottostazione di utenza, mediante un elettrodotto interrato a 150 kV sarà connesso allo stallo arrivo produttore da realizzare all'interno della S.E. di trasformazione. La sottostazione di utenza verrà realizzata in prossimità della Stazione "Manfredonia".

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- . **D.M 17/01/2018** – *"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"*;
- . **Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7:** *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018"*;
- . **Legge n° 64 del 02/02/1974:** *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*;
- . **Legge 05/11/1971 n° 1086:** *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a strutture metalliche"*;
- . **UNI EN 1090-1:** *"Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte n 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali"*.

4. ASPETTI GEOTECNICI

(stralcio della relazione geologica della Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) Maggio 2021)

Il territorio interessato dalle strutture principali dell'impianto fotovoltaico in progetto ricade nel Comune di Foggia e più precisamente a Sud - Est del Centro abitato, in località "Bonassisi".

L'area progettuale si colloca nel Tavoliere Pugliese che, dal punto di vista geologico-strutturale, si configura come un'estesa depressione di origine tettonica interposta tra i rilievi strutturali delle Murge e del Gargano ed inquadrabile nel sistema di Avanfossa ("Fossa Bradanica") che delimita il margine orientale della catena appenninica.

Nell'area in esame i terreni affioranti sono riferibili al Sintema dei Torrenti Carapelle e Candelaro (RPL) costituito da Depositi Alluvionali ghiaioso – sabbioso – limosi, terrazzati e sopraelevati rispetto all'alveo attuale del Torrente Carapelle. Il limite inferiore del sintema è costituito da una superficie inconforme di tipo erosivo e di carattere regionale locale sul sintema di Cerignola (RGL).

Tale sintema è suddiviso in tre sub sintemi noti con i nomi di:

- Subsintema dell'Incoronata (RPL1);
- Subsintema di Masseria Torricelli (RPL2);
- Subsintema delle Marane La Pidocchiosa - Castello (RPL3).

In base alle caratteristiche geolitologiche riscontrate durante il rilevamento di campagna, i terreni dell'area d'intervento appartengono al Subsintema dell'Incoronata e al Subsintema delle Marane La Pidocchiosa – Castello. I depositi alluvionali del subsintema dell'Incoronata sono costituiti da corpi lenticolari di silt argillosi, di sil e di sabbie fini ai quali sono a luoghi intervallate lenti di sabbie grossolane e/o di micro conglomerati. Il Subsintema delle Marane La Pidocchiosa – Castello invece, è rappresentato da depositi ghiaioso – sabbioso – limosi, localmente a stratificazione incrociata concava e obliqua.

Dal punto di vista tettonico non si rilevano faglie principali anche per la litologia delle formazioni affioranti, inadatta ad evidenziare tale marker deformativi.

L'area in esame ricade nel Tavoliere meridionale o basso Tavoliere. L'assetto altimetrico del Tavoliere meridionale è connotato da un lento, graduale e progressivo digradare delle quote topografiche da ovest verso est. Infatti, le quote altimetriche passano dai valori massimi di circa 300 metri s.l.m. delle zone dell'entroterra poste ai confini con il Subappennino Dauno ai valori minimi prossimi al l.m. delle zone che si raccordano con la piana costiera antistante il Golfo di Manfredonia. Sui fianchi delle zone dell'entroterra, altimetricamente più elevate, si riconoscono dei ripiani corrispondenti a terrazzi marini che digradanti verso l'Adriatico.

Un'altra caratteristica saliente del Tavoliere meridionale è data dal reticolo idrografico, localmente costituito da corsi d'acqua che scorrono secondo una direzione ortogonale alla linea di costa. Si tratta di una rete

idrografica ben definita, costituita da corsi d'acqua che manifestano un regime prevalentemente torrentizio, eccezion fatta per il Fiume Ofanto, che è a regime perenne. Detti corsi d'acqua incidono i depositi quaternari creando un reticolo a tratti anche fitto e gerarchizzato che recapita le acque integralmente verso il Golfo di Manfredonia. Le portate medie dei torrenti sono assai esigue, con un regime fortemente irregolare, caratterizzato da magre estive e da piene autunno-invernali, che in passato hanno dato luogo anche a rovinose inondazioni.

L'area di progettazione presenta una morfologia decisamente pianeggiante ed è per questo che, per studiare meglio le evidenze geomorfologiche si è ricorso all'esame di foto aeree. Le analisi di dettaglio hanno consentito di accertare che l'area è caratterizzata dalla presenza di orli di scarpate fluviali che permettono di distinguere i terrazzi fluviali recenti rispetto a quelli antichi. Tale distinzione risulta importante in quanto i terrazzi antichi non sono comunemente soggetti a esondazioni neanche nel corso di eventi di grande entità al contrario dei terrazzi recenti che, con diversa frequenza, possono essere inondati ed essere interessati dalla dinamica d'alveo (mobilità laterale).

Lo status dell'area è stato verificato anche dall'analisi della cartografia PAI (Piano di Assetto Idrogeologico) dell'AdB (Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale – Regione Puglia) dalla quale si evince come l'area non sia interessata dal vincolo geomorfologico ma ricade nel vincolo idraulico di bassa, media alta pericolosità.

Dal punto di vista idraulico, invece, l'area è interessata da vincolo di pericolosità dovuto alla presenza del Torrente Carapelle, un corso d'acqua della lunghezza complessiva di 98 Km che, dopo aver attraversato il Tavoliere delle Puglie sfocia nel golfo di Manfredonia. Rientra, come parte del progetto, studio specialistico di tipo idraulico.

Dai risultati delle indagini eseguite dalla scrivente in aree contermini e dai dati provenienti dalle indagini sismiche è stato possibile raggruppare, nonostante una certa variabilità granulometrica locale, i diversi litotipi costituenti il sottosuolo in unità litotecniche (complessi) per ognuna delle quali si sono definite alcune delle principali caratteristiche geomeccaniche (modello geologico-geotecnico).

Si individuano due litotipi principali, caoticamente disposti tra loro, così definiti litologicamente:

- LITOTIPO A : Coltre superficiale;
- LITOTIPO B : Depositi Ghiaiosi – Sabbiosi – Siltosi.

In base alle recenti NCT 2018 il suolo in cui verrà installato l'impianto è classificabile come terreno di "**Categoria B**", mentre quello riferibile all'area della Sottostazione Elettrica è classificabile come terreno di "**Categoria B**",

C”.

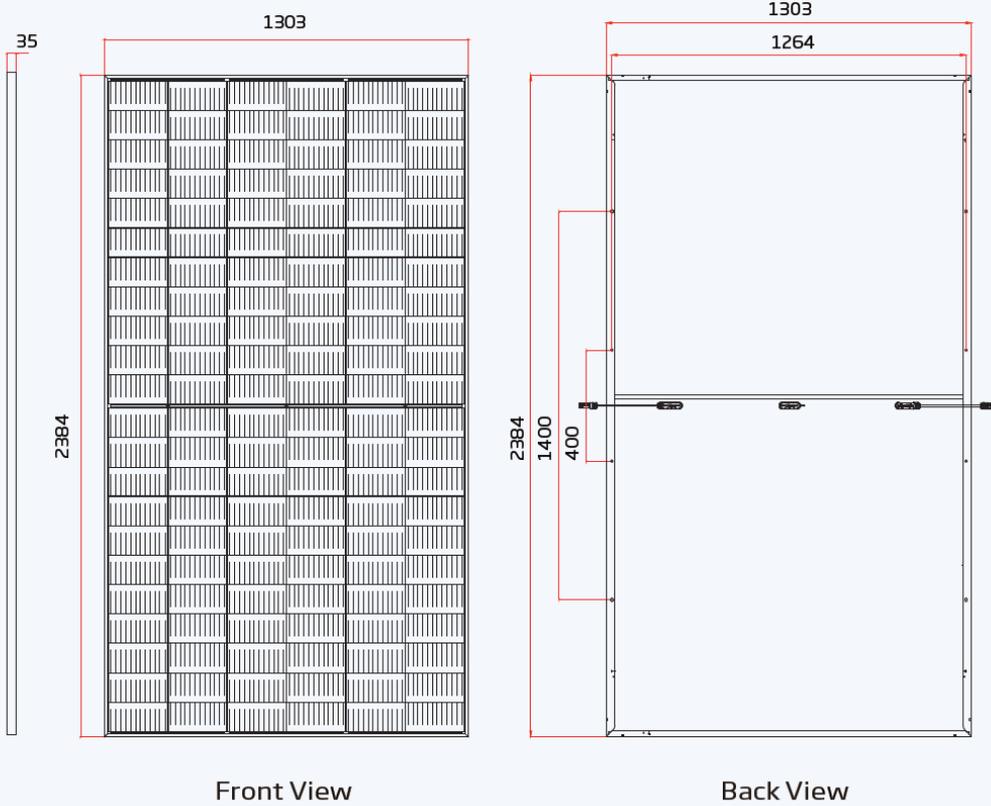
Alla luce dello studio geologico/geotecnico condotto su tutta l’area progettuale incluse le aree interessate dalle opere di connessione fino alla futura cabina primaria e delle risultanze delle indagini eseguite è stato possibile costruire un modello geotecnico che attesta l’idoneità del terreno per la posa delle fondazioni dell’impianto progettuale.

In fase di progettazione esecutiva, però, si renderà necessaria una nuova e approfondita campagna di indagini con prove di laboratorio per definire in dettaglio la tipologia fondale da utilizzare in base alle puntuali caratteristiche geotecniche dell’area di sedime.

5. DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL TRACKER

I moduli fotovoltaici previsti nel sito di progetto sono i Vertex TSM-DE21 da 670 Wp ed hanno dimensioni di 1303 mm x 2384 mm; questi ultimi sono montati su profili omega collegati al sistema di sostegno ad inseguimento solare monoassiale denominato tracker. I moduli sono montati sulla struttura lungo il lato lungo su un’unica fila ed hanno la possibilità di ruotare nella direzione Est-Ovest con inclinazione massima di $\pm 55^\circ$ in modo da ottimizzare la produzione di energia elettrica.

DIMENSIONS OF PV MODULE(mm)



Dettagli del pannello fotovoltaico

ELECTRICAL DATA (STC)

Peak Power Watts- P_{MAX} (Wp)*	635	640	645	650	655	660	665	670
Power Tolerance- P_{MAX} (W)	0 ~ +5							
Maximum Power Voltage- V_{MPP} (V)	36.8	37.0	37.2	37.4	37.6	37.8	38.0	38.2
Maximum Power Current- I_{MPP} (A)	17.26	17.30	17.35	17.39	17.43	17.47	17.51	17.55
Open Circuit Voltage- V_{OC} (V)	44.7	44.9	45.1	45.3	45.5	45.7	45.9	46.1
Short Circuit Current- I_{SC} (A)	18.30	18.34	18.39	18.44	18.48	18.53	18.57	18.62
Module Efficiency η_m (%)	20.4	20.6	20.8	20.9	21.1	21.2	21.4	21.6

STC: Irradiance 1000W/m², Cell Temperature 25°C, Air Mass AM1.5. *Measuring tolerance: ±3%.

ELECTRICAL DATA (NOCT)

Maximum Power- P_{MAX} (Wp)	481	485	488	492	496	500	504	508
Maximum Power Voltage- V_{MPP} (V)	34.3	34.6	34.8	34.9	35.1	35.3	35.4	35.6
Maximum Power Current- I_{MPP} (A)	13.97	14.01	14.05	14.09	14.13	14.17	14.22	14.26
Open Circuit Voltage- V_{OC} (V)	42.1	42.3	42.5	42.7	42.9	43.0	43.2	43.4
Short Circuit Current- I_{SC} (A)	14.75	14.78	14.82	14.86	14.89	14.93	14.96	15.01

NOCT: Irradiance at 800W/m², Ambient Temperature 20°C, Wind Speed 1m/s.

MECHANICAL DATA

Solar Cells	Monocrystalline
No. of cells	132 cells
Module Dimensions	2384 × 1303 × 35 mm (93.86 × 51.30 × 1.38 inches)
Weight	33.9 kg (74.7 lb)
Glass	3.2 mm (0.13 inches), High Transmission, AR Coated Heat Strengthened Glass
Encapsulant material	EVA
Backsheet	White
Frame	35mm(1.38 inches) Anodized Aluminium Alloy
J-Box	IP 68 rated
Cables	Photovoltaic Technology Cable 4.0mm ² (0.006 inches ²), Portrait: 280/280 mm(11.02/11.02 inches) Length can be customized
Connector	MC4 EVO2 / TS4*

*Please refer to regional datasheet for specified connector.

TEMPERATURE RATINGS

NOCT (Nominal Operating Cell Temperature)	43°C (±2°C)
Temperature Coefficient of P_{MAX}	-0.34%/°C
Temperature Coefficient of V_{OC}	-0.25%/°C
Temperature Coefficient of I_{SC}	0.04%/°C

MAXIMUM RATINGS

Operational Temperature	-40 ~ +85°C
Maximum System Voltage	1500V DC (IEC)
Max Series Fuse Rating	30A

WARRANTY

12 year Product Workmanship Warranty
25 year Power Warranty
2% first year degradation
0.55% Annual Power Attenuation

(Please refer to product warranty for details)

PACKAGING CONFIGURATION

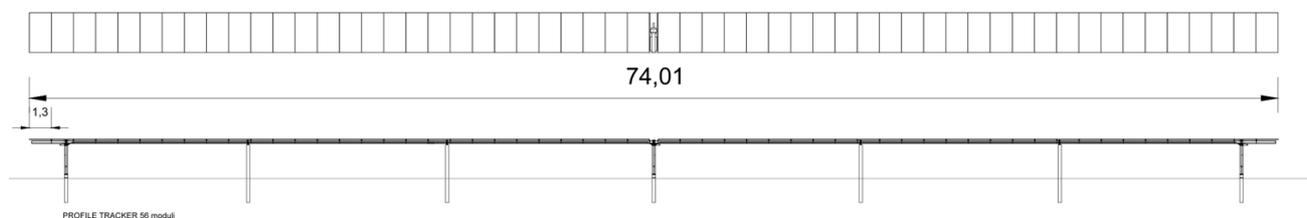
Modules per box:	31 pieces
Modules per 40' container:	558 pieces

La struttura di sostegno è costituita da profilati metallici in acciaio opportunamente dimensionati; i profili omega si attestano orizzontalmente ad un'altezza di circa 2,20 m circa in fase di riposo, mentre in fase di esercizio raggiungono una quota massima di circa 3,00 metri circa di altezza rispetto alla quota del terreno. L'asse di rotazione del tracker è uno scatolare in acciaio e il suo movimento è generato dalla presenza di un attuatore centrale.

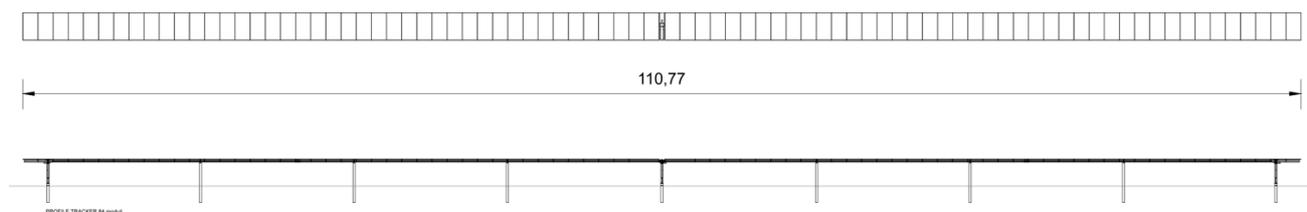
Tale struttura orizzontale viene appoggiata a pilastri in acciaio di forma regolare ed infissi nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche litologiche del suolo.

Saranno posizionate due tipologie di tracker:

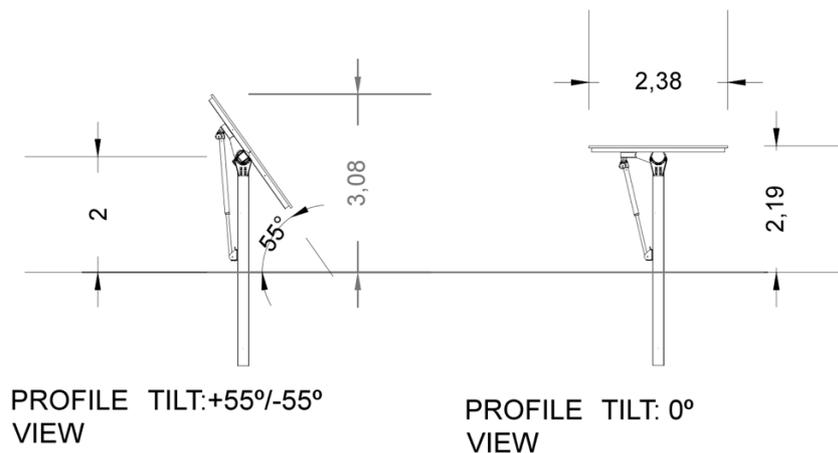
- Tracker da 56 moduli di dimensioni in pianta di 74,01x2,384 m;
- Tracker da 84 moduli di dimensioni in pianta di 110,77x2,384 m.



Vista dall'alto e in prospettiva nella configurazione orizzontale del tracker da 56 moduli



Vista dall'alto e in prospettiva nella configurazione orizzontale del tracker da 84 moduli



Proiezione laterale dei tracker nelle due configurazioni

L'intera struttura di sostegno del tracker rappresenta lo schema statico che verrà utilizzato per il calcolo e la verifica degli elementi strutturali in fase definitiva.

Data la similarità delle tre tipologie in termini di luci, sbalzi ed elementi strutturali, il calcolo verrà effettuato sul tracker da 84 moduli poichè di dimensioni maggiori rispetto a quello da 56 moduli e verterà sullo studio delle due configurazioni:

- **configurazione $\alpha = 55,0^\circ$**
- **configurazione $\alpha = 0,0^\circ$**

6. VANI ACCESSORI IN C.A. PREFABBRICATI E IN ACCIAIO ALL'INTERNO DELL'IMPIANTO

Vengono di seguito descritte le caratteristiche dei vani accessori facente parte dell'impianto di produzione.

E' prevista la realizzazione di:

- a. n.14 Power Station;**
- b. n.2 Locale Quadro MT;**
- c. n.1 Locale Tecnico "Amenities Building".**

Detti edifici avranno una destinazione d'uso tipicamente tecnica e saranno utilizzati per l'alloggiamento degli inverter e del quadro di bassa tensione.

Tutto l'impianto sarà delimitato da una recinzione metallica in grigliato a maglia rettangolare di ridotte dimensione, alta circa 2 m per una lunghezza di circa 8.656 m, infissa al suolo tramite vite filettate e rialzata dal suolo di circa quindici centimetri per consentire il passaggio della fauna locale.

6.1 Power Station (a) e Cabina di Raccolta (b)

Il Container adibito a Power Station avrà le seguenti dimensioni:

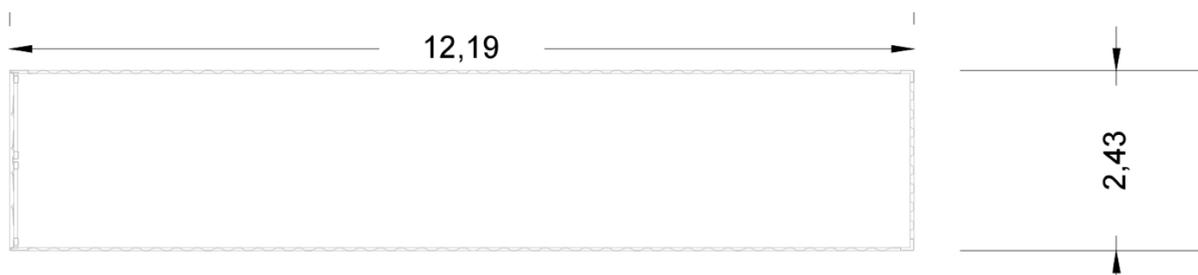
Larghezza: 2,43 m

Lunghezza: 12,19 m

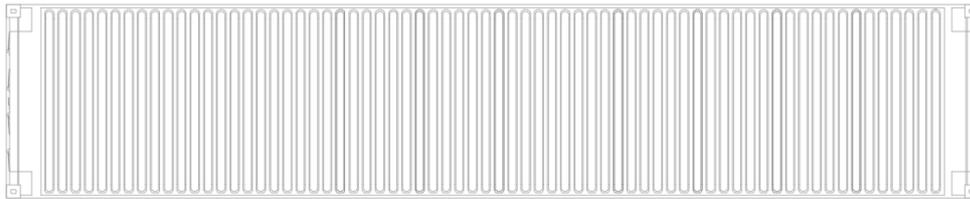
Altezza: 2,92 m

Superficie complessiva: 29,62 m²

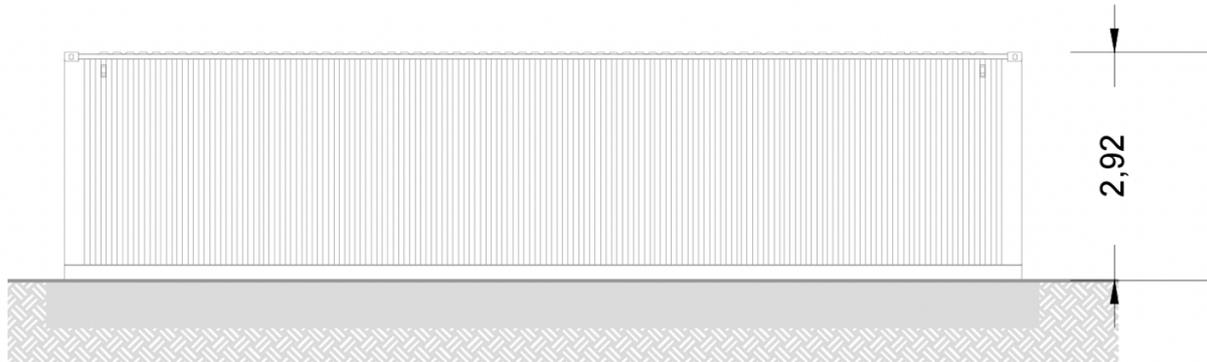
MV POWER STATION
4400 / 4950 / 5000 / 5500 / 6000



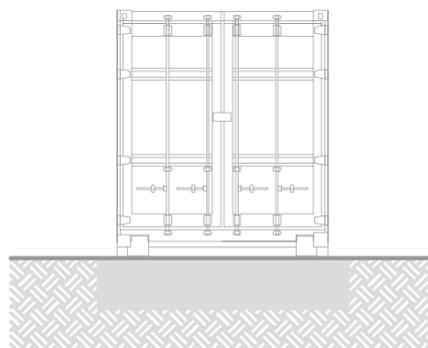
Pianta del container



Pianta copertura del container



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

6.2 Locale Tecnico Amenities Building (c)

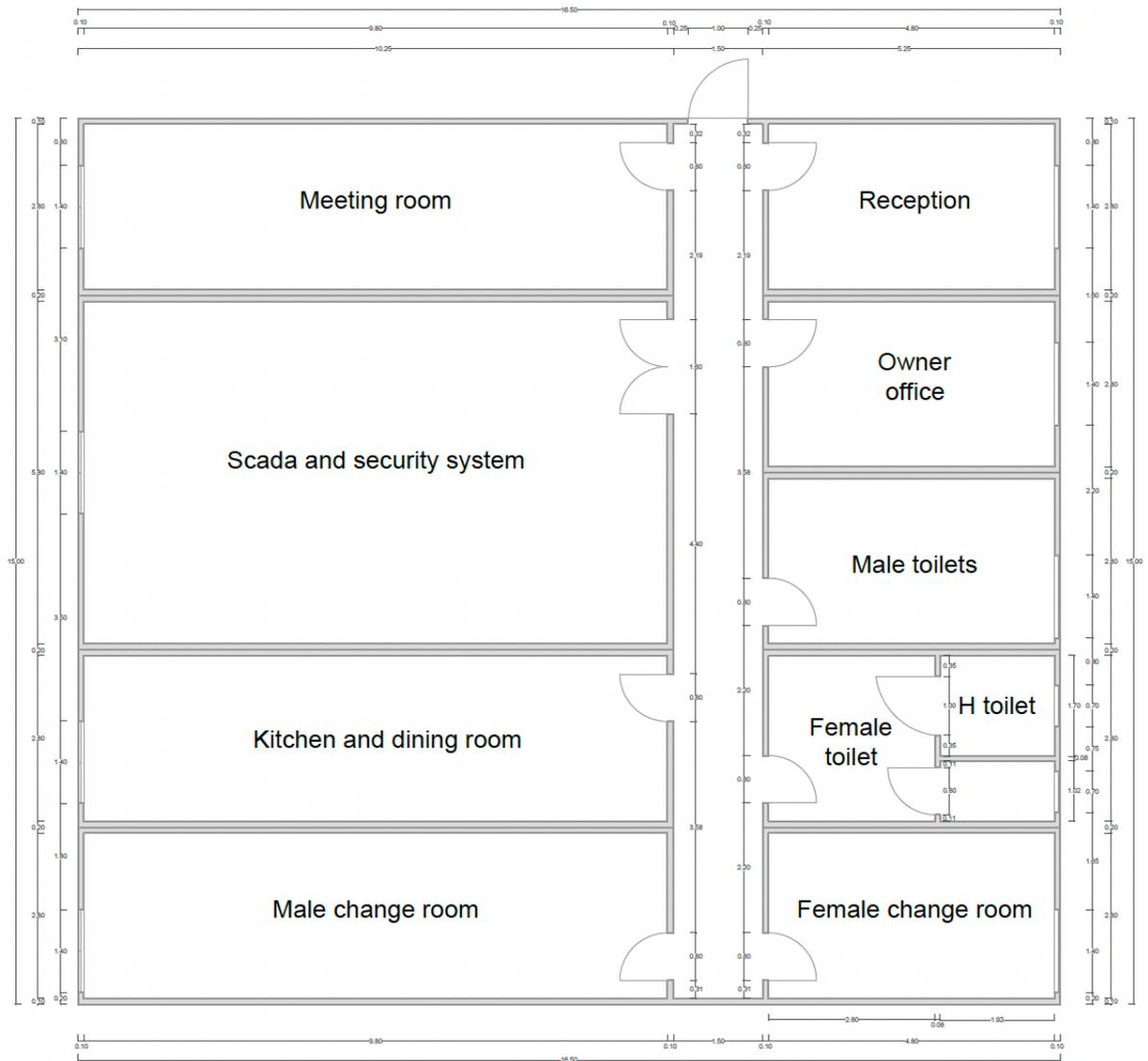
Il Locale Tecnico Utente Amenities Building avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 15,00 m

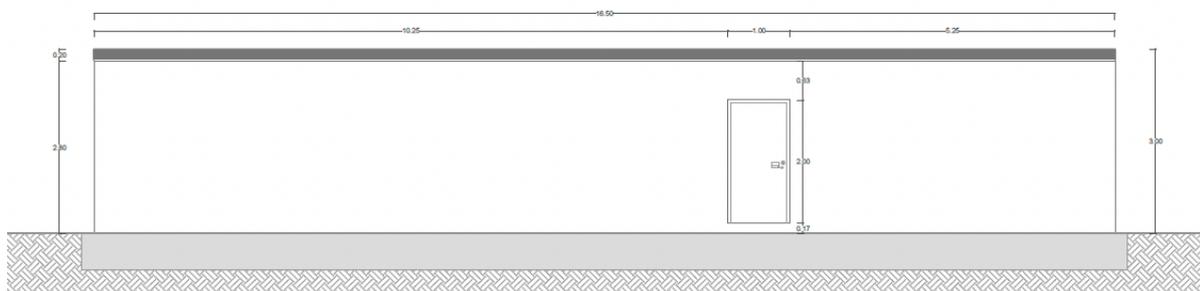
Lunghezza: 16,00 m

Altezza: 3,00 m

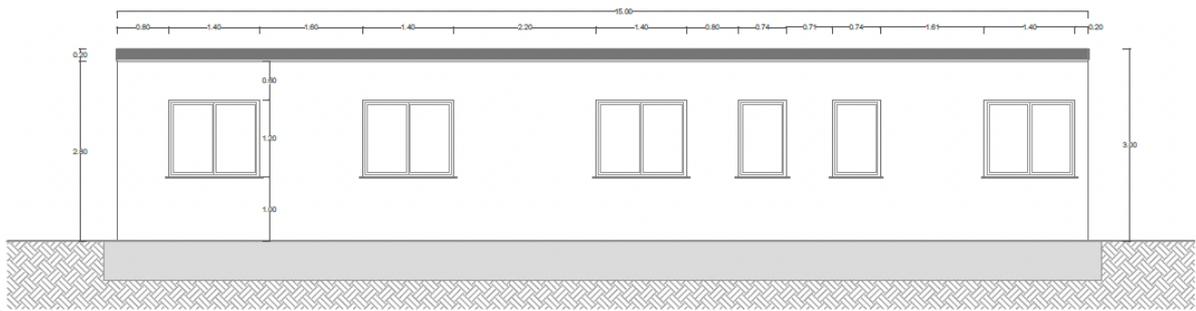
Superficie complessiva: 240 m²



Pianta del Locale Tecnico



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

7 VANI ACCESSORI ED OPERE STRUTTURALI ALL'INTERNO DELLA SOTTOSTAZIONE ELETTRICA

L'area della sottostazione comprenderà oltre allo **Stallo di Partenza**, un edificio in c.a. posato in opera denominato **Locale MT** per l'alloggio del quadro di media tensione, quadro servizi ausiliari, locale trasformatore servizi ausiliari, della sottostazione.

7.1 Locale MT

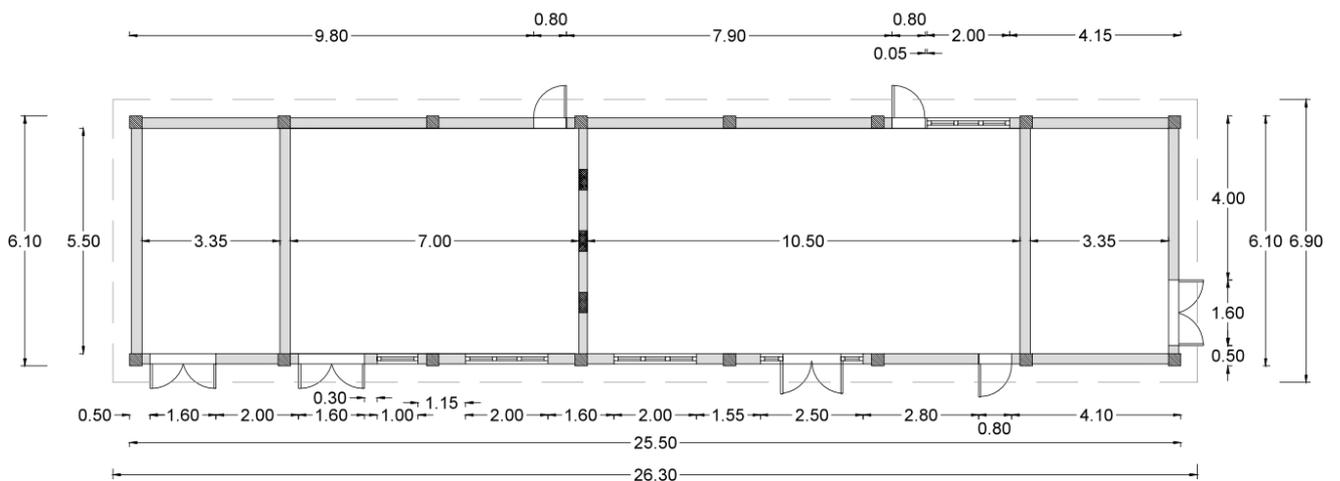
Il prefabbricato adibito a Locale MT avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 6,10 m

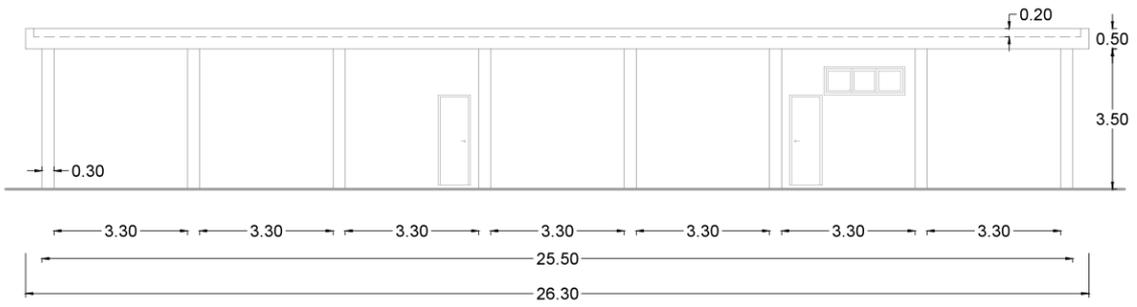
Lunghezza: 25,50 m

Altezza: 3,32 m

Superficie complessiva: 155,55 m²



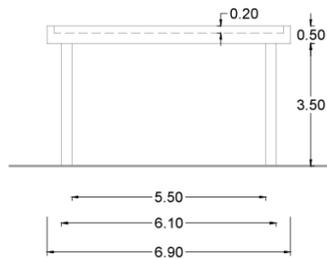
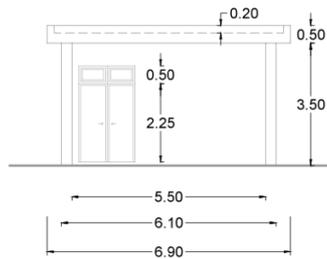
Pianta della cabina



Prospecto longitudinale 1



Prospecto longitudinale 2

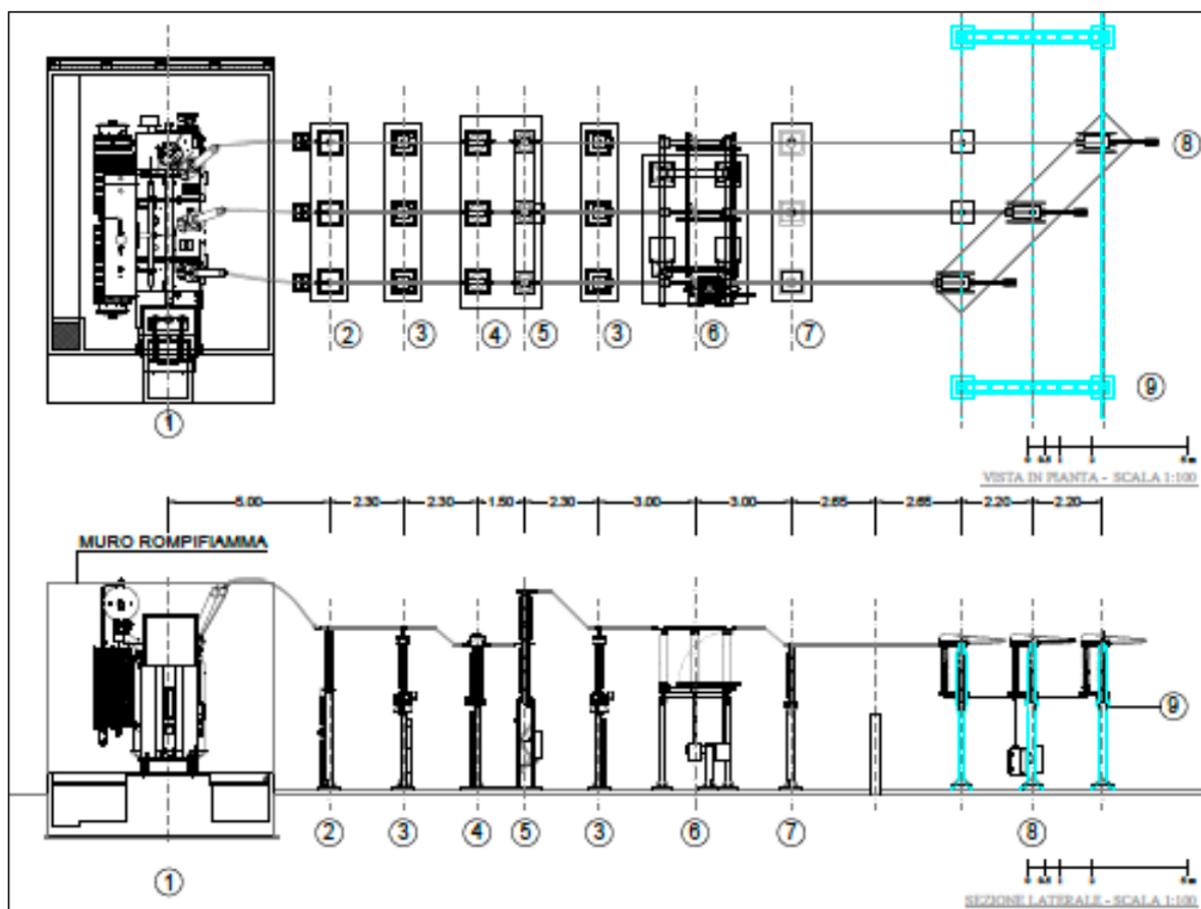


Prospetti trasversali

7.2 Stallo di Partenza e fondazioni opere elettromeccaniche

Le fondazioni delle Opere Elettromeccaniche saranno costituite da elementi singoli interrati di dimensione variabile in pianta e realizzati in c.a. L'altezza e le dimensioni di suddetti elementi verranno definite in fase di progettazione. Di seguito l'elenco delle opere da realizzare:

- 1) fondazione TRASFORMATORE;
- 2) fondazione SCARICATORE 150KV
- 3) fondazione TRASFORMATORE DI TENSIONE 150KV
- 4) e 5) fondazione TRASFORMATORE DI CORRENTE 150KV e fondazione INTERRUTTORE 150KV
- 6) fondazione SEZIONATORE CON LAME DI TERRA 150KV
- 7) fondazione COLONNINO ISOLATORE DI SUPPORTO 150KV - H=4.5m
- 8) fondazione SEZIONATORE DI SBARRA 150KV



Pianta e prospetto delle Opere Elettromeccaniche all'interno della Sottostazione

8 PALI DI ILLUMINAZIONE

Il progetto strutturale dell'impianto di illuminazione all'interno del campo fotovoltaico sarà definito nel dettaglio in fase di progettazione definitiva; Ci limiteremo in questa fase a descrivere il metodo di calcolo utilizzato per la verifica di pali ancorati al terreno mediante plinti di fondazione.

Le verifiche verranno eseguite sia sul palo che sul plinto, il quale verrà dimensionato secondo quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle *“Norme Tecniche sulle Costruzioni”* e dalla Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207 R1/2018 *“Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”*.

Azioni di Progetto

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

Carichi permanenti

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Azione del vento

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

il calcolo verrà effettuato secondo i punti seguenti:

- 1) valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento;
- 2) valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo;
- 3) valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo ;

1) Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

La determinazione della pressione cinetica di picco avviene tramite la formula:

$$q_p = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_p$$

dove:

- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma;
- v_b = velocità base di riferimento s.l.m.;
- ρ = densità dell'aria;

2) Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo sarà calcolata mediante la relazione seguente:

$$F_X = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:

- q_p = pressione cinetica di picco del vento;
- z = altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;
- L = lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;
- c_{FX} = coefficiente di forza secondo la direzione X;

L'area di riferimento L^2 sarà assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo. Il coefficiente di forza sarà valutato in fase di progettazione.

3) Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

- q_p = pressione cinetica di picco del vento;
- z = quota sul suolo;
- l = dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;
- c_{fX} = coefficiente di forza.

Azione sismica

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

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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso.

L'azione sismica sul palo di illuminazione verrà considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo. Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T_1 , verrà valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

La forza da applicare in sommità del palo sarà pari a:

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

dove $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Verifiche di sicurezza

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni sarà quello di una mensola. Il plinto di fondazione sarà verificato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture sarà utilizzato il **metodo semiprobabilistico agli stati limite**.

Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze; le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

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

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza;

Per il palo di illuminazione sarà effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la **verifica a flessione (STR)**:

$$M_{c,Rd} \geq M_{Sd}$$

Per quanto riguarda il plinto di fondazione saranno effettuate le seguenti verifiche:

- **verifica a ribaltamento (EQU)**:

$$M_S / M_R \geq 1$$

- **verifica a scorrimento (GEO)**:

$$F_{stab} / F_{scorr} \geq 1$$

Dove:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \frac{\delta}{\alpha}) / \gamma_R$$

F_{scorr} = azione del vento

- **verifica di capacità portante del terreno (GEO)**:

Per il calcolo del carico limite si utilizzerà la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$q = \gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

γ_f = peso unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, ψ = coefficienti correttivi.

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Nelle verifiche strutturali le azioni saranno moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante saranno calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacità portante (verifiche di tipo Geotecnico) saranno condotte secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

Saranno effettuate le stesse verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguenti:

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

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G_2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico;

P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni variabili Q_{kj} ;

Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_{kj} .

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la **verifica a scorrimento** sul piano di fondazione sarà effettuata con l'Approccio 1 (E+M2+R1) con F_{scorr} pari all'azione sismica, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 saranno posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Nella **verifica a capacità portante del terreno** in presenza di sisma la formula diventa:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot z_{\gamma} \cdot c_{\gamma}$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_{γ} = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_{γ} = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

9. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati nei calcoli sono le seguenti:

- Acciaio B 450 C - $f_{tk}=540 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$ ($E= 200000 \text{ N/mm}^2$; peso spec.=78,5 kN/m³; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);
- Calcestruzzo per strutture prefabbricate – C32/40, $R_{ck} = 400 \text{ N/mm}^2$ ($E= 33300 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo per sottofondi – C12/15, $R_{ck} = 150 \text{ N/mm}^2$ ($E= 27085.17 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo di regolarizzazione – C16/20, $R_{ck} = 250 \text{ N/mm}^2$ ($E= 28607.90 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Calcestruzzo per opere in c.a. – C25/30, $R_{ck} = 300 \text{ N/mm}^2$ ($E= 31500 \text{ N/mm}^2$; $n= 0.2$; peso spec.= 25000 N/m³);
- Acciaio per carpenteria metallica – S355, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$, ($E= 210000 \text{ N/mm}^2$; peso spec.=78,5 kN/m³; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);

10. AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO

10.1 Regolarità delle strutture e fattore di struttura

Per quanto riguarda il valore del fattore di struttura da utilizzare per il calcolo si adotta un fattore di comportamento differente tra le strutture intelaiate in acciaio e le strutture intelaiate in c.a, mentre per le verifiche geotecniche delle opere di fondazioni si fa riferimento a strutture non dissipative, come previsto

dalle NTC18. Trattandosi quindi di fondazioni superficiali, progettate in campo elastico, il fattore di struttura q sarà automaticamente determinato e pari a 1. Le fondazioni, dovendo essere progettate per rimanere in campo elastico, non necessiteranno quindi di specifiche armature per ottenere un comportamento duttile.

Tutte le strutture sono considerate regolari così come previsto dalle regole delle NTC18.

10.2 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Le azioni definite come al paragrafo 2.5.1 delle NTC 2018, dovranno essere combinate in accordo a quanto definito al paragrafo 2.5.3 delle stesse NTC, applicando i seguenti coefficienti di combinazione:

Categoria/Azione variabile	γ_{0j}	γ_{1j}	γ_{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	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

Tabella 1: Valori dei coefficienti di combinazione (Tabella 2.5.1 del D.M. 2018)

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} da utilizzare nelle calcolazioni sono definiti nelle NTC 2018 al paragrafo 2.6.1- Tab. 2.6.1.

Le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche dovranno essere verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

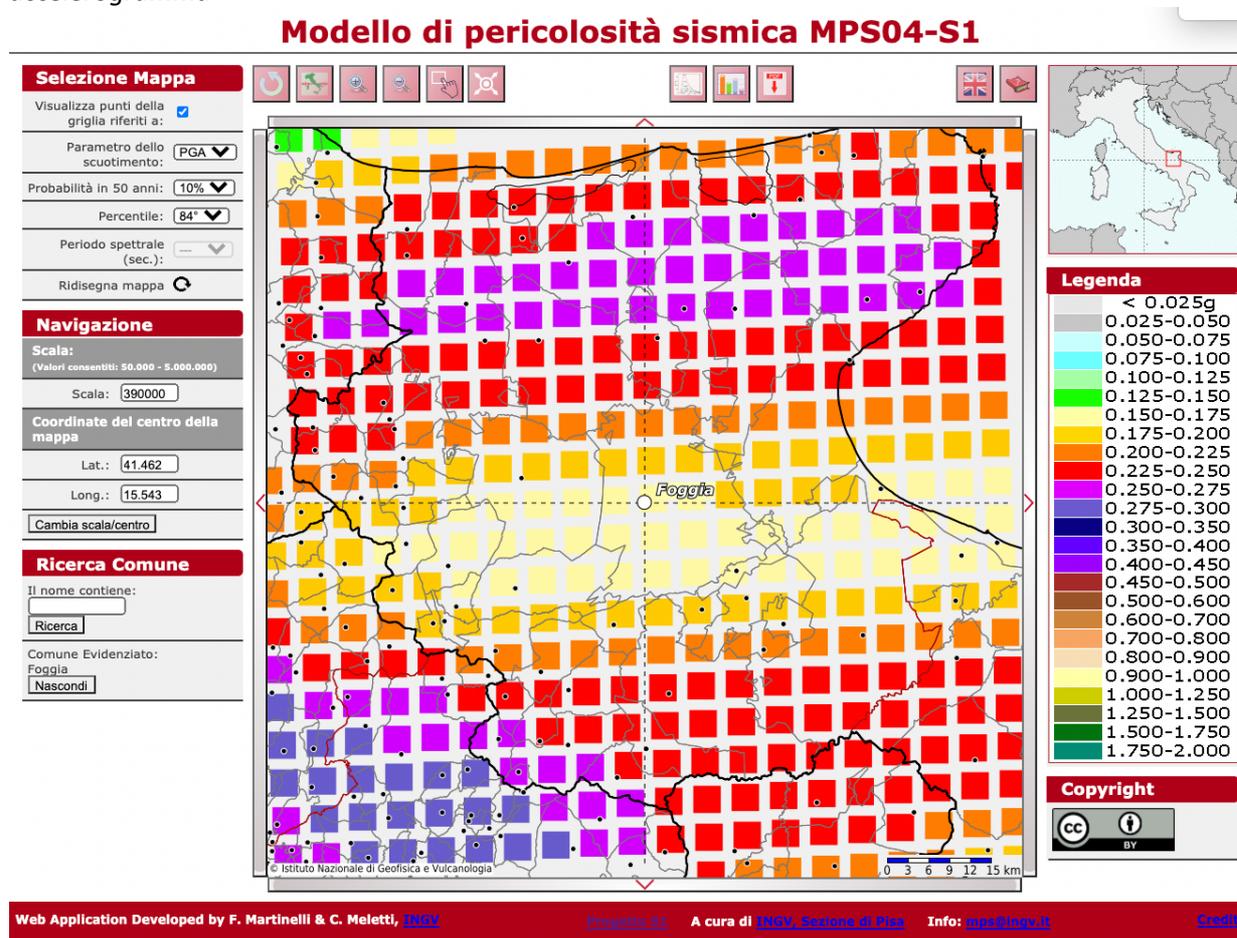
Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);

- Stato Limite di Danno (SLD).
- Gli stati limite ultimi sono:
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

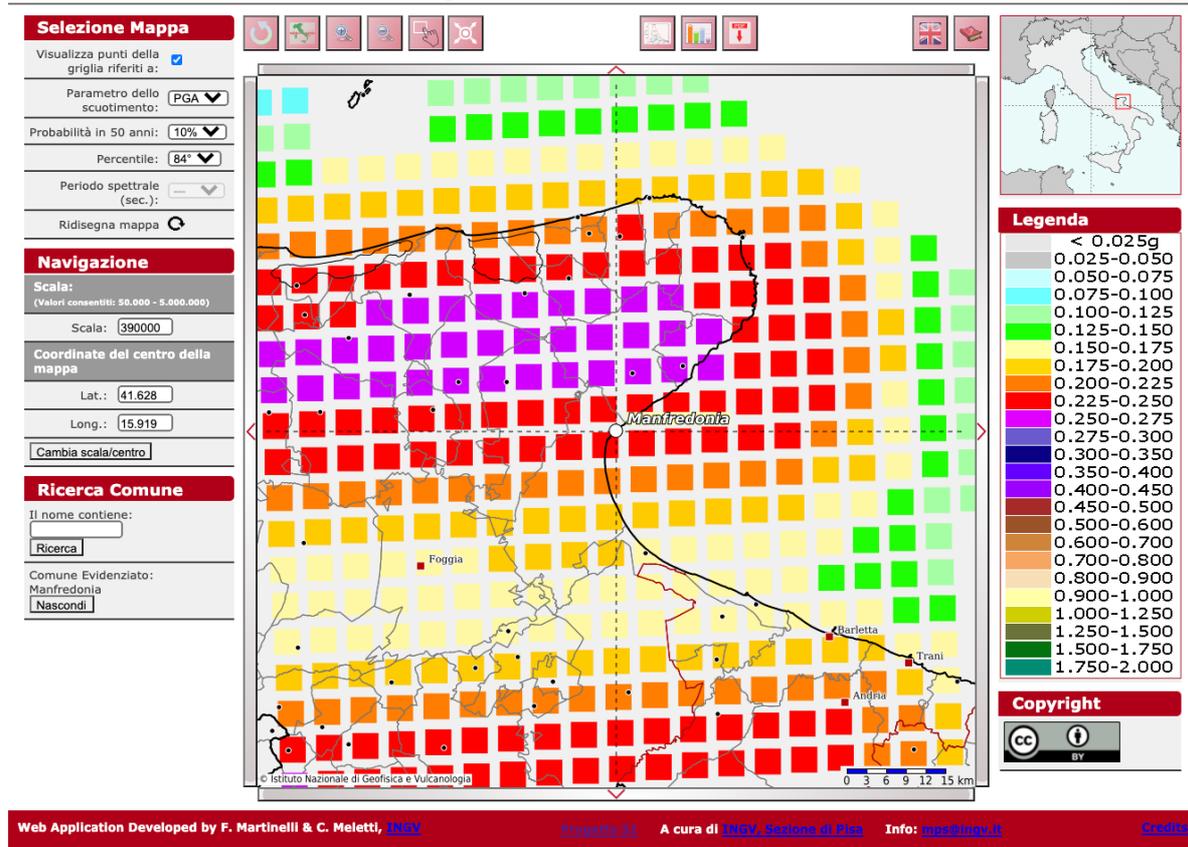
Le NTC 2018 indicano che l'azione sismica sia caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma



Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento - Impianto

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento - SSE

L'azione in superficie dovrà essere assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale saranno caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie, in assenza di documentazione potranno essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del NTC 2018 § 3.2.3. vanno definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale;
- Classe d'Uso IV
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione;
- Fattore di struttura q .

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento (sistema di coordinate UTM WGS 84 geografiche) fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale.

Le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve e dal vento secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile .

10.3 Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovuto alle azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si dovrà fare riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- *carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]*
- *carichi verticali concentrati Q_k [kN]*
- *carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]*

Tabella 2: Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (Tabella 3.1.II del D.M. 2018)

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento, in generale con forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm.

10.4 Modello Di Calcolo

I modelli di calcolo da utilizzare saranno quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- *analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;*
- *analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute*

all'azione sismica;

- *analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi;*
- *verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.*

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si farà riferimento al D.M. 17.01.18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

10.5 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture saranno prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui le strutture dovranno essere utilizzate limitando sia gli stati tensionali che, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, sarà posta adeguata cura nelle previsioni sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura prevedendo tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono stati previsti in coerenza con tali obiettivi.

10.6 Misura Della Sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato sarà quello degli Stati Limite (SL) prevedendo due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza sarà quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore della corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

10.7 Schematizzazione Della Struttura

La struttura sarà modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri saranno schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli:

Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine;

Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione;

Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

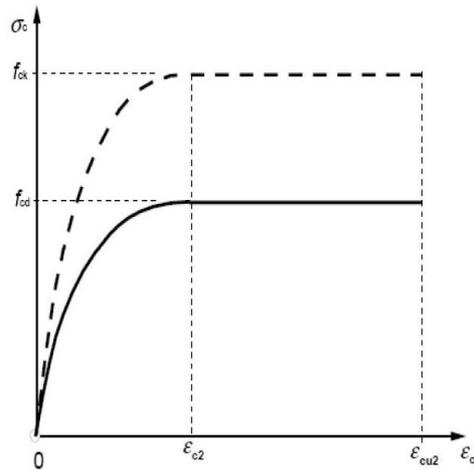
Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) si utilizzerà un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico sarà modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche saranno effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..). Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di orizzontamenti sarà tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. L'analisi delle sollecitazioni sarà condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali. I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno saranno modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

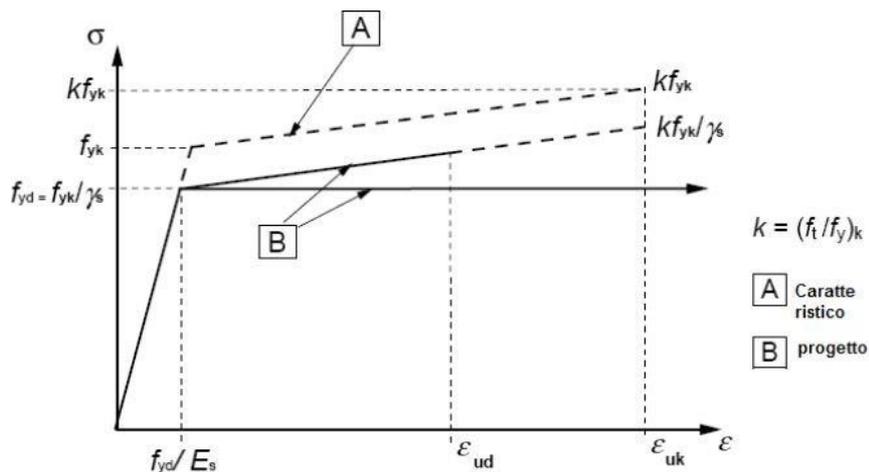
Il modello di calcolo terrà conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

Per le verifiche sezionali saranno utilizzati i seguenti legami:



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

Il valore ϵ_{c2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.



Legame costitutivo di progetto dell'acciaio per c.a.

Il modello di calcolo da utilizzare è rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

10.8 Combinazione Di Calcolo

Le combinazioni di calcolo da considerare sono quelle previste dal D.M. 17.01.2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state definite le seguenti combinazioni delle azioni (Cfr. al § 2.5.3 NTC 2018):

- *Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1);*
- *Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2);*
- *Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3);*
- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4);*
- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E*
 - *(v. § 3.2 form. 2.5.5);*
- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).*

Nelle combinazioni per SLE, saranno omessi i carichi Q_{kj} dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni saranno considerate in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.), ove nelle formule il simbolo “+” è da intendersi “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono stati desunti dalle norme (Cfr. § 2.6.1, Tab. 2.6.I).

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (Cfr. § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018)

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti γ_2 γ_j saranno desunti dalle norme (Cfr. Tabella 2.5.I) La struttura sarà progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, con manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado sono stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado si otterrà con un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'utilizzo, ove necessario, dell'applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (E_d) in fondazione si sono utilizzate due combinazioni delle azioni:

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- *SLU (combinazione fondamentale):*
- $E_d = \gamma G_1 * G_1$
- *SLU + SISMA (combinazione sismica) SLV:*
- $E_d = E + G_1 = G_1 * k_v + G_1$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- *combinazione sismica SLV (taglio sismico)*
- $E_d = G_1 * k_{hi}$

In cui:

- *E_d azione di progetto*
- G_1 *peso proprio degli elementi strutturali*
- γG_1 *coefficiente parziale di sicurezza (A1, A2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.1)*
- E *azione sismica*
- K_v *ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1*
- K_{hi} *ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale T_1*

Considerando solo le fondazioni principali e di dimensioni rilevanti si ottiene la tabella 6 riportante i carichi unitari sulle fondazioni.

Per le combinazioni delle azioni E_d di cui sopra si è utilizzato l'Approccio normativo 2 (punto 2.6.1 delle NTC 2008):

$$(A1+M1+R3) - (STR + GEO)$$

Con:

- A = Azioni γF (oppure γE oppure γG)
- M = resistenza dei materiali (terreno) γM
- R = resistenza globale del sistema γR

Inoltre per le azioni sismiche E , dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di k_v e k_{hi} con le seguenti assunzioni:

- *Fattore di struttura $q = 1$*
- *Altezza media delle strutture = 3 m*

- *Periodo fondamentale $T1=0,17s$*

10.10 Parametri sismici

(stralcio della relazione geotecnica del Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) Maggio 2021)

La definizione del valore VS30, velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m del sottosuolo, è calcolata, come prescritto dalle NTC 2018 ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, mediante la relazione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazione di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Nei punti dell'area investigata (all'interno del sito dell'impianto) è stato possibile calcolare il parametro Vs30 attraverso il modello di Vs-profondità, ottenuto mediante l'analisi MASW, a cui è poi stata associata la relativa categoria di suolo di fondazione secondo quanto indicato nella Nuova Normativa Sismica, come da Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 e successiva Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Sulla base dei valori di Vs30 ottenuti i suoli indagati possono essere attribuiti alla **Categoria B** ($360 \text{ m/s} < VS30 < 800 \text{ m/s}$), ai sensi delle NTC 2018.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Facendo espresso riferimento al vigente strumento di classificazione sismica del territorio italiano, redatto nel 2004 in recepimento delle disposizioni contenute nell'O.P.C.M. n. 3274/2003 (recepite dalla Regione Puglia con D.G.R. n. 153/2004), il territorio amministrativo del Comune di Foggia ricade interamente in "Zona 2", ovvero in area a sismicità medio-alta.

Volendo invece esprimere la pericolosità sismica in termini di massima accelerazione sismica del suolo di probabilità statisticamente apprezzabile, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nella "Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale" redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e pubblicata in allegato all'O.P.C.M. n. 3519/2006 sulla G.U. n. 108 dell'11 maggio 2006.

In base alla suddetta mappa il territorio in esame ricade in zona di media pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo (riferita a suoli rigidi di Categoria A così come definiti al punto 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni) di $0,125 \div 0,150$ g, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

11. ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE - TRACKER

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 ("Norme tecniche per le Costruzioni").

La valutazione dei carichi permanenti sarà effettuata sulle dimensioni definitive.

Lo studio sarà effettuato sul tracker da 84 pannelli perché di dimensione maggiore rispetto agli altri due, mantenendo comunque le stesse caratteristiche di utilizzo e di interasse tra gli elementi.

11.1 Localizzazione dell'intervento

Provincia: FOGGIA

Regione: PUGLIA

Coordinate GPS:

Latitudine : 41°22'55.2"N

Longitudine: 15°44'8.16"E

Altitudine s.l.m.: 44 m

11.2 Analisi dei carichi

I carichi vengono suddivisi secondo la nuova classificazione fornita dal D.M.17/01/2018 in :

- a) permanenti G;
- b) variabili Q;
- e) sismici E.

11.2.1 Carichi permanenti G

Nel modello di calcolo i carichi sono generati in automatico tramite le caratteristiche geometriche degli elementi e la definizione del materiale acciaio. I carichi permanenti portati dipendono, invece, dalle dimensioni del pannello fotovoltaico e dal peso del meccanismo di rotazione del tracker.

11.2.2 Calcolo delle azioni del vento

Nella Circolare del C.S.LL.PP. n.7 del 21.01.2019, la stima dei coefficienti aerodinamici c_p , contiene sostanziali differenze rispetto alla Circolare n.617 del 2009.

Nel documento, infatti, sono presenti diverse metodologie per ricavare i c_p e differenziandoli per varie tipologie edilizie. Tra queste tipologie è stata scelta di assimilare il tracker ad una tettoia (C3.3.8.2) non essendo presenti in normativa riferimenti a queste particolari tipologie di strutture e data la reale somiglianza costruttiva.

In particolare i coefficienti aerodinamici sono definiti in funzione della direzione del vento (ortogonale o parallela) e delle dimensioni dell'elemento. Inoltre, la trattazione è differenziata per coperture piane, a falda singola o doppia, ecc..

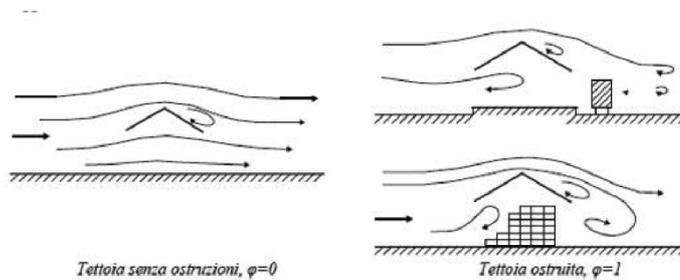
Al paragrafo C3.3.8.2, vengono forniti i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti. In tale paragrafo l'azione del vento sulle tettoie è schematizzata attraverso forze F risultanti dal campo di pressioni sulla superficie della falda della tettoia, dirette ortogonalmente ad essa. Tali forze dipendono dalla pressione cinetica, dai nuovi coefficienti di forza c_F , dalla superficie della falda e dalla sua altezza, e sono applicate in punti diversi a seconda della tipologia di tettoia.

Nella Circolare viene introdotto il coefficiente di bloccaggio Φ definito come il rapporto tra l'area esposta al vento di una eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia:

$\Phi=0$ assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera)

$\Phi=1$ lo spazio al di sotto della tettoia è completamente ostruito

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



E' importante osservare che le azioni aerodinamiche esercitate del vento sulle tettoie dipendono fortemente dal grado di bloccaggio in quanto la presenza di un'ostruzione, anche soltanto sul lato sottovento, impedisce il passaggio dell'aria al di sotto della tettoia

La Tabella C3.3.XV e la relativa Figura C.3.3.21 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 della falda. Per valori intermedi di Φ è ammessa una interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi di $\Phi=0$ e $\Phi=1$.

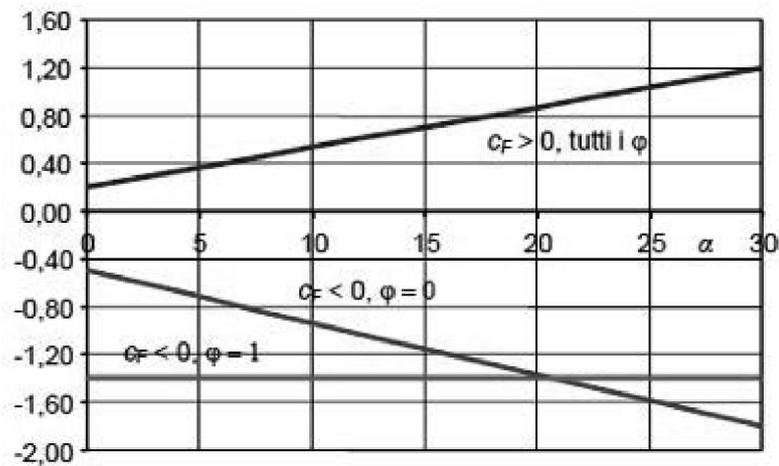


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

Tabella C3.3.XV - Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda

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

La forza F è data dalla formula:

$$F = q_p \cdot L_2 \cdot c_F$$

q_p = pressione cinetica di picco

L_2 = superficie della tettoia a cui è applicata la forza

c_F = coefficiente di forza

Per il calcolo della tettoia la Circolare raccomanda che si considerino le condizioni di carico più gravose tra quelle riportate in figura:

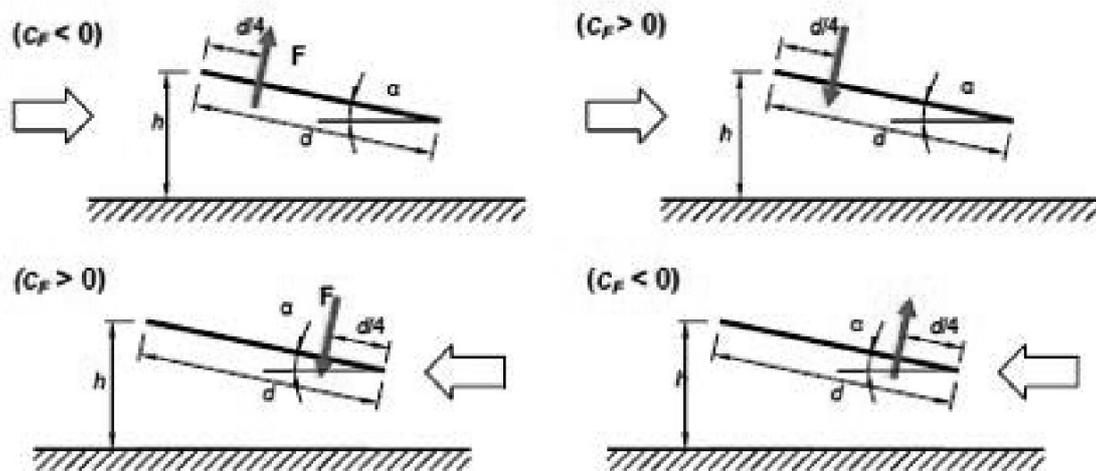


Figura C3.3.22 - Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

La pressione cinetica di picco q_p viene calcolata con la seguente formula:

$$q_p = q_b * c_e$$

q_b = pressione cinetica di riferimento

c_e = coefficiente di esposizione

la pressione cinetica di riferimento q_b è pari a:

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

v_b = Velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante pari a 1,25 Kg/m³

La verifica è stata effettuata considerando due modelli di calcolo, ovvero un tracker nella sua configurazione orizzontale $\alpha = 0,0^\circ$ e uno nella configurazione di inclinazione massima $\alpha = \pm 55^\circ$.

Nelle due configurazioni del tracker in esercizio, ovvero orizzontale e a 55° , la velocità verrà considerata in modo differente in quanto l'impianto è dotato di un anemometro che posiziona i pannelli ad $\alpha = 0,0^\circ$ una volta rilevata una velocità pari a 50 km/h = 13,89 m/s. Il calcolo verrà dunque effettuato con la massima velocità di progetto soltanto per la configurazione dei pannelli in orizzontale.

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $v_{b.o} = 27,0$ m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500$ m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 44$ m

$K_a = 0,370$ (Tab. 3.3.I)

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)]

Categoria esposizione: (Entrotterra fino a 30 km dal mare) tipo II

($K_r = 0,19$; $Z_o = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,80$

Infine dunque le due velocità considerate saranno:

$V_b = 14$ m/s per $\alpha = \pm 55^\circ$

$V_b = 27,0$ m/s per $\alpha = 0,0^\circ$

per la configurazione $\alpha = \pm 55^\circ$ e $V_b = 14$ m/s si ha:

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * (14 \text{ m/s})^2 = 12,2 \text{ daN/m}^2$$

$$q_p = 12,2 \text{ daN/m}^2 * 1,80 = 22 \text{ daN/m}^2$$

le forze concentrate F saranno pari a:

$$F_1(c_f < 0, \Phi = 0) = 22 \text{ daN/m}^2 * 264,1 \text{ m}^2 * (-2,88) = 16733,4 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = -0,5 - 1,3 * 55/30 = -2,88$$

e

$$F_2(c_f > 0, \text{ tutti i } \Phi) = 22 \text{ daN/m}^2 * 264,1 \text{ m}^2 * (2,03) = 11795 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = +0,2 + 55/30 = 2,03$$

dividendo le due forze F_1 ed F_2 per il numero delle aste del modello otteniamo le forze f_1 ed f_2 applicate direttamente sulle aste:

$$f_1 = 16733,4 \text{ daN} / 86 = \mathbf{194,6 \text{ daN}}$$

$$f_2 = 11795 \text{ daN} / 86 = \mathbf{137,2 \text{ daN}}$$

per la configurazione $\alpha = 0,0^\circ$ e $V_b = 27,0$ m/s si ha:

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * (27,0 \text{ m/s})^2 = 45,6 \text{ daN/m}^2$$

$$q_p = 45,6 \text{ daN/m}^2 * 1,80 = 82,1 \text{ daN/m}^2$$

le forze concentrate F saranno pari a:

$$F_1(c_f < 0, \Phi=0) = 82,1 \text{ daN/m}^2 * 264,1 \text{ m}^2 * (-0,5) = 10841,3 \text{ daN}$$

con $c_f = -0,5$

$$F_2(c_f > 0, \text{tutti i } \Phi) = 82,1 \text{ daN/m}^2 * 264,1 \text{ m}^2 * (+0,2) = 4336,5 \text{ daN}$$

con $c_f = +0,2$

dividendo le due forze F1 ed F2 per il numero delle aste del modello otteniamo le forze f1 ed f2 applicate direttamente sulle aste:

$$f_1 = 10841,3 \text{ daN} / 86 = \mathbf{126,1 \text{ daN}}$$

$$f_2 = 4336,5 \text{ daN} / 86 = \mathbf{50,4 \text{ daN}}$$

11.2.3 Calcolo delle azioni da neve

Il carico statico viene determinato in base alla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i^\circ * q_{sk}^\circ * C_e^\circ * C_t$$

dove:

μ_i è il coefficiente di forma sulla copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], per un periodo di ritorno T_r di 50 anni;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Carico da neve per la configurazione $\alpha = 55,0^\circ$

Zona Neve = II

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 100 \text{ daN/mq}$

$C_t = 1$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 55,0^\circ$

$$\mu_i = 0,13 \Rightarrow q_{s1} = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 12,0 \text{ daN/mq}$$

Carico da neve per la configurazione $\alpha = 0^\circ$

Zona Neve = II

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 100 \text{ daN/mq}$

$C_t = 1$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0^\circ$

$$\mu_i = 0,80 \Rightarrow q_{s2} = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 72,0 \text{ daN/mq}$$

11.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

- **Area Impianto - Foggia**

Categoria sottosuolo: B

Classe d'uso IV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,171 g
F_o	2,614
T_C^*	0,450 s
S_S	1,200
C_C	1,291
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,833
T_B	0,193 s
T_C	0,580 s
T_D	2,282 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

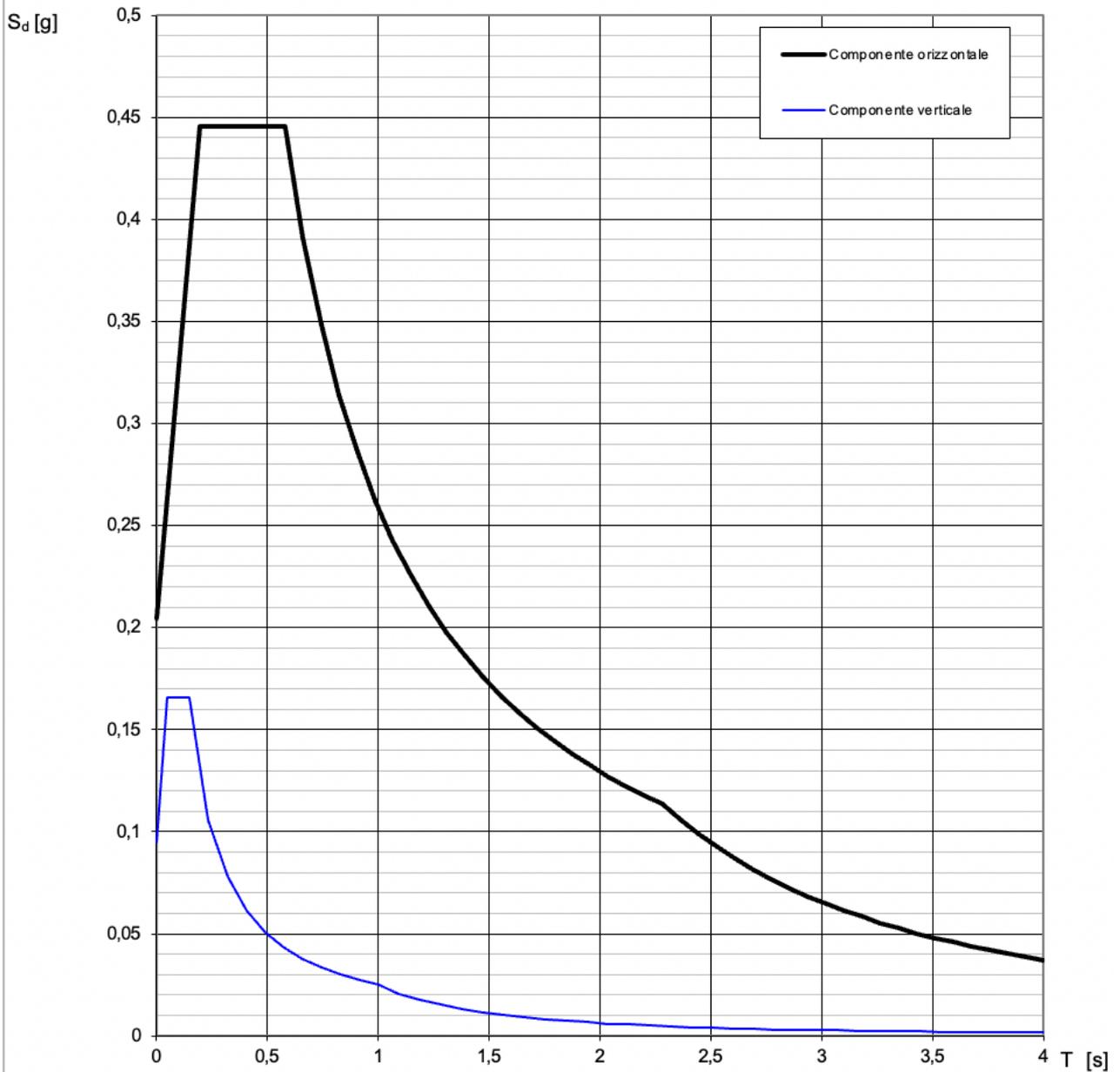
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,205
T_B ←	0,193	0,446
T_C ←	0,580	0,446
	0,661	0,391
	0,742	0,348
	0,823	0,314
	0,904	0,286
	0,985	0,263
	1,067	0,243
	1,148	0,225
	1,229	0,211
	1,310	0,198
	1,391	0,186
	1,472	0,176
	1,553	0,167
	1,634	0,158
	1,715	0,151
	1,796	0,144
	1,877	0,138
	1,958	0,132
	2,039	0,127
	2,120	0,122
	2,201	0,118
T_D ←	2,282	0,113
	2,364	0,106
	2,446	0,099
	2,528	0,092
	2,609	0,087
	2,691	0,082
	2,773	0,077
	2,855	0,072
	2,937	0,068
	3,018	0,065
	3,100	0,061
	3,182	0,058
	3,264	0,055
	3,346	0,053
	3,427	0,050
	3,509	0,048
	3,591	0,046
	3,673	0,044
	3,755	0,042
	3,836	0,040
	3,918	0,038
	4,000	0,037

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

- **Area Sottostazione Elettrica – Manfredonia**

Categoria sottosuolo: C

Classe d'uso IV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,257 g
F_o	2,440
T_C^*	0,342 s
S_s	1,324
C_C	1,496
S_T	1,000
q	2,208

Parametri dipendenti

S	1,324
η	0,453
T_B	0,170 s
T_C	0,511 s
T_D	2,628 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

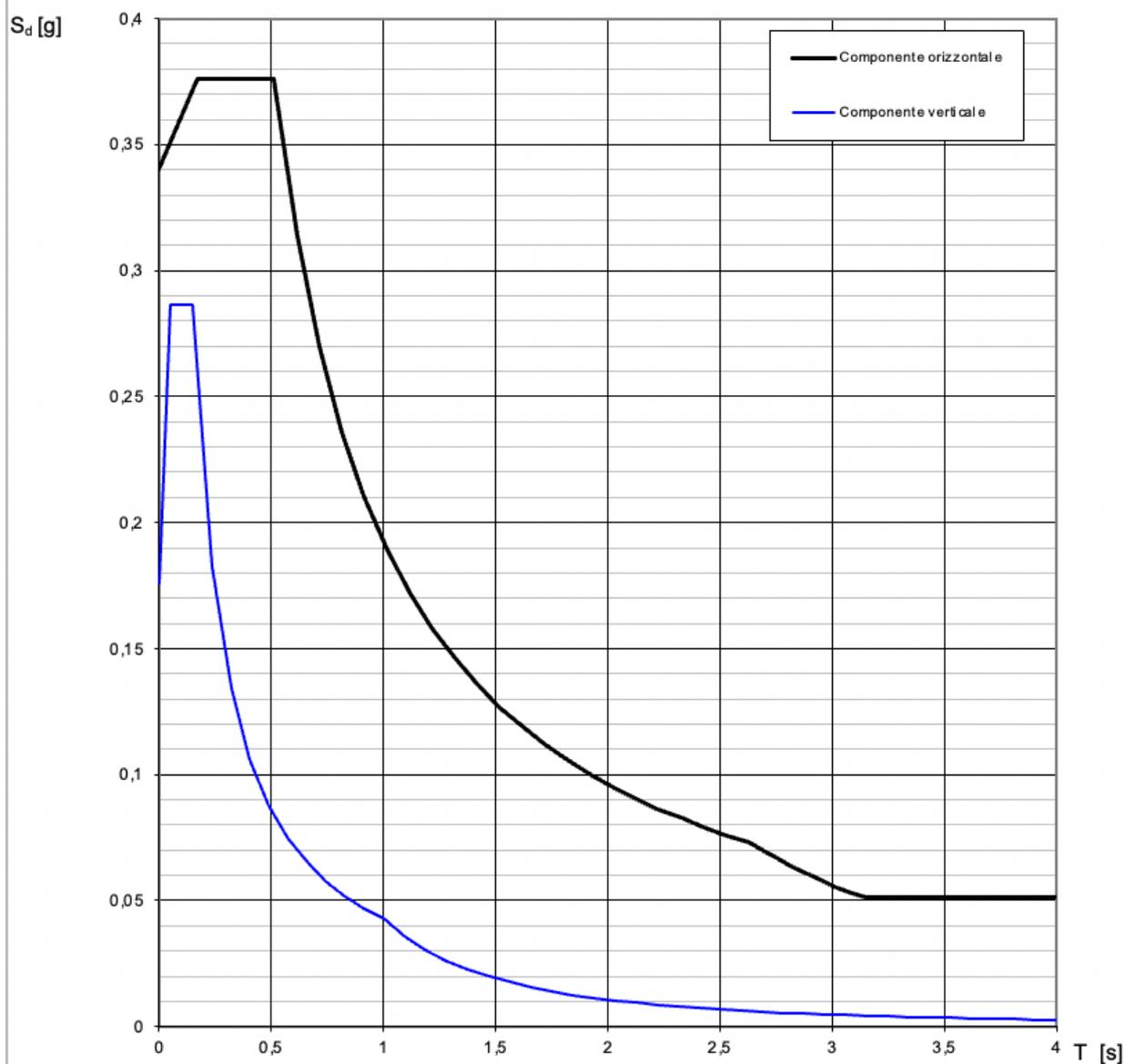
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,340
T_B ←	0,170	0,376
T_C ←	0,511	0,376
	0,612	0,314
	0,713	0,270
	0,814	0,236
	0,915	0,210
	1,015	0,189
	1,116	0,172
	1,217	0,158
	1,318	0,146
	1,419	0,136
	1,519	0,127
	1,620	0,119
	1,721	0,112
	1,822	0,106
	1,923	0,100
	2,023	0,095
	2,124	0,091
	2,225	0,086
	2,326	0,083
	2,427	0,079
	2,528	0,076
T_D ←	2,628	0,073
	2,694	0,070
	2,759	0,066
	2,824	0,063
	2,890	0,061
	2,955	0,058
	3,020	0,055
	3,086	0,053
	3,151	0,051
	3,216	0,051
	3,282	0,051
	3,347	0,051
	3,412	0,051
	3,477	0,051
	3,543	0,051
	3,608	0,051
	3,673	0,051
	3,739	0,051
	3,804	0,051
	3,869	0,051
	3,935	0,051
	4,000	0,051

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

CONCLUSIONI

Rinviando alla progettazione definitiva la verifica strutturale dei tracker secondo i dettami delle NTC2018 e vista la natura dell'opera, le azioni significative per il dimensionamento delle strutture di sostegno degli inseguitori solari sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento e neve. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture e dalle azioni dinamiche indotte dalle sollecitazioni sismiche.

Le sollecitazioni derivanti da dette azioni risultano secondarie all'analisi strutturale rispetto alle azioni dinamiche indotte dal vento e a quelle indotte dalla neve, visto soprattutto la trascurabile massa dei moduli che ricopre un ruolo determinante nelle verifiche statiche e dinamiche da sisma.

Per ciò che riguarda le restanti componenti minori, quali container, cabine, pali di illuminazione ed opere elettromeccaniche, si rimandano alla fase di progettazione definitiva le verifiche della sicurezza strutturale delle relative fondazioni su piastra e plinti in c.a. e le verifiche geotecniche dei pali infissi dei tracker.

Catania, Settembre 2021

Il tecnico

Arch. Luca Antonio Tringali