



REGIONE PUGLIA
 PROVINCIA DI FOGGIA
 COMUNI DI FOGGIA E MANFREDONIA



PROGETTO IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVANZATO DA REALIZZARE NEL COMUNE DI FOGGIA (FG) IN LOCALITA' "PEZZAGRANDE" AL FOGLIO N.161 P.LLA N. 2, E NEL COMUNE DI MANFREDONIA IN LOCALITA' "VACCHERECCIA DI GRECO" AL FOGLIO N. 129 ALLE P.LLE NN. 17, 142, 498, 500 E 512, E IN LOCALITA' "MACCHIAROTONDA" AL FOGLIO N. 131 P.LLE NN.13, 206 E 207, E DELLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN DA REALIZZARE NEL COMUNE DI MANFREDONIA (FG) IN LOCALITA' "MACCHIAROTONDA" AL FOGLIO N. 128 ALLE P.LLE NN. 45, 79, 113 E 169 E AL FOGLIO N. 129 ALLE P.LLE NN. 481, 485 E 486, AVENTE UNA POTENZA PARI A **30.038,68 kWp**, DENOMINATO "**MARTILLO**"

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE



**IMPIANTO
 AGRIVOLTAICO
 AVANZATO**

LAOR
*(Land Area
 Occupation Ratio)*
13,96%

LIV. PROG.	RIF. COD. PRATICA TERNA	CODICE ISTANZA AU	TAVOLA	DATA	SCALA
PD	202200828	GWWF184	A.14	20.10.2023	-

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

RICHIEDENTE E PRODUTTORE

ENTE

FIVE-E

RESPONSIBLE INVESTMENT

HF SOLAR II S.r.l. - Viale Francesco Scaduto n°2/D - 90144 Palermo (PA)

FIRMA RESPONSABILE

PROGETTAZIONE

HORIZONFIRM

Ing. D. Siracusa
 Ing. A. Costantino
 Ing. C. Chiaruzzi
 Ing. G. Schillaci
 Ing. G. Buffa
 Ing. M.C. Musca

Arch. M. Gullo
 Arch. A. Calandrino
 Arch. S. Martorana
 Arch. F. G. Mazzola
 Arch. G. Vella
 Dott. Agr. B. Miciluzzo

HORIZONFIRM S.r.l. - Viale Francesco Scaduto n°2/D - 90144 Palermo (PA)

PROFESSIONISTA INCARICATO

FIRMA DIGITALE PROFESSIONISTA

FIRMA OLOGRAFA E TIMBRO

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>7</u>
4.	<u>ASPETTI GEOTECNICI.....</u>	<u>7</u>
5.	<u>DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI MODULI</u>	<u>10</u>
6.	<u>VANI ACCESSORI IN C.A. PREFABBRICATI E IN ACCIAIO ALL'INTERNO DELL'IMPIANTO.....</u>	<u>13</u>
6.1	<u>CONTAINER 40' HIGH CUBE (A, B, D).....</u>	<u>14</u>
6.2	<u>CABINE AUSILIARIE (C) (DELLA TIPOLOGIA CEP O SIMILARE)</u>	<u>15</u>
6.3	<u>LOCALE MT UTENTE (E)</u>	<u>17</u>
7	<u>PALI DI ILLUMINAZIONE</u>	<u>18</u>
8.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</u>	<u>24</u>
9.	<u>AZIONI SULLE STRUTTURE IN C.A E PARAMETRI SIMICI DI CALCOLO</u>	<u>24</u>
9.1	<u>REGOLARITÀ DELLE STRUTTURE E FATTORE DI STRUTTURA.....</u>	<u>24</u>
9.2	<u>COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE</u>	<u>24</u>
9.3	<u>DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE.....</u>	<u>28</u>
9.4	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>29</u>
9.5	<u>DURABILITÀ.....</u>	<u>30</u>
9.6	<u>MISURA DELLA SICUREZZA</u>	<u>30</u>
9.7	<u>SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA</u>	<u>30</u>

<u>9.8</u>	<u>COMBINAZIONE DI CALCOLO.....</u>	<u>31</u>
<u>9.9</u>	<u>AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....</u>	<u>33</u>
<u>9.10</u>	<u>PARAMETRI SISMICI.....</u>	<u>34</u>
<u>10.</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE</u>	<u>38</u>
<u>10.1</u>	<u>LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO</u>	<u>39</u>
<u>10.2</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>39</u>
<u>10.2.1</u>	<u>CARICHI PERMANENTI G.....</u>	<u>39</u>
<u>10.2.2</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DEL VENTO</u>	<u>39</u>
<u>10.2.3</u>	<u>CALCOLO DELLE AZIONI DA NEVE PER STRUTTURE A E B.....</u>	<u>43</u>
<u>10.3</u>	<u>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....</u>	<u>44</u>
	<u>CONCLUSIONI.....</u>	<u>49</u>

1. PREMESSA

La presente relazione preliminare di calcolo strutturale riguarda il progetto di un impianto agrivoltaico all'interno del territorio comunale di Foggia (FG) in Località Pezzagrande e nel territorio comunale di Manfredonia (FG) in Località Vacchereccia di Greco e in Località Macchiarotonda, e delle relative opere di connessione alla RTN individuate in agro di Manfredonia in località Macchiarotonda.

La relazione ha lo scopo di definire la geometria degli elementi strutturali di sostegno dei pannelli fotovoltaici e delle fondazioni delle cabine al 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 similare rispettandone le dimensioni.

Le strutture utilizzate sono di tipologia fissa 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 l'installazione dell'impianto fotovoltaico si trova nel territorio comunale di Foggia (FG) in Località Pezzagrande al Foglio n°161 particella 2 e nel territorio comunale di Manfredonia (FG) in Località Vacchereccia di Greco al Foglio n°129 particelle 17, 142, 498, 500 e 512 e in Località Macchiarotonda al Foglio n°131 particelle 13, 206 e 207. Le relative opere di connessione alla RTN si trovano in agro di Manfredonia in località Macchiarotonda al Foglio n°128 alle particelle 45, 79, 113 e 169 e al Foglio n°129 particelle 481, 485 e 486 (in quest'ultima è prevista la realizzazione della Sottostazione Elettrica di Utenza).

L'impianto sarà così suddiviso:

- la parte di impianto sita in agro di Foggia in Località Pezzagrande e in agro di Manfredonia in località Macchiarotonda, risiederà su un appezzamento di terreno denominato **"Plot 1"**. Questo è posto ad un'altitudine media di circa **29.00** m.s.l.m., di forma poligonale irregolare, avente un'estensione di circa **49,5 Ha**;

- la parte di impianto sita in agro di Manfredonia in località Vacchereccia di Greco, risiederà su un appezzamento di terreno denominato **“Plot 2”**. Questo è posto ad un’altitudine media di circa **25.00** m.s.l.m., di forma poligonale abbastanza regolare, avente un’estensione di circa **32,2 Ha**.

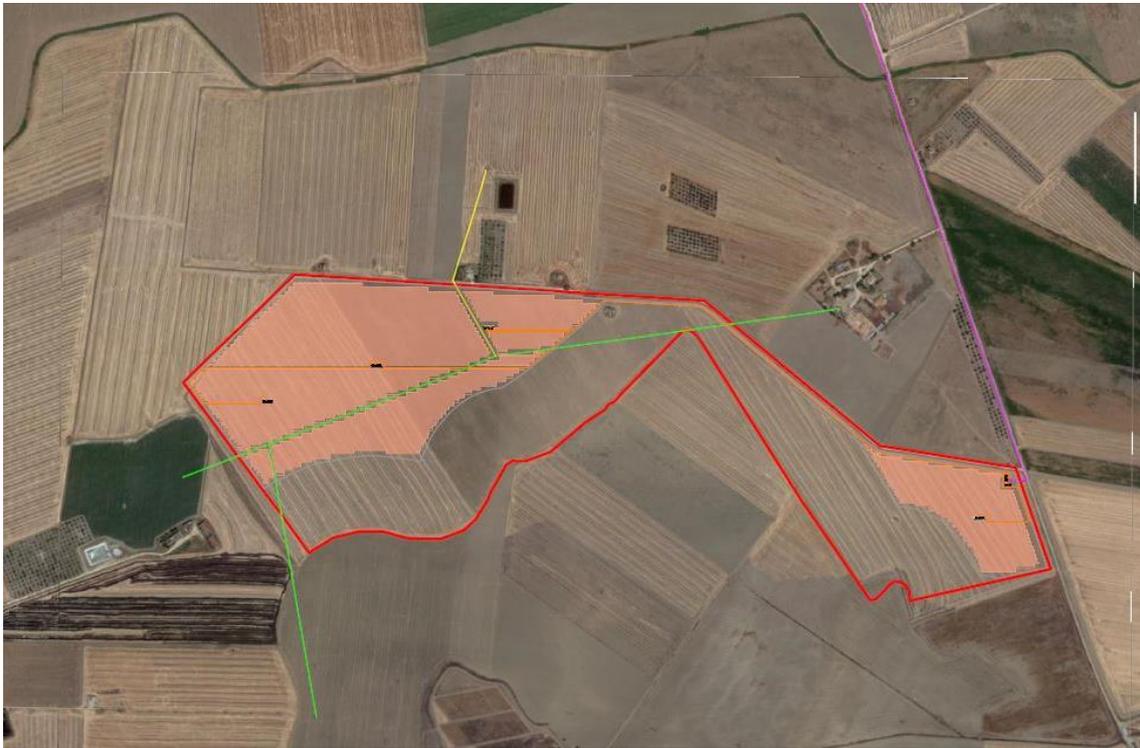


Inquadramento generale

Dal punto di vista morfologico, i lotti sono pianeggianti e su questo saranno disposte le strutture fisse

subverticali distanziate tra loro dall'interasse (pitch) di 8 metri e saranno orientate secondo l'asse Est-Ovest. L'area disponibile risulta essere complessivamente circa **81,7 ha** mentre quella di **impianto è di circa 53,45 ha**; di questi solo **11,38 ha** circa risultano essere occupati dalle strutture fotovoltaiche (**area captante**) determinando sulla superficie complessiva assoggettata all'impianto un'incidenza pari a circa il **21,29%** (13,96% rispetto a quella contrattualizzata). Si specifica altresì che la superficie occupata dalle coltivazioni sarà pari a circa 76,3 ha determinando un'incidenza delle sole coltivazioni pari a circa il 93% del totale contrattualizzato.

Le aree oggetto di studio sono terreni rurali confinanti generalmente con terreni agricoli caratterizzati prevalentemente da colture alternate periodicamente tra foraggio e coltura cerealicola e, nell'area vasta, sono presenti anche degli oliveti.



Localizzazione delle aree di progetto del Plot 1 con in evidenza le superfici interessate dalle strutture tecnologiche.



*Localizzazione delle aree di progetto del Plot 2 con in evidenza
le superfici interessate dalle strutture tecnologiche.*

Il generatore denominato “**Martillo**” ha una potenza totale pari a **30.038,68 kWp (30.000,00 kW in immissione)** e sulla base di tale potenza è stato dimensionato tutto il sistema.

L’impianto è stato suddiviso in **7 sottocampi (n°4 per Plot 1 e n° 3 per Plot 2)**; ognuno fa capo ad un gruppo di conversione e trasformazione, le cui caratteristiche saranno di seguito riportate, e saranno utilizzati **42308 moduli fotovoltaici e 1511 stringhe fotovoltaiche**.

I siti dove risiederà l’impianto agrivoltaico saranno raggiungibili attraverso la viabilità esistente che risulta essere sufficientemente ampia.

L’impianto sarà dotato di viabilità interna e perimetrale, degli accessi carrabili per l’utente, uno spazio carrabile per la fruizione delle cabine di raccolta, locali tecnici e delle Cabine di Conversione e Trasformazione, da recinzione perimetrale e da un sistema di videosorveglianza.

La recinzione perimetrale sarà di tipo metallica in grigliato a maglia rettangolare di ridotte dimensioni, e sarà disposta per una lunghezza totale tra i due lotti di circa 7400 m (Plot 1 circa 4200 m e Plot 2 circa 3200 m); gli elementi verranno fissati al terreno attraverso paletti metallici che la sosterranno. Alla base della recinzione saranno inoltre previsti dei passaggi che consentiranno alla piccola fauna locale di attraversare l’area evitando ogni tipo di barriera.

Inoltre, sarà prevista la realizzazione di una fascia arborea perimetrale realizzata attraverso la piantumazione di specie autoctone (ulivi), lungo i confini della zona di impianto, con l'obiettivo di limitare al minimo la visibilità dello stesso dai rilievi presenti nel territorio e favorendo così il suo inserimento nel contesto paesaggistico locale. Per le ulteriori misure di mitigazione ambientale previste si rimanda allo Studio di Impatto Ambientale.

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 e Geotecnica del Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) – Maggio 2023)

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 Sub-appennino Dauno ai valori minimi prossimi al l.m. delle zone che si raccordano con la piana costiera antistante il Golfo di Manfredonia.

In particolare, procedendo dall'entroterra in direzione del mare, si possono osservare una serie di otto ripiani disposti ad altezze variabili fra le quote 350 e 5 metri s.l.m; ogni ripiano è bordato da una scarpata che corrisponde ad un'antica linea di costa.

Dal punto di vista morfologico la zona interessata dal presente studio si presenta costituita da ampie spianate che immergono verso Est con deboli pendenze, delimitate a N-E dal Promontorio del Gargano, a N-O dai

monti della Daunia e a S-E dal Promontorio della Murgia. I tipi litologici affioranti nella zona di intervento sono rappresentati prevalentemente da terreni di piana alluvionale del pleistocene che conferiscono all'area un andamento piano altimetrico sub pianeggiante, con pendenze che presentano valori attorno al 10%.

Allo stato attuale nell'area d'intervento non si evidenziano significativi segni di erosione, fenomeni gravitativi o fenomeni superficiali di dissesto in atto, presentandosi globalmente stabile.

I terreni direttamente coinvolti dall'impianto e le opere annesse, esclusi i cavidotti, sono riferibili alla Formazione del Sintema dell'Incoronata (RPL1) rappresentato da Depositi Alluvionali costituiti da corpi lenticolari di silt argillosi, di silt e di sabbie fini ai quali sono a luoghi intervallate lenti di sabbie grossolane e/o di microconglomerati. La superficie superiore del sintema è localmente caratterizzata da sottili coperture di limi di color scuro particolarmente ricchi di sostanza organica che testimoniano le ripetute fasi di esondazione o periodi di formazione di aree paludose. A luoghi è possibile osservare alcuni tratti di paleovalvei; la piana alluvionale del T. Cervaro è incisa da un ristretto alveo attuale, che risulta depresso rispetto alla piana medesima, tanto che in questo tratto del corso d'acqua si verificano raramente tracimazioni. Il Subsintema dell'Incoronata (RPL1), insieme al Subsintema di Masseria Torricelli (RPL2) e Subsintema delle Marane La Pidocchiosa - Castello (RPL3) costituiscono il Sintema dei torrenti Carapelle e Cervaro (RPL) che nella sola porzione sudorientale del Foglio sviluppa un'ampia valle fluviale in cui scorre, in un ristretto alveo a luoghi incassato, il T. Cervaro.

Il rivelamento di campagna unito alle indagini eseguite ha confermato i dati rinvenibili in letteratura e cioè la presenza di una sequenza di natura prevalentemente alluvionale formata da limo con argilla con presenza di livelletti limoso-sabbiosi e ghiaia poligenica eterometrica in matrice limo-sabbiosa.

L'analisi delle stratigrafie, ottenute da indagini dirette ed indirette, consente di definire che i terreni in esame, nella loro variabilità granulometrica e nei rapporti geometrici verticali, pur nella tipica eterogeneità, mostrano una sostanziale uniformità che permette di inquadrali nella seguente unità litotecnica:

Unità litotecnica "D": Depositi Alluvionali

da 0.00 a 1.00 m terreno organico e/o di riporto;

da 1.00 a 7.60 m Sabbie e Sabbie Argillose;

da 7.60 a 10.00 m ghiaia poligenica eterometrica in matrice limo-sabbiosa.

Per ciò che concerne la correlazione delle caratteristiche fisico-dinamiche con quelle geologico-tecniche, ricordando che un sismostrato non corrisponde necessariamente ad uno strato litologicamente omogeneo, si può ritenere che:

- Il primo sismostrato è associabile a terreno agrario sabbioso- limoso;
- Il secondo sismostrato è associabile a sabbie e sabbie limose;
- Il substrato rifratore è associabile a ghiaia in matrice limo- sabbiosa.

Dal punto di vista tettonico nell'area si rilevano una serie di faglie dirette incerte che risultano sepolte sotto la coltre alluvionale.

La consultazione di ITHACA – Catalogo delle Faglie Capaci, re- datto dall'ISPRA - Dipartimento per il Servizio Geologico d'Italia evidenzia come l'area di intervento non sia interessata direttamente da fratture ma risenta degli effetti di una faglia primaria, indicata con Fault Code 44100 – Nome: Faglia Foggia – Cerignola (Nord) che scorre poco più ad ovest dell'area d'intervento ed è responsabile della sismicità di Foggia.

Preme in proposito evidenziare che, in relazione alle opere previste ed in virtù delle caratteristiche geologiche, stratigrafiche e geo-morfologiche descritte, oltre che delle caratteristiche geologico-tecniche dei terreni interessati dalle opere così come desumibili da dati di letteratura, è possibile sin d'ora escludere ragionevolmente eventuali interferenze negative delle opere con il quadro geostrutturale locale.

Pertanto, sulla base delle informazioni e dei dati sinora desunti dall'analisi delle condizioni geomorfologiche, geologiche, e geostratigrafiche dei luoghi è possibile affermare che le aree risultano:

- ♣ geomorfologicamente stabili;
- ♣ non interessate da fenomeni erosivi, da frane o da instabilità del suolo o del sottosuolo;
- ♣ caratterizzate dalla presenza di substrati costituiti da litotipi dotati di sufficienti caratteristiche di resistenza geomeccanica.

Dal punto di vista idrografico l'area è compresa nel bacino del Canale Peluso che scorre a sud-sud-est rispetto all'area di impianto. Il canale più prossimo all'area di studio è, invece, il canale Carapelluzzo, affluente in sinistra idraulica del Canale Peluso.

Il corso d'acqua principale che interessa l'intera area, invece, è rappresentato dal Torrente Carapelle, che nasce in Irpinia alle falde del Monte La Forma con il nome di torrente Calaggio, scorre per circa 98 km nel tavoliere delle Puglie prima di sfociare nel golfo di Manfredonia in località Torre Rivoli, presso Zapponeta. Il torrente presenta una lunghezza di circa 98 Km, con Bacino Idrografico di 950 Km² e portata media pari a circa 2,10 m³/s.

Infatti la consultazione della cartografia PAI evidenzia come anche l'area progettuale sia interessata dal

vincolo idraulico con pericolosità che interessa i tre gradi (bassa, media ed alta).

A riguardo è stata eseguita idonea relazione idraulica, a firma di altro progettista, che evidenzia la compatibilità dell'intervento con il vincolo gravante sull'area.

Le condizioni di assetto stratigrafico e strutturale del Tavoliere determinano l'esistenza di una circolazione idrica sotterranea che si esplica su più livelli, all'interno di almeno tre unità acquifere principali situate a differenti profondità.

La successione, dall'alto verso il basso, corrisponde alla seguente:

- 1) acquifero poroso superficiale;
- 2) acquifero poroso profondo;
- 3) acquifero fessurato-carsico profondo.

Dalla consultazione dei dati di alcuni pozzi presenti in zona e censiti nell'archivio nazionale delle indagini del sottosuolo, si sono desunte informazioni sia sulla stratigrafia locale che sulla posizione della falda idrica superficiale: si evince come l'acquifero superficiale sia "dislocato" su vari livelli, a luoghi interconnessi tra loro. Il livello statico è mediamente attestato a circa 25÷30m dal p.c. Sono anche possibili piccoli rinvenimenti idrici a quote molto più superficiali (4÷5m dal p.c.).

Ai fini sismici si tenga conto, nei calcoli di verifica, che il suolo è classificabile come terreno di "Categoria C", con una pendenza topografica media inferiore ai 15°, pertanto riferibile ad una categoria di tipo T1.

Infine i territori dei Comuni di Foggia e Manfredonia ricadono in Zona 2.

5. DESCRIZIONE E CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DEI MODULI

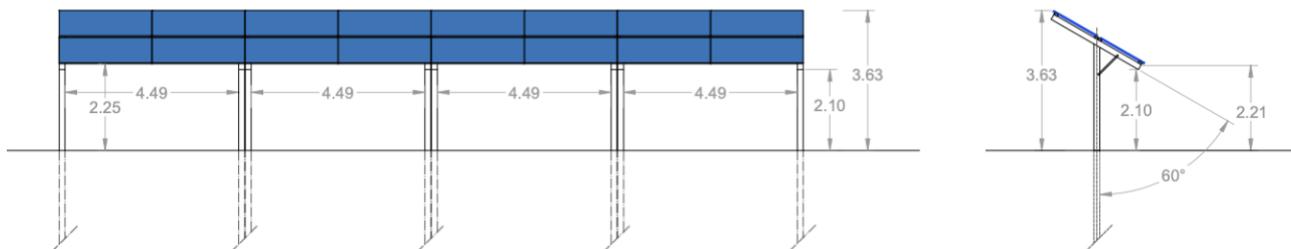
Le strutture di sostegno dei moduli saranno di tipologia fissa sub verticale, costituite da tubolari metallici in acciaio zincato a caldo opportunamente dimensionati e poste orizzontalmente assecondando la giacitura del terreno lungo la direzione EST-OVEST. Ogni struttura sarà costituita da 3 pilastri e 4 moduli fotovoltaici. Tali strutture, considerando un'inclinazione dei pannelli di 30° rispetto al terreno e posti orizzontalmente all'asse della struttura, avranno altezze da terra differenti:

- Plot 1 - altezza minima di circa 2,10 m e un'altezza massima di circa 3,63 m (**struttura A**);
- Plot 2 - altezza minima di circa 1,30 m e un'altezza massima di circa 2,83 m (**struttura B**).

Ad una struttura verticale composta da pali infissi nel terreno opportunamente dimensionati, sarà collegata una struttura orizzontale sulla quale verranno poggiati i moduli fotovoltaici. I sostegni verticali saranno infissi nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche litologiche del suolo.

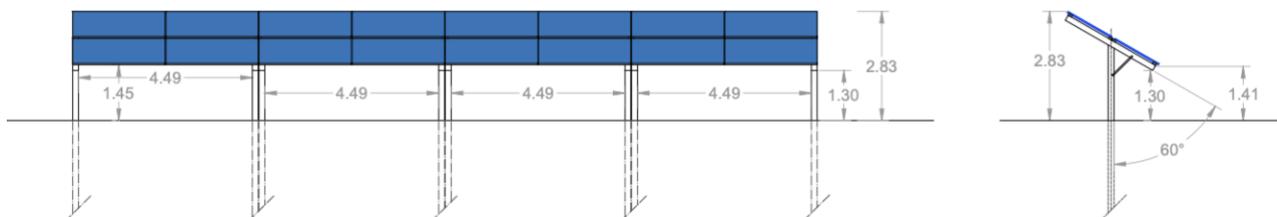
Di seguito il prospetto di 4 strutture affiancate di entrambe le tipologie A e B:

a) STRUTTURA SUB-VERTICALE A – PLOT 1

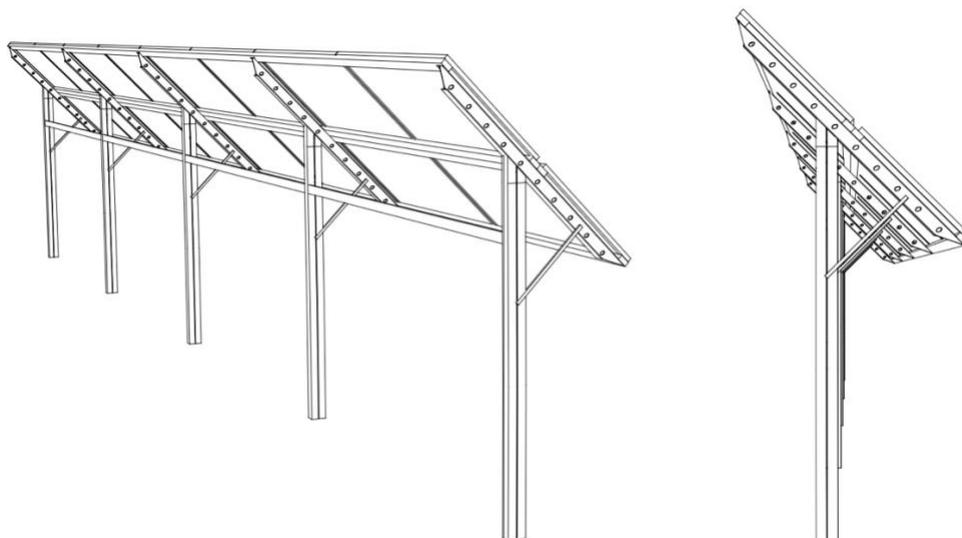


Struttura A: prospetti

b) STRUTTURA SUB-VERTICALE B – PLOT 2



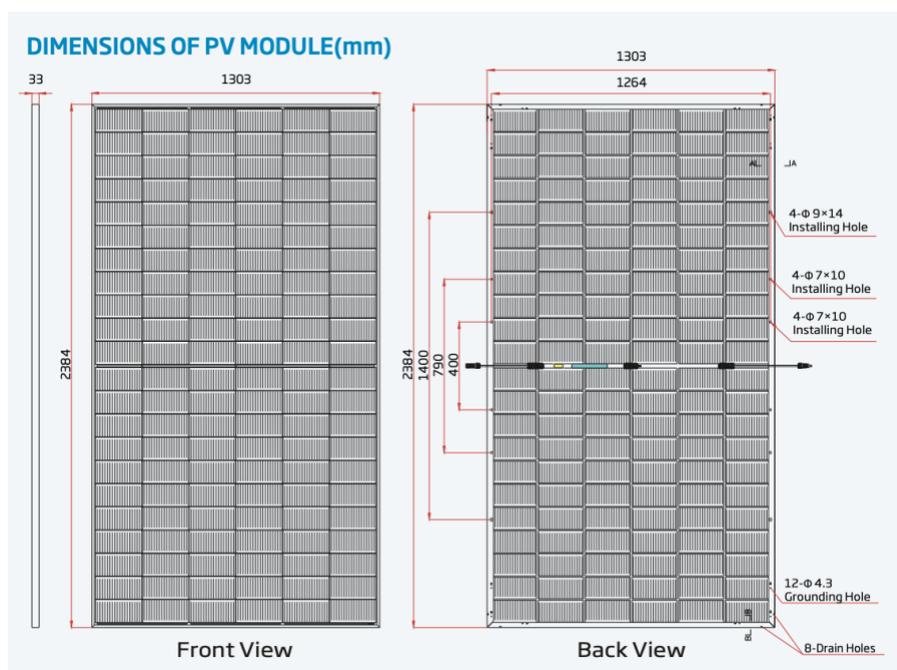
Struttura B: prospetti



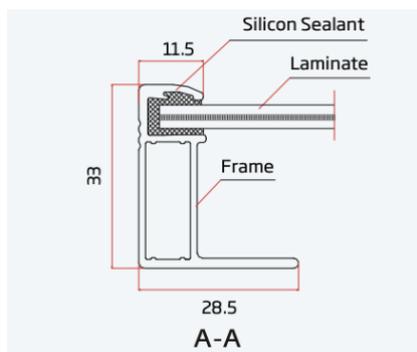
Viste prospettive della struttura

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

I moduli fotovoltaici previsti nel sito di progetto sono i **Vertex N 685-710 W** ed hanno dimensioni di 1303 mm x 2384 mm; questi ultimi sono poggiati su profili e montati sulla struttura lungo il lato corto su due file con una inclinazione fissa di 30° rispetto al terreno.



Dettagli del pannello fotovoltaico



Dettagli del pannello fotovoltaico

Solar Cells	N-type Monocrystalline	Frame	33mm(1.30 inches) Anodized Aluminium Alloy
No. of cells	132 cells	J-Box	IP 68 rated
Module Dimensions	2384×1303×33 mm (93.86×51.30×1.30 inches)	Cables	Photovoltaic Technology Cable 4.0mm ² (0.006 inches ²) Portrait: 350/280 mm(13.78/11.02 inches) Length can be customized
Weight	38.3 kg (84.4 lb)	Connector	MC4 EVQ2 / TS4 PLUS / TS4*
Front Glass	2.0 mm (0.08 inches), High Transmission, AR Coated Heat Strengthened Glass		
Encapsulant material	POE/EVA		
Back Glass	2.0 mm (0.08 inches), Heat Strengthened Glass (White Grid Glass)		

*Please refer to regional datasheet for specified connector.

ELECTRICAL DATA (STC & NOCT)

Testing Condition	STC	NOCT										
Peak Power Watts-P _{MAX} (Wp)*	685	521	690	526	695	530	700	534	705	538	710	542
Power Tolerance-P _{MAX} (W)	5%											
Maximum Power Voltage-V _{MPP} (V)	39.8	37.3	40.1	37.7	40.3	37.8	40.5	38.0	40.7	38.2	40.9	38.4
Maximum Power Current-I _{MPP} (A)	17.19	13.94	17.23	13.96	17.25	14.02	17.29	14.05	17.33	14.08	17.36	14.12
Open Circuit Voltage-V _{OC} (V)	47.7	45.2	47.9	45.4	48.3	45.8	48.6	46.0	48.8	46.2	49.0	46.4
Short Circuit Current-I _{SC} (A)	18.21	14.67	18.25	14.71	18.28	14.73	18.32	14.76	18.36	14.80	18.40	14.83
Module Efficiency η _m (%)	22.1		22.2		22.4		22.5		22.7		22.9	

STC: Irradiance 1000W/m², Cell Temperature 25°C, Air Mass AM1.5. NOCT: Irradiance at 800W/m², Ambient Temperature 20°C, Wind Speed 1m/s. *Measuring tolerance: ±3%.

Electrical characteristics with different power bin (reference to 5% & 10% backside power gain)

Backside Power Gain	5%	10%	5%	10%	5%	10%	5%	10%	5%	10%	5%	10%
Total Equivalent power -P _{MAX} (Wp)	719	754	725	759	730	765	735	770	740	765	746	770
Maximum Power Voltage-V _{MPP} (V)	39.8	39.8	40.1	40.1	40.3	40.3	40.5	40.5	40.7	40.3	40.9	40.5
Maximum Power Current-I _{MPP} (A)	18.05	18.91	18.09	18.95	18.11	18.98	18.15	19.02	18.20	18.98	18.23	19.02
Open Circuit Voltage-V _{OC} (V)	47.7	47.7	47.9	47.9	48.3	48.3	48.6	48.6	48.8	48.3	49.0	48.6
Short Circuit Current-I _{SC} (A)	19.12	20.03	19.16	20.08	19.19	20.11	19.24	20.15	19.28	20.11	19.32	20.15

Power Bifaciality: BD+5%.

TEMPERATURE RATINGS

NOCT (Nominal Operating Cell Temperature)	43°C (±2°C)
Temperature Coefficient of P _{MAX}	-0.30%/°C
Temperature Coefficient of V _{OC}	-0.24%/°C
Temperature Coefficient of I _{SC}	0.04%/°C

MAXIMUM RATINGS

Operational Temperature	-40~+85° C
Maximum System Voltage	1500V DC (IEC) 1500V DC (UL)
Max Series Fuse Rating	35A

WARRANTY

12 year Product Workmanship Warranty
30 year Power Warranty
1% first year degradation
0.40% Annual Power Attenuation

(Please refer to product warranty for details)

PACKAGING CONFIGURATION

Modules per box: 33 pieces
Modules per 40' container: 594 pieces

Dettagli del pannello fotovoltaico

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:

- n.6 cabine di trasformazione da 5000 kVA, dimensioni 2,5 x 12,2 x 3 m;
- n.1 cabina di trasformazione da 3150 kVA, dimensioni 2,5 x 12,2 x 3 m;
- n. 2 cabina di raccolta del tipo container, di dimensioni 2,5 x 12,2 x 3 m;

- d. n. 7 cabine dei servizi ausiliari, dimensioni 2,5 x 3,28 x 2,66 m;
- e. n. 10 locali tecnici utente di dimensioni 2,5 x 12,2 x 3 m;
- f. n. 1 locale MT utente previsto all'interno della SSE di Utenza 22,90 x 4,60 x 3,80 m.

Tutto l'impianto sarà delimitato da una recinzione metallica in grigliato a maglia rettangolare di ridotte dimensione, alta circa 2,5 m per una lunghezza totale tra i due lotti pari a circa 7400 m, infissa al suolo tramite vite filettate e rialzata dal suolo di circa quindici centimetri per consentire il passaggio della fauna locale.

6.1 Container 40' High Cube (a, b, c, e)

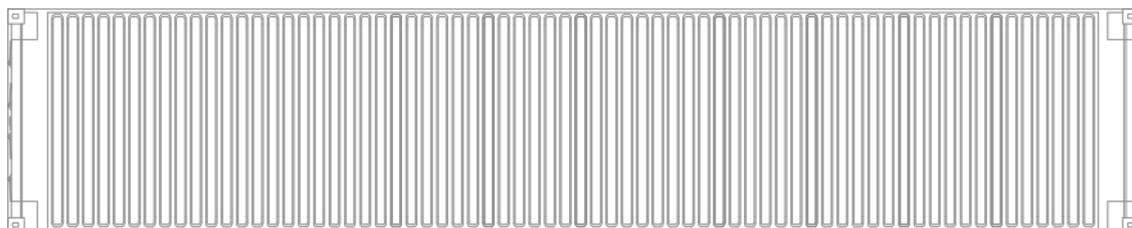
La cabina avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 2,438 m

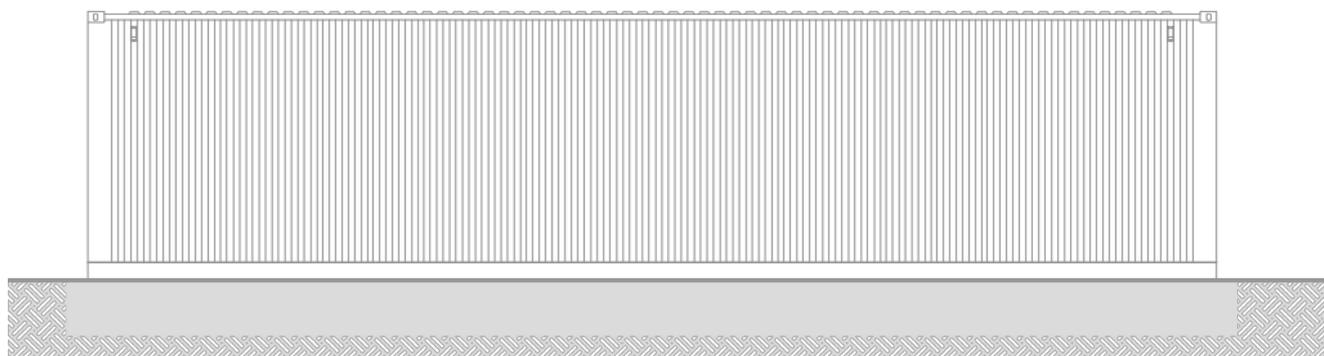
Lunghezza: 12,192 m

Altezza: 2,896 m

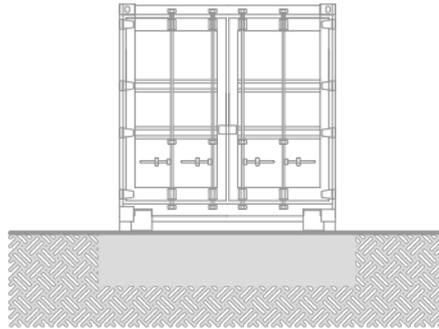
Superficie complessiva: 29,63 m²



Pianta copertura del container



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

6.1 Cabine ausiliarie (d) (della tipologia Cep o similare)

I box prefabbricati CEP, destinati a cabine elettriche di trasformazione per Enti distributori e per utenti privati, sono identificati come monoblocchi tridimensionali prefabbricati a unico getto in conglomerato cementizio armato vibrato.

la struttura dei box è realizzata utilizzando un calcestruzzo Rck 400 Kg/cm² – C 32/40, confezionato in stabilimento mediante centrale di betonaggio automatica e additivato con idonei fluidificanti e impermeabilizzanti; ciò permette di ottenere adeguata protezione contro le infiltrazioni d'acqua per capillarità e protezione dall'esterno. L'armatura è realizzata con rete elettrosaldata a doppia maglia, irrigidita agli angoli dalle barre a doppio T, onde conferire al manufatto una struttura monolitica e gabbia equipotenziale di terra omogenea su tutta la struttura (gabbia di Faraday).

I box sono rifiniti sia internamente che esternamente con pitture murali plastiche idrorepellenti costituite da resine sintetiche p, polvere di quarzo, ossidi e coloranti additivi al fine di assicurarne la resistenza agli agenti atmosferici.

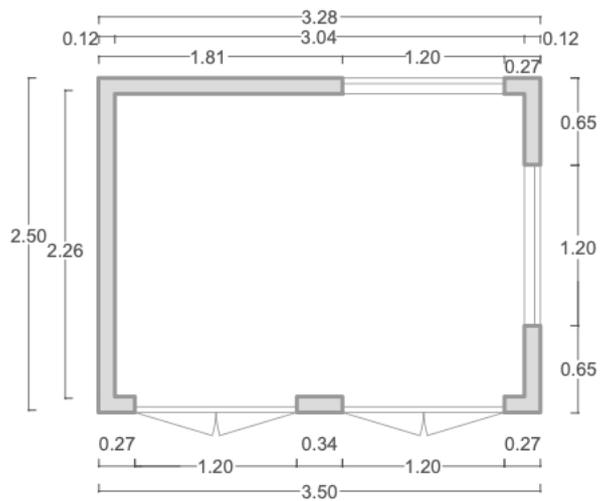
La cabina avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 2,50 m

Lunghezza: 3,28 m

Altezza: 2,66 m

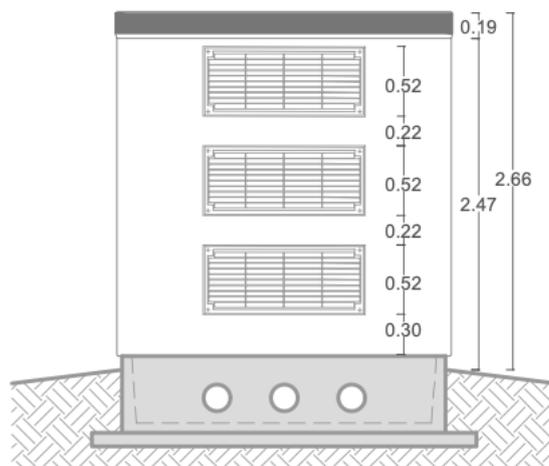
Superficie complessiva: 8,13 m²



Pianta della cabina



Prospetto longitudinale



Prospetto trasversale

6.2 Locale MT Utente (f)

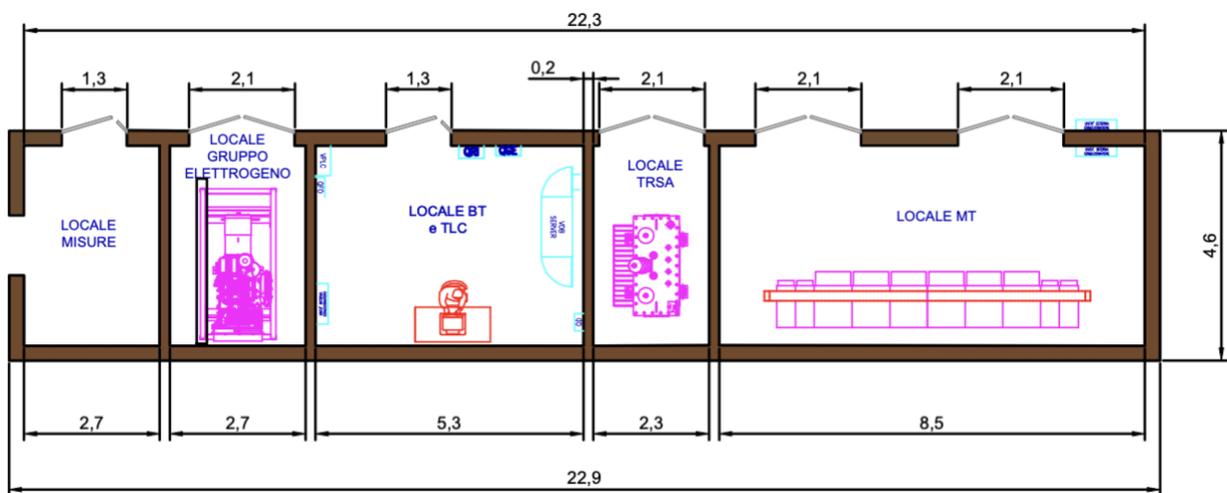
Il locale avrà le seguenti dimensioni:

Larghezza: 4,60 m

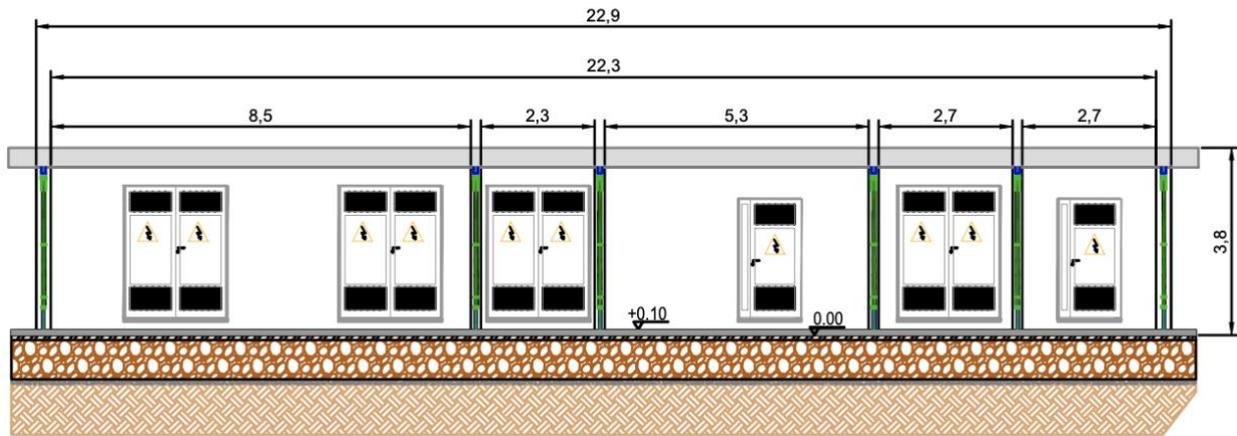
Lunghezza: 22,90 m

Altezza: 3,80 m

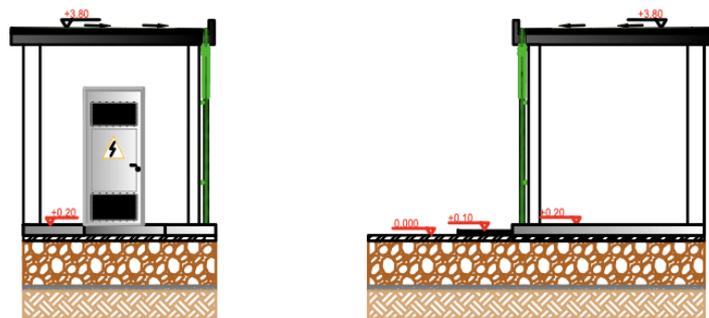
Superficie complessiva: 105,3 m²



Pianta del locale



Prospetto longitudinale del locale



Prospetti trasversali del locale

7 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:

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

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:

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

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 VN 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 VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso CU 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, T1, 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:

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

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 di sotto 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;

G₁ carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G₂ 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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{\gamma} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_Y \cdot s_Y \cdot d_Y \cdot i_Y \cdot g_Y \cdot b_Y \cdot z_Y \cdot c_Y$$

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

z_c, z_q, z_Y = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

c_Y = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

8. 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.= $78,5 \text{ kN/m}^3$; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);
- 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/m^3);
- 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/m^3);
- 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/m^3);
- 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/m^3);
- 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.= $78,5 \text{ kN/m}^3$; $G=84000 \text{ N/mm}^2$);

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

9.1 Regolarità delle strutture e fattore di struttura

Il fattore di struttura da adottare per il calcolo è quello associato alle strutture intelaiate in acciaio ($q= 1,5$) 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.

9.2 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	Y_{0j}	Y_{1j}	Y_{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.I 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.I.

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:

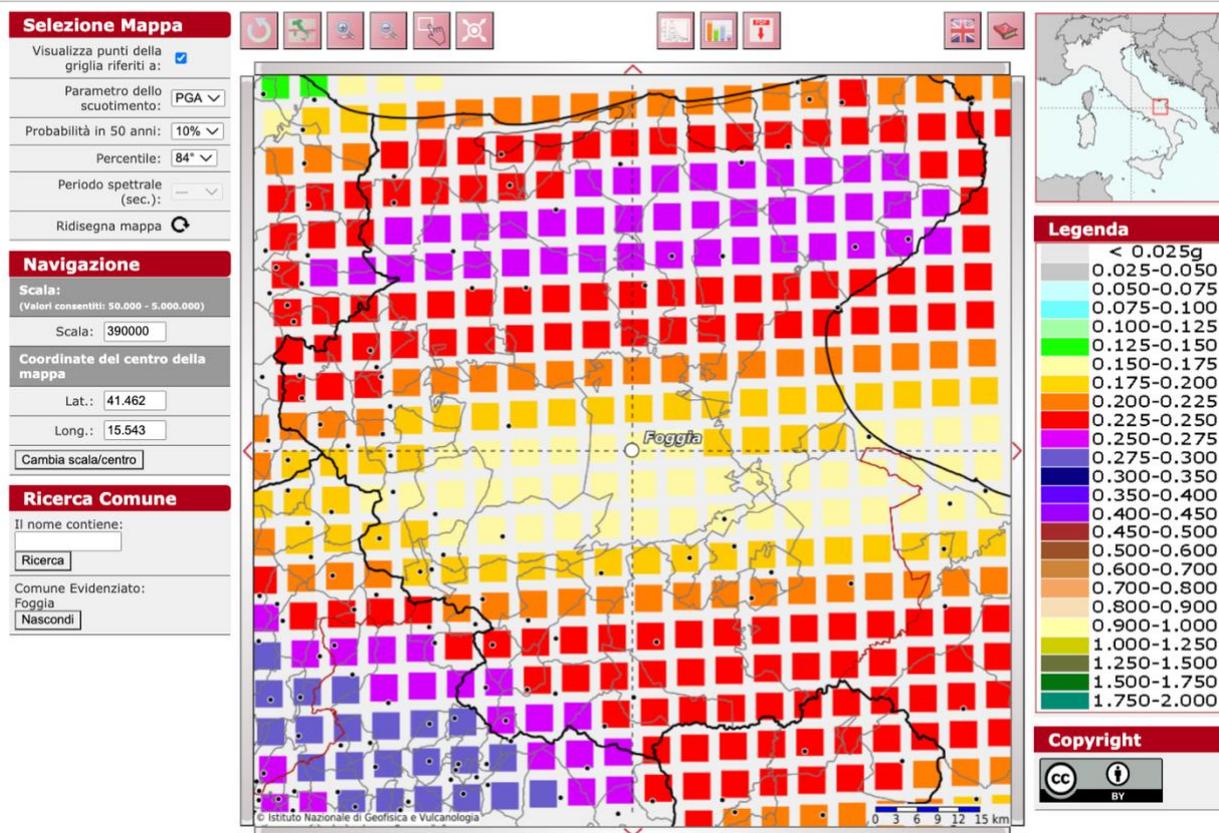
- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);*
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).*

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;*

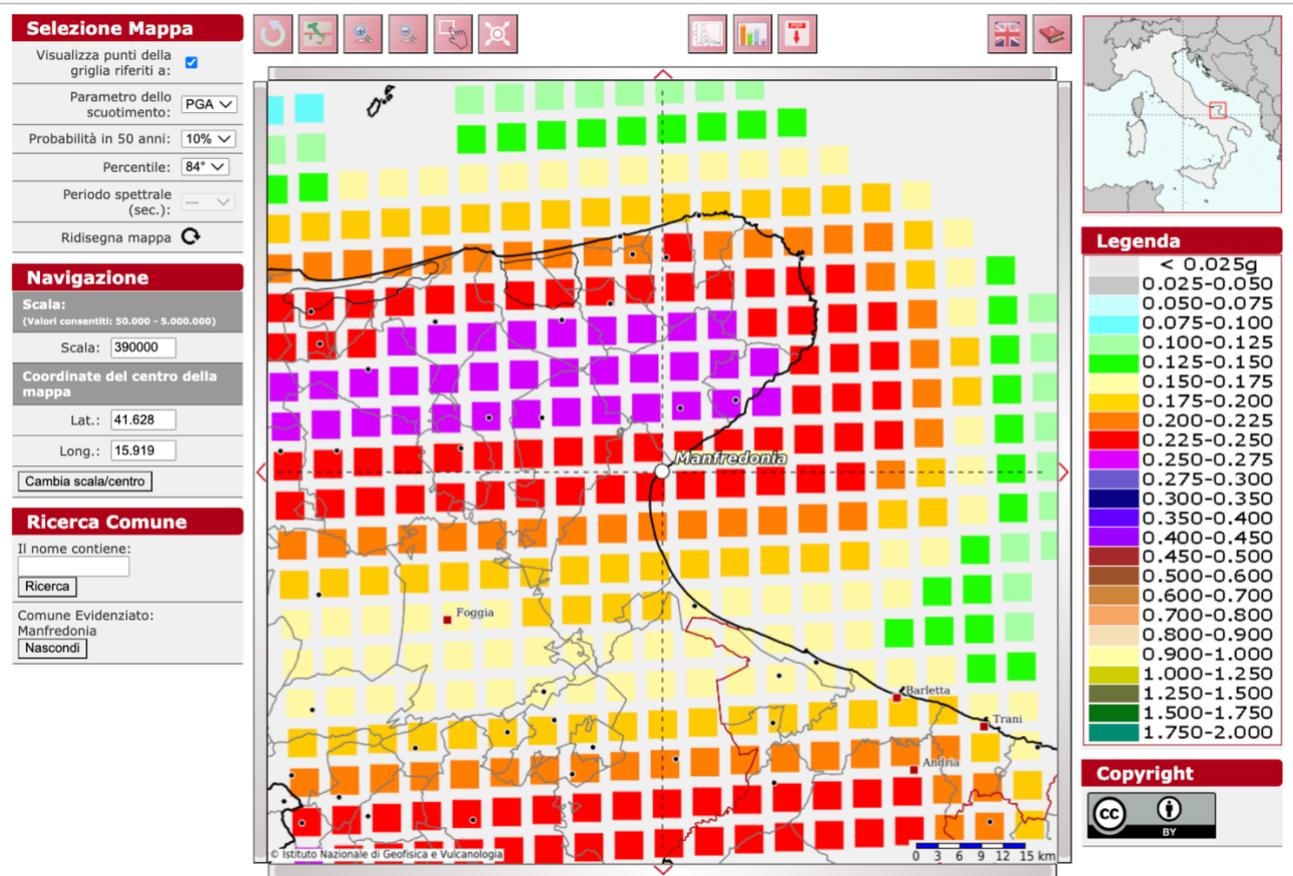
- accelerogramma

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento - Foggia

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Parametri di pericolosità sismica del sito di intervento - Manfredonia

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 .

9.3 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 secondo categoria di appartenenza —
* 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 saranno 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.

9.4 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 incoerente 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.

9.5 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.

9.6 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.

9.7 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.

Nel modello si terranno in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

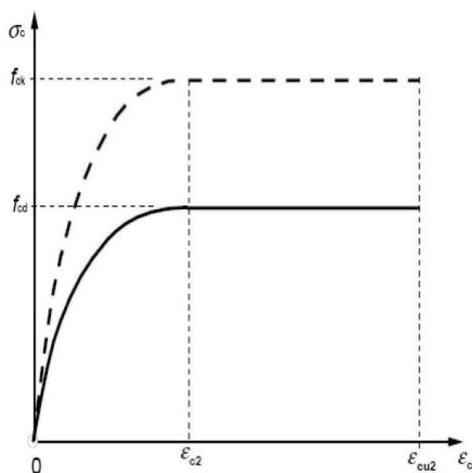
Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche saranno ottenute sia con da analisi statiche equivalenti che con da analisi dinamiche modali.

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

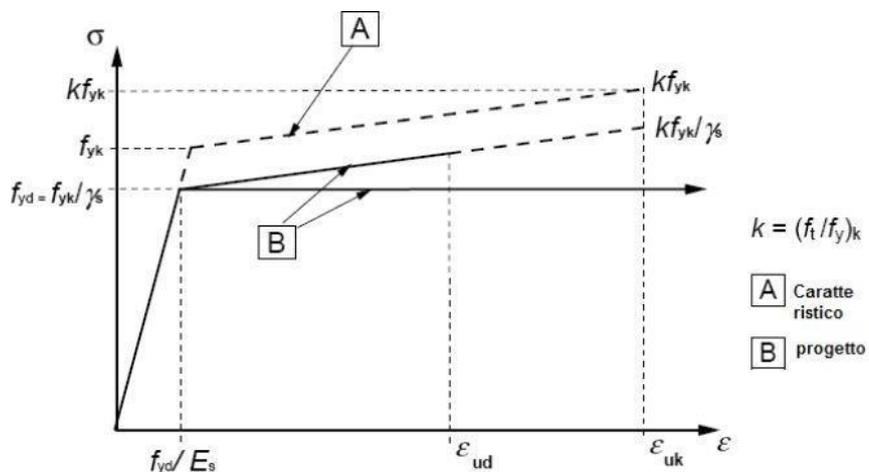
(con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

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.

9.8 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_k 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_{2j} 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.

9.9 Azioni Agenti Sulle Fondazioni

Per la valutazione preliminare delle azioni di progetto (E_d) in fondazione saranno 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

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 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 $T_1=0,17s$*

9.10 Parametri sismici

L'Ordinanza n. 3274/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri ripresa e completata con la OPCM n. 3519/2006, integrata con le NTC 2008 e le NTC 2018 ha introdotto la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, che ci adegua allo standard europeo (Eurocodice 8).

Infatti nel caso in cui si ha contezza delle condizioni stratigrafiche e delle proprietà dei terreni, 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 , ottenuti mediante specifiche prove.

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:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

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 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 di seguito

rappresentate:

<i>Categoria</i>	<i>Descrizione</i>
<i>A</i>	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.
<i>B</i>	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.
<i>C</i>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente 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.
<i>D</i>	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.
<i>E</i>	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 qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

(stralcio della relazione Geologica e Geotecnica del Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) - Maggio 2023)

“La velocità media di propagazione potrà essere assunta mediamente di **300 m/s**, entro 30 m di profondità delle onde di taglio (VS,eq) per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$, dello strato iesimo, per un totale di N strati presente nei 30 m superiori; sulla base del valore VS,eq avendo considerato l’insieme delle indagini effettuate durante la campagna geognostica, considerando in modo cautelativo i risultati peggiori riscontrati, non considerando l’aumento delle caratteristiche geotecniche dei terreni con la profondità, si ipotizza un sottosuolo riferibile alla **categoria “C”**.

Le condizioni topografiche del sito che si colloca su un’area perfettamente pianeggiante con inclinazione media $i < 15^\circ$ (max 2°), sono riferibili alla categoria **“T1”**, per cui il coefficiente di amplificazione topografica (ST) è pari a 1,0 (valori massimi del coefficiente tab. 3.2. III Norme Tecniche per le Costruzioni 2018).

CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA	
Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento
T ₁	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T ₂	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T ₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T ₄	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

VALORI MASSIMI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA		
Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T ₁	-	1,0
T ₂	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T ₃	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T ₄	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

”

La pericolosità sismica di un territorio va intesa come la stima dello scuotimento del suolo previsto in un certo sito durante un certo periodo di tempo a causa dei terremoti.

La progettazione di strutture in zona sismica, a parità di criteri progettuali e metodi di verifica, assume, per una stessa costruzione, una forte differenziazione a seconda del sito dove viene edificata. Appare evidente infatti che la progettazione sia influenzata in maniera determinante dalla probabilità che ha il sito, in un determinato periodo di tempo, di essere soggetto ad eventi sismici di una certa magnitudo. Per poter eseguire una corretta progettazione strutturale è allora necessario conoscere questo livello di pericolosità sismica della zona dove si andrà ad edificare la struttura. Operativamente le informazioni che quantificano le probabilità che i terremoti di una certa magnitudo, con specifico periodo di ritorno, colpiscano le varie zone di un territorio, costituiscono la classificazione sismica. Per essa si intende appunto una suddivisione del territorio nazionale in zone alle quali vengono attribuiti valori differenziali del grado di sismicità, atti a definire il livello di rischio sismico per le costruzioni che in esse sono edificate. Per questo motivo la classificazione sismica viene anche chiamata mappa della pericolosità sismica.

In Italia la normativa in merito è stata aggiornata con l'Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

L'aspetto di maggiore rilievo introdotto dall'Ordinanza 3274 è costituito senza dubbio dai nuovi criteri di classificazione sismica del territorio nazionale, necessari proprio per coprire questa grave lacuna lasciata irrisolta dalla normativa precedente. L'Ordinanza suddivide a tal fine l'intero territorio nazionale in quattro zone di sismicità, individuate in base a valori decrescenti di "accelerazioni massime" al suolo (Figura 1).

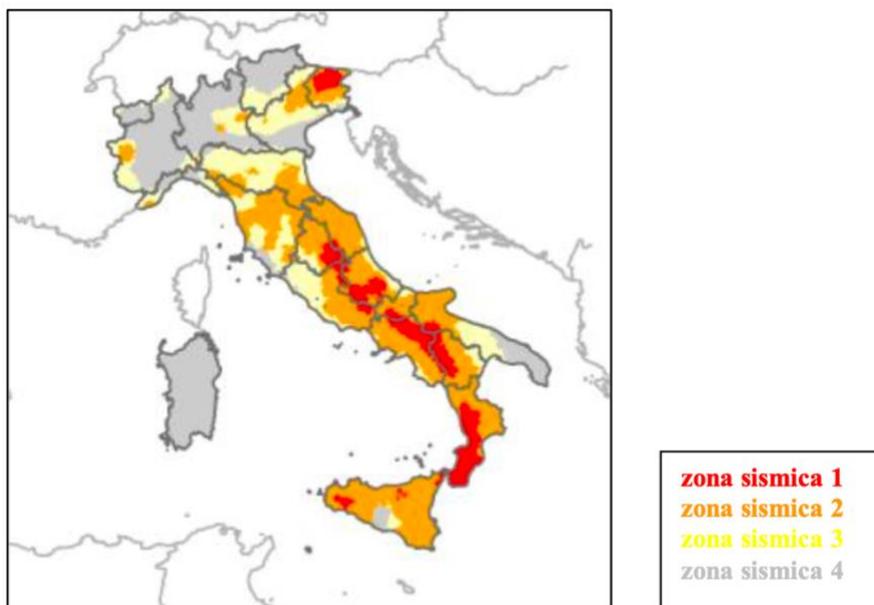


Figura 1

Per queste zone le norme indicano quattro valori di accelerazioni orizzontali (a_g/g) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico. In particolare ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo la tabella seguente:

Zona Sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 – 0,25	0,25
3	0,05 – 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

L'assegnazione di un territorio ad una delle quattro zone suddette avviene mediante le valutazioni di a_g (con

tolleranza 0,025g) rappresentate in termini di curve di livello con passo 0,025g.

L'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azione sismica, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni. L'obiettivo fondamentale della norma è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi della Protezione Civile. Rispetto alla normativa nazionale precedente, basata su concetti di carattere convenzionale e puramente prescrittivi, l'Ordinanza 3274 punta a favore di una impostazione esplicitamente prestazionale, nella quale gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati, ed i metodi utilizzati allo scopo (procedure di analisi strutturale e di dimensionamento degli elementi) vengono singolarmente giustificati. A tal fine, novità di assoluto rilievo, è l'adozione di un solo e unico metodo per le procedure di calcolo e verifica strutturale, il "metodo agli stati limite", con il conseguente abbandono definitivo del "metodo delle tensioni ammissibili".

(stralcio della relazione Geologico e Geotecnica del Dott.ssa Geol. Giovanna Amedei, Rodi Garganico (FG) – Maggio 2023)

“La Regione Puglia, con D.G.R. n. 153 dell'02/03/2004, ha provveduto all'aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della Puglia dalla quale si rileva che i Comuni di Manfredonia e Foggia rientrano in **zona 2** come da tabella che segue:

Codice ISTAT 2001	Classificazione 2003	PGA (g)	I
071024 Foggia 071029 Manfredonia	Zona 2	0.25 g	8,7 MCS

10. ANALISI DEI CARICHI STRUTTURE

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.

10.1 Localizzazione dell'intervento

Provincia: FOGGIA

Regione: PUGLIA

Coordinate GPS:

- **PLOT 1:** Latitudine : 41°25'4.8"N
Longitudine: 15°45'25.92"E
Altitudine s.l.m.: 29 m
- **PLOT 2:** Latitudine : 41°27'14.4"N
Longitudine: 15°44'8.16"E
Altitudine s.l.m.: 25 m

10.2 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.

10.2.1 Carichi permanenti G

Nel modello di calcolo i carichi permanenti 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.

10.2.2 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 la struttura 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..

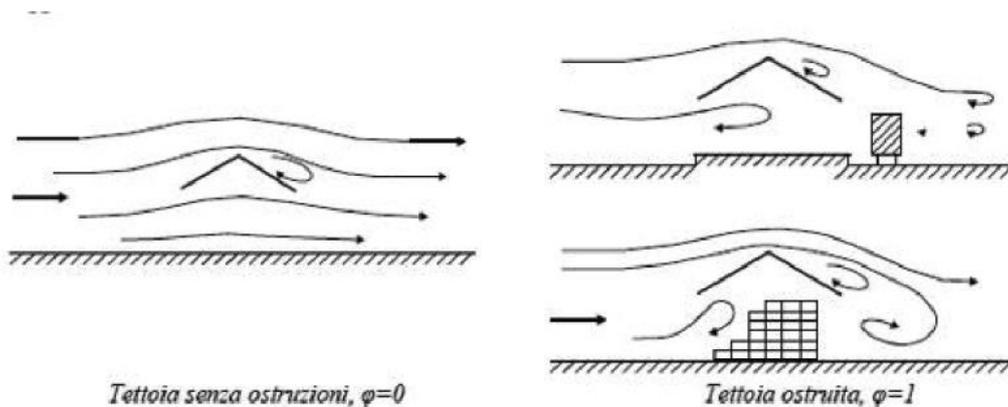
Al paragrafo C3.3.8.2, vengono forniti i criteri per valutare le azioni globali del vento sulle coperture in cui lo spazio sottostante non sia delimitato in maniera permanente da pareti. In tale paragrafo l'azione del vento sulle tettoie è schematizzata attraverso forze F risultanti dal campo di pressioni 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 $\Phi=1$.

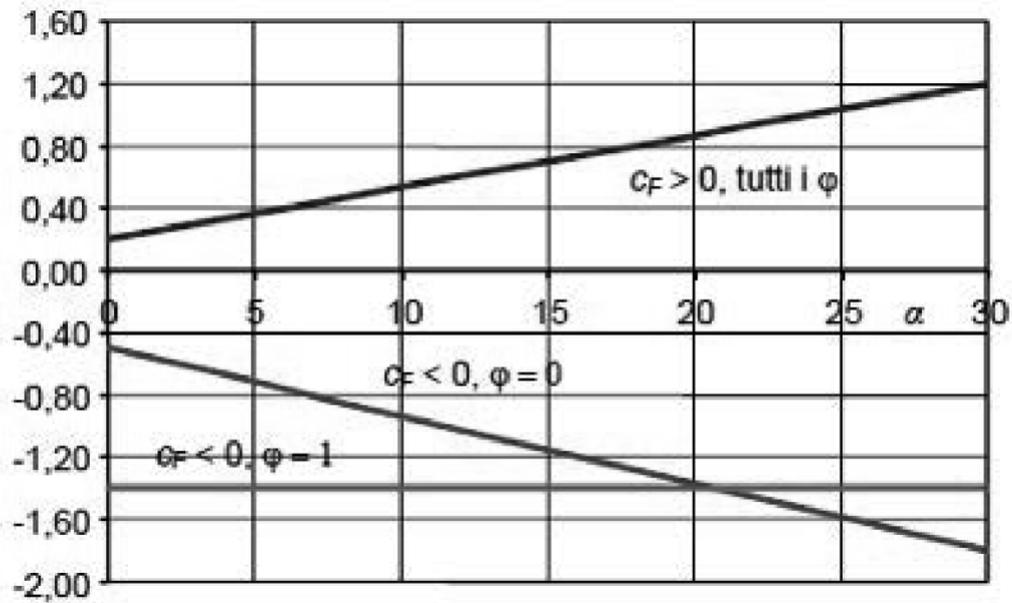


Figura C3.3.21 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda

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

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

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:

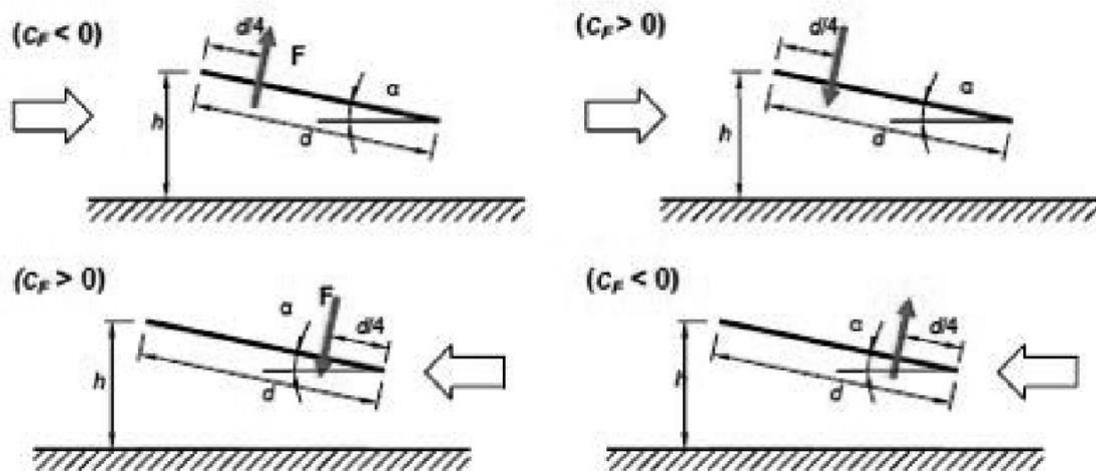


Figura C3.3.22 - Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza

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

Zona vento = 3

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

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

Altitudine del sito, $A_s = 29$ m

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,..)]

Esposizione: Cat. II – costa entro 30 Km dal mare

($K_r = 0,19$; $Z_0 = 0,05$ m; $Z_{min} = 4$ m)

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,801$ (per entrambe le strutture A e B)

Strutture A e B

per $\alpha = 30,0^\circ$ e $V_b = 27$ m/s si ha:

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

$$q_p = 45,6 \text{ daN/m}^2 * 1,801 = 82,1 \text{ daN/m}^2$$

le forze concentrate F saranno pari a:

$$F_1(c_f < 0, \Phi=0) = 82,1 \text{ daN/m}^2 * 12,43 \text{ m}^2 * (-1,8) = -1837 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = -0,5 - 1,3 * 30/30 = -1,8$$

e

$$F_2(c_f > 0, \text{tutti i } \Phi) = 82,1 \text{ daN/m}^2 * 12,43 \text{ m}^2 * (1,2) = 1224,6 \text{ daN}$$

$$\text{con } c_f = +0,2 + 30/30 = 1,2$$

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

$$f_1 = -1837 \text{ daN} / 3 = -612,4 \text{ daN}$$

$$f_2 = 1224,6 \text{ daN} / 3 = 408,2 \text{ daN}$$

10.2.3 Calcolo delle azioni da neve per strutture A e B

Il carico statico viene determinato in base alla seguente espressione:

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

dove:

μ_i è il coefficiente di forma sulla copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno T_r di 50 anni;

Ce è il coefficiente di esposizione;

Ct è il coefficiente termico.

Carico da neve per $\alpha = 30,0^\circ$

Zona Neve = II

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

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 100 \text{ daN/m}^2$

Ct = 1

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 30,0^\circ$

$\mu_i = 0,8 \Rightarrow q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t = 72 \text{ daN/m}^2$

10.3 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):

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	0,171 g
F_o	2,614
T_C^*	0,450 s
S_S	1,433
C_C	1,367
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,433
η	0,417
T_B	0,205 s
T_C	0,615 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)

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

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

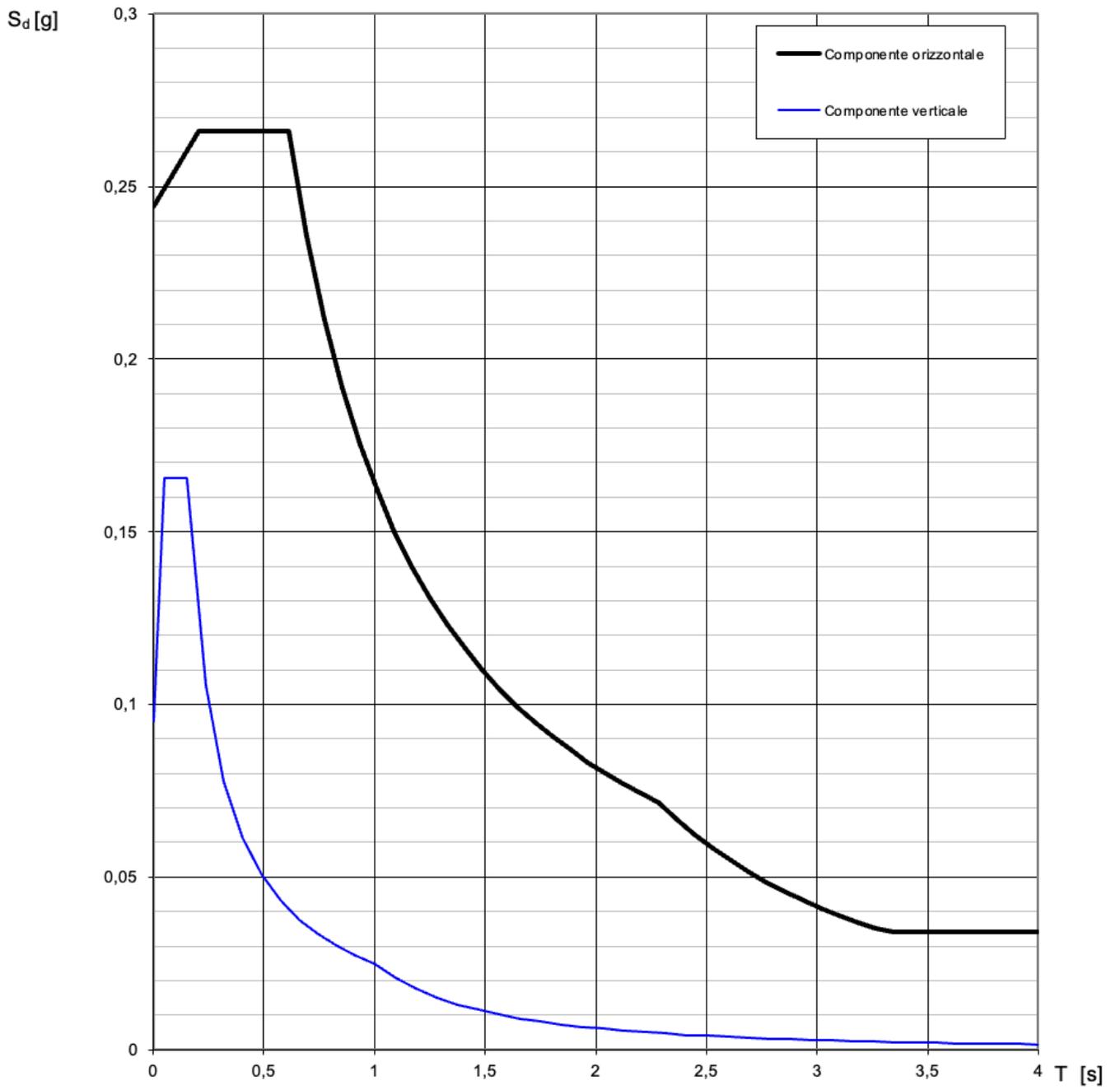
$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

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	0,244
T_B ←	0,205	0,266
T_C ←	0,615	0,266
	0,694	0,236
	0,773	0,211
	0,853	0,192
	0,932	0,175
	1,012	0,162
	1,091	0,150
	1,170	0,140
	1,250	0,131
	1,329	0,123
	1,409	0,116
	1,488	0,110
	1,567	0,104
	1,647	0,099
	1,726	0,095
	1,806	0,091
	1,885	0,087
	1,965	0,083
	2,044	0,080
	2,123	0,077
	2,203	0,074
T_D ←	2,282	0,072
	2,364	0,067
	2,446	0,062
	2,528	0,058
	2,609	0,055
	2,691	0,052
	2,773	0,049
	2,855	0,046
	2,937	0,043
	3,018	0,041
	3,100	0,039
	3,182	0,037
	3,264	0,035
	3,346	0,034
	3,427	0,034
	3,509	0,034
	3,591	0,034
	3,673	0,034
	3,755	0,034
	3,836	0,034
	3,918	0,034
	4,000	0,034



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0,257 g
F_d^*	2,440
T_C	0,342 s
S_S	1,324
C_C	1,496
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,324
η	0,417
T_B	0,170 s
T_C	0,511 s
T_D	2,628 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$\quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B$$

$$T_B \leq T < T_C$$

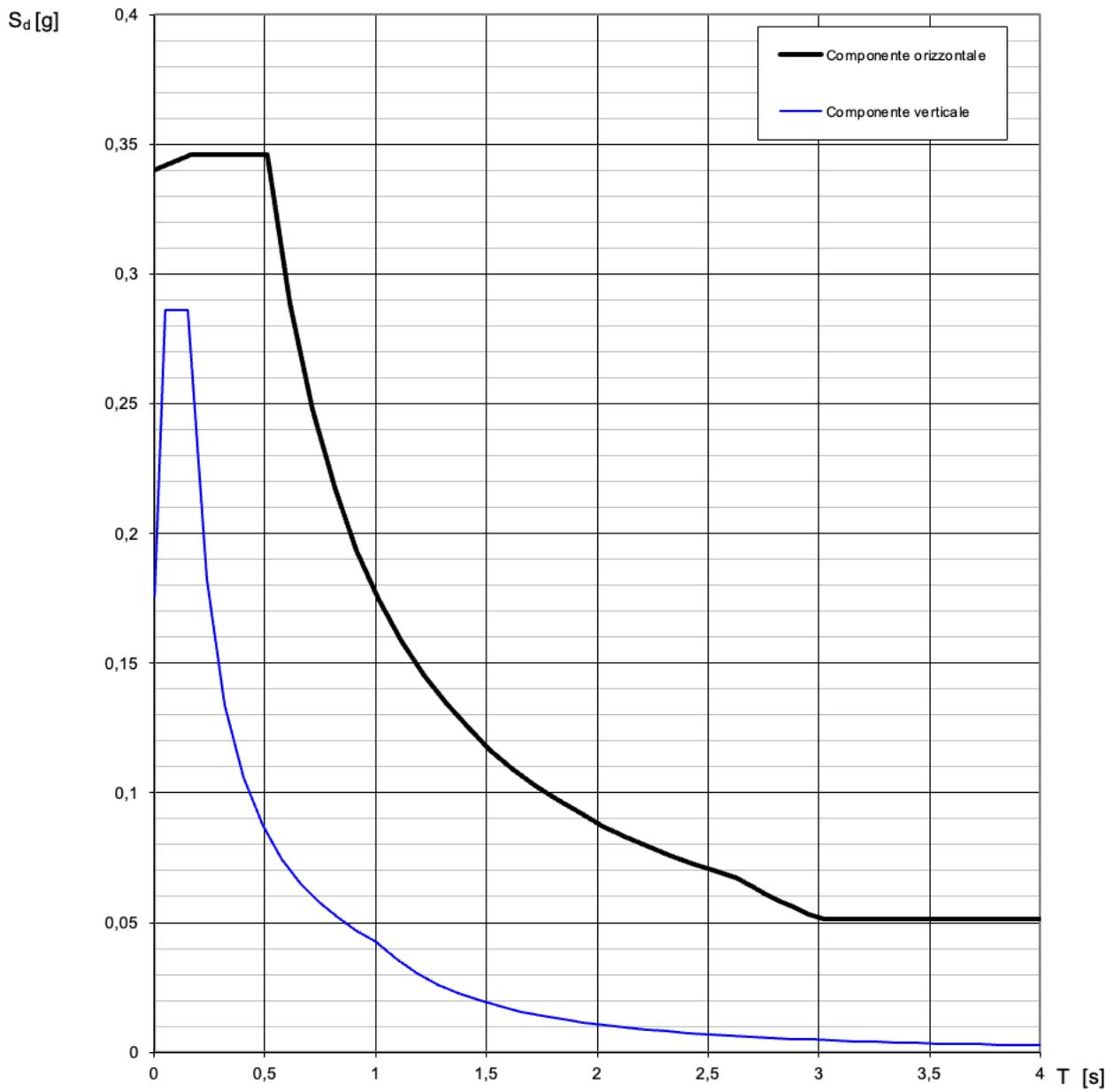
$$T_C \leq T < T_D$$

$$T_D \leq T$$

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	0,346
T_C	0,511	0,346
	0,612	0,289
	0,713	0,248
	0,814	0,217
	0,915	0,193
	1,015	0,174
	1,116	0,159
	1,217	0,145
	1,318	0,134
	1,419	0,125
	1,519	0,116
	1,620	0,109
	1,721	0,103
	1,822	0,097
	1,923	0,092
	2,023	0,087
	2,124	0,083
	2,225	0,080
	2,326	0,076
	2,427	0,073
	2,528	0,070
T_D	2,628	0,067
	2,694	0,064
	2,759	0,061
	2,824	0,058
	2,890	0,056
	2,955	0,053
	3,020	0,051
	3,086	0,051
	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



CONCLUSIONI

Rinviando alla progettazione definitiva la verifica strutturale secondo i dettami delle NTC2018 e vista la natura dell'opera, le azioni significative per il dimensionamento delle strutture di sostegno sono rappresentate dalla distribuzione dei carichi derivanti dalle azioni del vento. Altre azioni minori e certamente non dimensionanti, sono rappresentate dal peso proprio delle strutture, dalla neve 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, 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, recinzione, si rimandano alla fase di progettazione definitiva le verifiche della sicurezza strutturale delle relative fondazioni su piastra e le verifiche geotecniche dei pali infissi.

Catania, Ottobre 2023

Il tecnico

Arch. Luca Antonio Tringali