



REGIONE PUGLIA



COMUNE di FOGGIA



PROVINCIA di FOGGIA



COMUNE di MANFREDONIA



<p>Proponente</p>	 <p>OPDENERGY TAVOLIERE 2 S.R.L. Sede: Rotonda Giuseppe Antonio Torri, n. 9 - 40127 Bologna (BO) Pec: opdenenergy.tavoliere2@legalmail.it P.IVA: 12206080019</p>						
<p>Progettazione Generale Elettrica e Coordinamento</p>	 <p>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128 71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072 Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net</p>	<p>Studio Agronomico</p>	<p>Studio Tecnico Agrario Dott. Agr. Marcello Martino Viale Europa, 42 - 71122 Foggia Tel./Fax 0881.632008 Cell. 337.938268 E-Mail: marcello.martino@tiscali.it</p>				
<p>Studio Paesaggistico e Ambientale</p>	 <p>VEGA sas LANDSCAPE ECOLOGY & URBAN PLANNING <small>Via dell'Industria, 48 - 71121 Foggia - Tel. 0881.756251 - Fax 1784412324 mail: info@studiovega.org - website: www.studiovega.org</small></p> <p>Arch. Antonio Demaio Tel. 0881.756251 Fax 1784412324 E-Mail: sit.vega@gmail.com</p>	<p>Studio Geologico e Geotecnico</p>	<p>Dott. Nazario Di Lella Tel./Fax 0882.991704 cell. 328 3250902 E-Mail: geol.dilella@gmail.com</p>				
<p>Studio Acustico</p>	<p>STUDIO FALCONE Ingegneria</p> <p>Ing. Antonio Falcone Tel. 0884.534378 Fax. 0884.534378 E-Mail: antonio.falcone@studiofalcone.eu</p>	<p>Studio Strutturale</p>	 <p>STM TECHNICAL SOLUTIONS <small>STRUTTURE - SISTEMI - SISTEMI DI SICUREZZA - ARRETRATI E LUCE</small></p> <p>Ing. Tommaso Monaco Tel. 0885.429850 Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it</p> 				
<p>Studio Archeologico</p>	 <p>ARCHEO LOGICA srl</p> <p>Dott. Vincenzo Ficco Tel. 0881.750334 E-Mail: info@archeologicasrl.com</p>	<p>Studio Naturalistico</p>	<p>Dott. Forestale Luigi Lupo Corso Roma, 110 71121 Foggia E-Mail: luigilupo@libero.it</p>				
<p>Studio Acustico</p>	 <p>STUDIO PROGETTAZIONE ACUSTICA</p> <p>Arch. Marianna Denora Via Savona, 3 - 70022 Altamura (BA) Tel. Fax 080 3147468 Cell. 331 5600322 E-Mail: info@studioprogettazioneacustica.it</p>	<p>Studio Idraulico</p>	<p>Studio di Ingegneria Dott.sa Ing. Antonella Laura Giordano Viale degli Aviatori, 73 - 71121 Foggia (Fg) Tel./Fax 0881.070126 Cell. 346.6330966 E-Mail: lauragiordano.ing@gmail.com</p>				
<p>Opera</p>	<p>Progetto definitivo per la realizzazione dell'Impianto agro-fotovoltaico "TAVOLIERE 2" integrato con potenza di picco pari a 37,362MWp e potenza ai fini della connessione pari a 30MW sito nel comune di FOGGIA, alle località "Posta de Piede - Vigna Croce" nonché delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto nel Comune di Manfredonia (FG).</p>						
<p>Oggetto</p>	<p>Folder: LE6F5X5_CalcoliPreliminari</p>	<p>Sez. F</p>		<p>Nome Elaborato: LE6F5X5_CalcoliPrelStrutture_03pdf</p>		<p>Codice Elaborato: F03</p>	
<p>Descrizione Elaborato: Relazione di verifica al ribaltamento sotto l'azione del vento delle strutture a sostegno dei pannelli fotovoltaici</p>							
<p>00</p>	<p>Novembre 2021</p>	<p>Emissione progetto definitivo</p>	<p>Ing. T. Monaco</p>	<p>Ing. Mezzina</p>	<p>OPDE TAVOLIERE 2 s.r.l.</p>		
<p>Rev.</p>	<p>Data</p>	<p>Oggetto della revisione</p>	<p>Elaborazione</p>	<p>Verifica</p>	<p>Approvazione</p>		
<p>Formato:</p>	<p>Scala:</p>	<p>Codice Pratica LE6F5X5</p>	<p>Codice Pratica TERNA</p>		<p>201900197</p>		

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3	ASPETTI GEOTECNICI	2
4	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRACKER	3
5	DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI SUPPORTO	5
6	AZIONI AGENTI.....	8
6.1	AZIONE SISMICA	8
6.1.1	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	8
6.1.2	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE.....	10
6.1.3	FATTORE DI STRUTTURA	10
6.1.4	COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE.....	12
6.1.5	PARAMETRI AZIONE SISMICA	12
6.2	AZIONE DEL VENTO	14
6.2.1	VELOCITÀ DI RIFERIMENTO	14
6.2.2	PRESSIONE DEL VENTO	15
6.2.3	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.....	15
6.2.4	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	15
6.2.5	COEFFICIENTE DINAMICO.....	17
6.2.6	COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)	17
6.3	AZIONE NEVE.....	19
6.3.1	VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO	19
6.3.2	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE.....	19
6.3.3	COEFFICIENTE TERMICO	20
6.3.4	CARICO NEVE SULLE COPERTURE.....	20
7	MODELLO DI CALCOLO	21
8	MISURA DELLA SICUREZZA	21
9	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	21
10	COMBINAZIONE DI CALCOLO	23
11	AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI.....	23
12	METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DEI TRACKER	24
12.1	Il Metodo di studio	24

12.2	Vibrazione di risonanza	25
12.3	Flutter torsionale	25
12.4	Galoppo torsionale.....	26
12.5	Pressione del vento in galleria e test di velocità (modelli rigidi + DAF)	26
12.6	Test dinamici della galleria del vento	26
12.7	Flutter Analysis Method (FAM)	27
12.8	Metodo di analisi del buffer (BAM)	27
12.9	Confronto tra carichi di vento statici e dinamici	28
13	CONCLUSIONI	28

1 PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società **OPDENERGY TAVOLIERE 2 S.R.L.**, con sede Legale in Rotonda Giuseppe Antonio Torri, n. 9 - 40127 Bologna (BO), C.F. e P.IVA: 12206080019, il sottoscritto ing. Tommaso Monaco, con studio tecnico in Cerignola - Viale di Levante 139/D, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2906, ha provveduto ad effettuare tutto ciò che prescrive la buona regola d'arte per la redazione della presente relazione tecnica finalizzata al dimensionamento preliminare delle strutture civili, facenti parte del parco fotovoltaico in oggetto;

Infatti la società **OPDENERGY TAVOLIERE 2 S.R.L.**, è proponente di un progetto per la realizzazione dell'Impianto agro-fotovoltaico "**TAVOLIERE 2**" integrato con potenza di picco pari a 37,362MWp e potenza ai fini della connessione pari a 3 0MW, sito nel comune di FOGGIA, alle località "Posta De Piede – Vigna Croce", nonché delle opere connesse e delle infrastrutture indispensabili alla costruzione e all'esercizio dell'impianto nel Comune di Manfredonia (FG).

Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture in acciaio come i supporti dei pannelli fotovoltaici, mentre le opere come il basamento delle cabine elettriche, le recinzioni ed i locali e depositi annessi, verranno realizzate in c.a. gettato in opera.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Circolare Ministero LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

3 ASPETTI GEOTECNICI

L'area d'interesse è ubicata a circa 8,9 Km N-E dal centro abitato di Foggia, in località Posta da Piede – Vigna Croce, mentre la stazione elettrica di consegna è sita in località Macchia Rotonda, circa 16,6 Km est dal centro abitato di Foggia, in agro di Manfredonia. La quota del sito è compresa tra i 40 m. s.l.m. (Campo FTV) e i 25 m s.l.m. (SSE), l'impianto risulta essere suddiviso in due sottocampi produttivi estesi su una superficie complessiva di circa 68 ha.

Cartograficamente l'area è ubicata nella parte centrale della Tavolette IGM 1:25.000 - Tav 164 III NE "Borgo Tavernola" (Campo FTV) e Tav 164 II NO "Borgo Mezzanone (SSE); su cartografia CTR 10.000 ricade nell'elemento n. 408121-409094 (Campo FTV) e n. 409144 (SSE).

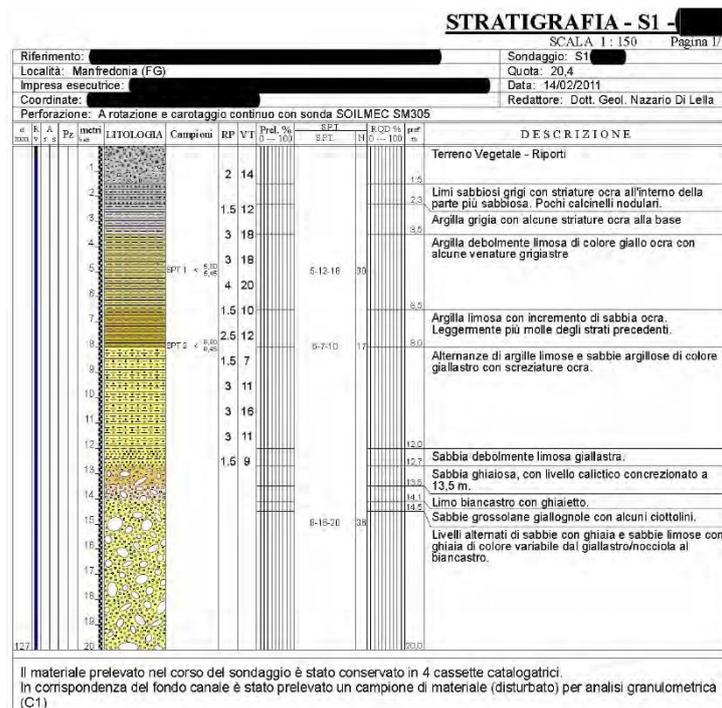
Il territorio presenta una morfologia tipica media pianura foggiana, ed in particolare nella fascia idraulica meridionale (terminale) del T. Candelaro, con ampie spianate che corrono parallele all'asse fluviale, che terminano nella spianata di foce del golfo di Manfredonia, con una serie di canali tributari orientati in direzione prevalente E-W.

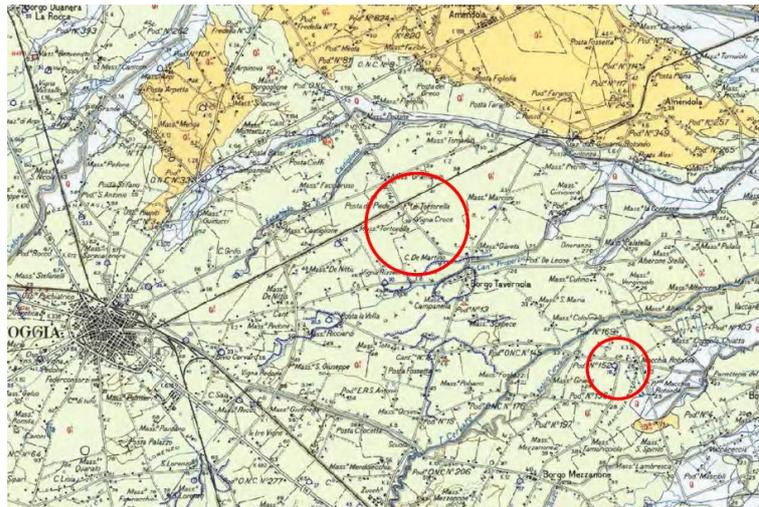
Nell'area in oggetto, non sono presenti forme di dissesto né attive né quiescenti o potenzialmente attivabili; trovandoci su un pianalto di cresta, da qui cominciano a presentarsi piccoli incanalamenti che presentano vergenza in direzione E, strutturandosi poi in reticolo vero e proprio prima di convergere verso il Torrente Candelaro. I litotipi presenti sull'area sono rappresentati da depositi di origine alluvionale (Alluvioni Terrazzate del 3° ordine), mentre in prossimità delle linee d'impluvio si osserva la presenza di alluvioni quaternaria più recenti, in prossimità delle fasce di erosione fluviale attiva.

In base alla cartografia geologica di zona, il sito ricade in area di affioramento dei depositi alluvionali terrazzati del 3° ordine del T. Candelaro, con caratteri litologici di rielaborazione fluviale delle formazioni marine di base rappresentate da una sequenza alternata tra sabbie con livelli di ciottoli arrotondati e limi che vanno dal sabbioso all'argilloso, per passare poi in profondità a litotipi a componente primaria sabbiosa, come si è potuto osservare in occasione di sondaggi meccanici eseguiti nell'area di sottostazione ed in corrispondenza di numerose perforazioni per pozzi di approvvigionamento idrico seguiti in zona.

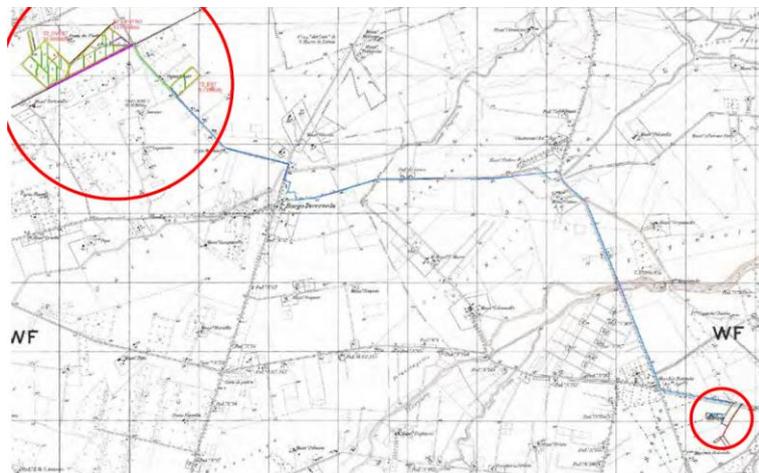
A partire da quote variabili intorno ai 50-80 m. dal p.c., si intercettano poi i litotipi argillosi della sequenza plio-pleistocenica (argille torbiditiche grigio-azzurre) che in questa zona presentano potenze dell'ordine dei 400-500 m (Tesi Di Laurea Geol.

Nazario Di Lella). Secondo le indagini geologiche si ritiene che i terreni dell'area d'intervento siano ascrivibili alla Formazione delle Sabbie fini intervallate a peliti sottilmente stratificati.





Stralcio Carta Geologica d' Italia – scala 1:100.000



Stralcio IGM 1:25.000

4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRACKER

I moduli fotovoltaici saranno installati su strutture ad inseguimento solare di tipo “monoassiale”.

Gli inseguitori solari monoassiali inseguono le radiazioni luminose ruotando intorno a un unico asse e, in base all’orientamento dell’asse, possono essere distinti in:

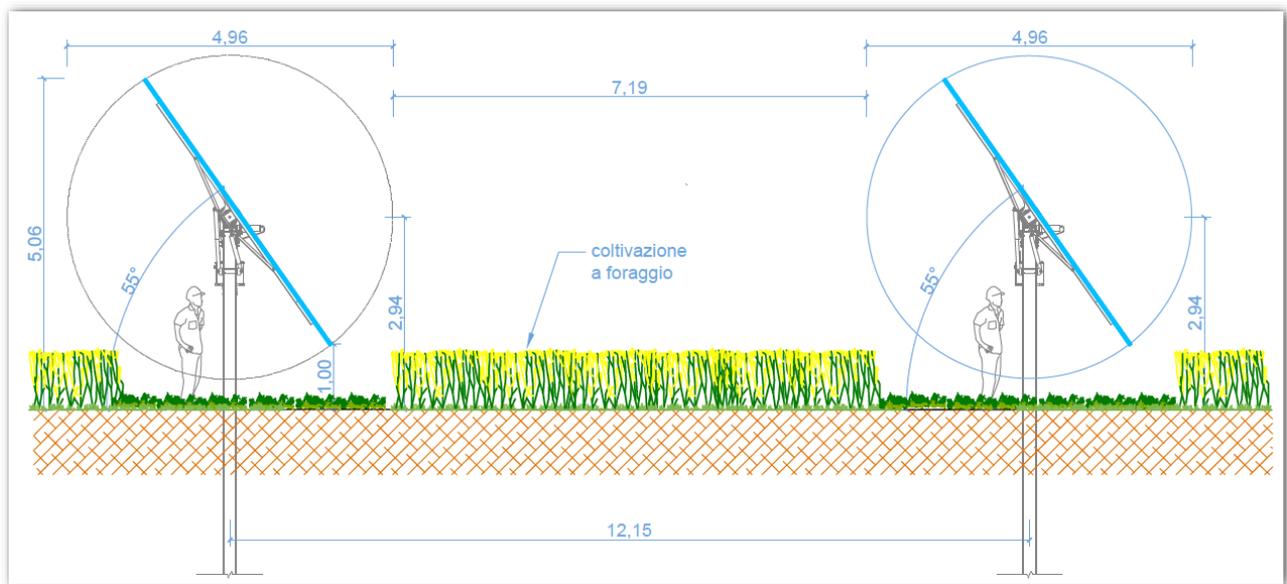
- *Inseguitore Monoassiale di tilt o “bloccaggio”*; la rotazione avviene intorno all’asse est-ovest, coprendo l’angolo di tilt. Di norma la variazione dell’angolo viene eseguita manualmente due volte l’anno.
- *Inseguitore Monoassiale di “rollio”*; insegue il sole nella sua volta celeste durante le ore centrali della giornata, invertendo il movimento nelle ore dell’alba e del tramonto per evitare gli ombreggiamenti.
- *Inseguitore Monoassiale di “azimut”*; la rotazione avviene intorno all’asse verticale collocato perpendicolarmente al suolo.

L’impianto progettato si avvale di inseguitori monoassiali di rollio **ad asse orizzontale** (la rotazione avviene attorno ad un asse parallelo al suolo, orientato NORD-SUD, con inseguimento EST-OVEST).

La scelta progettuale, in questa fase di progettazione definitiva, è caduta sull’inseguitore monoassiale **SF7** prodotto dalla **Soltec** che consente l’installazione dei moduli fotovoltaici posizionati con il lato maggiore perpendicolare all’asse, consentendo l’installazione in doppia fila ed un guadagno di densità di potenza installata a parità di suolo impegnato.

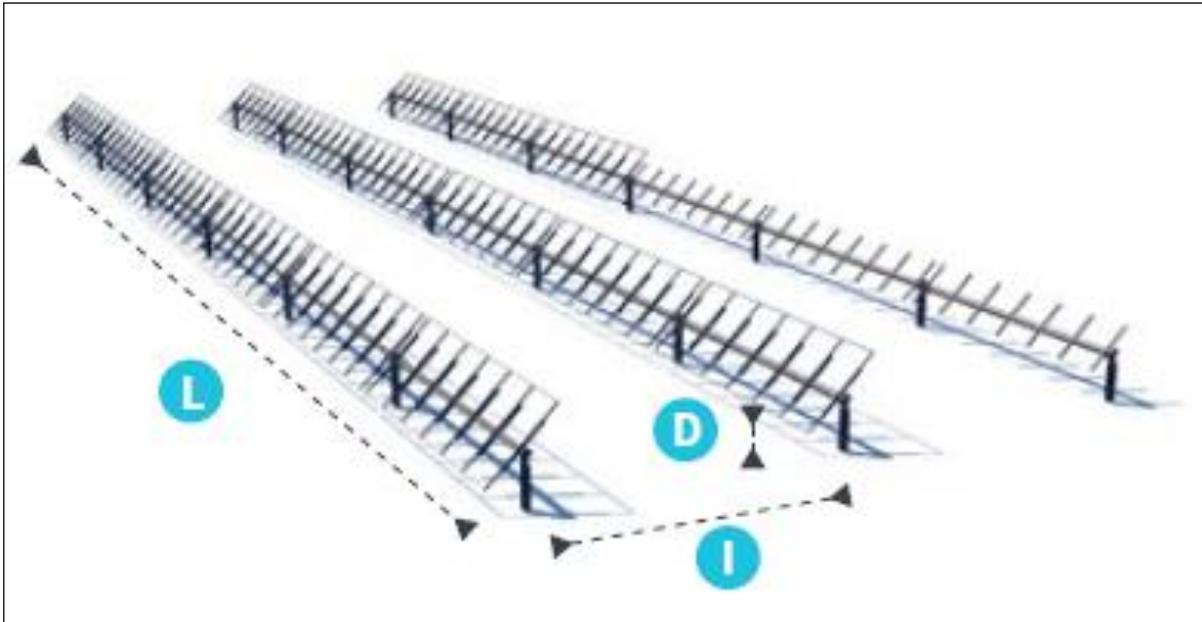


Layout dell'inseguitore SOLTEC, con pannelli montati perpendicolarmente all'asse di rotazione.



Vista frontale tipo del tracker

CONFIGURAZIONE PROGETTUALE		
Interdistanza (I)	[m]	12,15m
Lunghezza blocco inseguimento (L)	[m]	16,25 (strutture da 28 moduli) e 32,10 (strutture da 56 moduli)
Altezza dal terreno (D_{min})	[m]	Min 1,00
Altezza dal terreno (D_{max})	[m]	Max. 5,06m



Configurazione schematica dei tracker

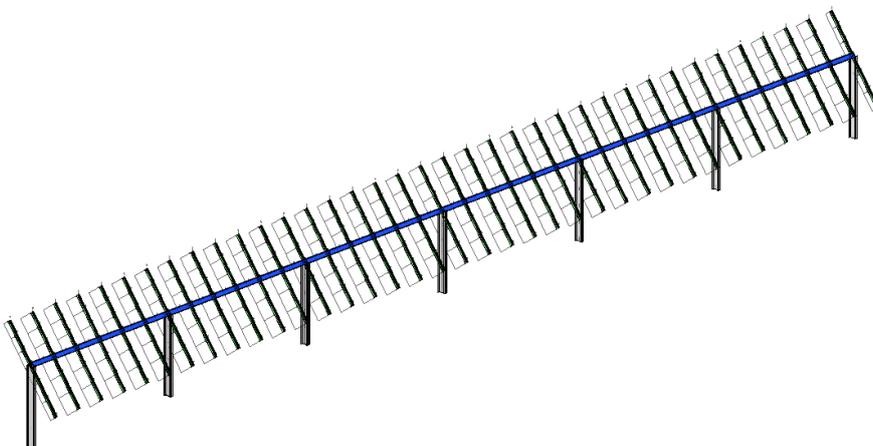
5 DESCRIZIONE TECNICA DEL SISTEMA DI SUPPORTO

La struttura di sostegno a servizio dei pannelli fotovoltaici deve essere in grado di reggere il proprio peso nonché di resistere alle sollecitazioni esercitate da fattori esterni quali:

- la neve, per esempio, può comportare sollecitazioni di carico dovute all'accumulo sulla superficie dei moduli;
- la pressione dovuta all'azione del vento agente sul piano dei moduli che si traduce in quel fenomeno chiamato "effetto vela". Le strutture di sostegno prese in esame per il presente documento preliminare sono tipiche dei sistemi tracker monoassiali. Tutti i componenti e le strutture saranno progettati in fase esecutiva per le condizioni ambientali specifiche dei siti in base alle normative locali e in base alle richieste tecniche inclusa l'ipotesi progettuale del carico del vento.

I moduli fotovoltaici previsti nel sito di progetto sono costituiti da pannelli fotovoltaici del tipo **JinkoSolar**, appartenente alla **Serie TIGER PRO**, modello **TR-BIFACIAL**, aventi dimensioni 1122mm x 2385mm predisposti lungo il lato corto su 2 file ed una inclinazione variabile da 0° a 55°, in modo da ottimizzare la produzione di energia elettrica.

Il portale tipico della struttura progettata è costituito da una stringa di lunghezza 16,25 (strutture da 28 moduli) e 32,10 (strutture da 56 moduli) su cui sono montati i moduli fotovoltaici.



Vista assometrica modello strutturale

La struttura presenta una altezza massima da terra di 5,06 m, mentre nella posizione con inclinazione 55° l'altezza da terra del punto più basso della struttura risulta essere di 1,00 m.

La fondazione della struttura di sostegno dei pannelli fotovoltaici sarà costituita da profili in acciaio, costituenti i montanti, infissi nel terreno tale da garantire la stabilità dell'insieme dei pannelli e della struttura a sostegno.

Come mostrato negli elaborati di progetto si è proceduto considerando uno "schema tipo", che presenta caratteristiche tecnico costruttive analoghe a quelle desumibili dai prodotti commerciali più comunemente utilizzati per impianti FV simili a quello in oggetto, considerando come azione dimensionante quella indotta dal vento, considerato l'entità fortemente superiore a quella della neve.

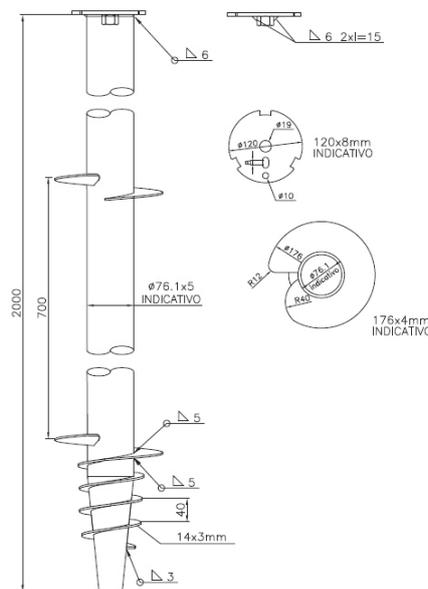
La struttura di sostegno dei pannelli è costituita dai seguenti profilati riportati in Tabella 1:

Elemento	Sezione	Materiale
Montanti	IPE 200 [montanti esterni] IPE 220 [montanti centrali]	Acciaio Fe360
Traversi	Tubi rettangolari 150x150x8 [dimensioni in mm]	Acciaio Fe360
Elementi di sostegno pannelli	Sagomati omega 80x40x25x3 [dimensioni in mm]	Acciaio Fe360

Dati geometrici profili in acciaio struttura di sostegno pannelli

In tale fase tutte le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici e di conseguenza i pali di fondazione, sono state pre-dimensionate sulla base di un tipologico che in fase di esecuzione potrà essere migliorato al fine di ottenere il massimo rendimento dell'impianto fotovoltaico.

Tra le possibili alternative vi è quella legata alla tipologia di fondazione per le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici. Data la natura del terreno una possibile soluzione può essere quella di utilizzare pali a vite [o screw piles], i quali permetterebbero profondità di infissione minori. L'utilizzo di tale tipologia costruttiva dovrà però essere valutata in fase esecutiva a seguito di prove in sito e solo dopo aver eseguito gli spianamenti.



Gli screw piles (o pali a vite) sono pali prefabbricati in acciaio dotati di una o più eliche, disponibili in varie geometrie e configurazioni, che vengono avvitati nel terreno per mezzo di semplici apparecchiature che possono essere facilmente montate sulle più comuni macchine operatrici. Ciò implica la quasi totale assenza di un cantiere per la realizzazione della fondazione, aspetto fondamentale quando ci si trova ad operare in ambiti rurali difficilmente raggiungibili, ed una estrema rapidità di esecuzione.

Tale tipologia di palo è adeguata per resistere sia a sforzi di compressione che di trazione, e perciò consente alla fondazione di sopportare anche momenti ribaltanti. Data inoltre la possibilità di rimuovere e riutilizzare tali elementi, gli screw piles si ritengono convenienti per le fondazioni di impianti leggeri quali quelli a terra, posti in opera in tempi brevi e dotati di una certa vita operativa.

Si riporta di seguito un esempio di fondazione con palo a vite, avente profondità di infissione pari a 2 m.

In fase esecutiva, a seguito di prove geotecniche, sarà possibile eventualmente definire una diversa tipologia di fondazione profonda, per mezzo di pali a semplice infissione.

Mantenendo le caratteristiche del terreno alla base del dimensionamento dei pali infissi [cautelative rispetto alle condizioni in sito, in quanto variabili a seconda dell'area di intervento nel sito in progetto], considerano pali a vite aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

- lunghezza della spira h_s : 70 cm
- lunghezza del fusto h_f : 140 cm
- diametro esterno del fusto D_f : 7,6 cm [spessore fusto 5 mm]
- diametro della spira D_s : 17,6 cm
- lunghezza totale del palo: 210 cm

si ottengono i seguenti valori di capacità portante del palo:

- portata laterale della spira $Q_2 = 252,10$ kg
- portata laterale del palo $Q_3 = 117,70$ kg
- portata limite alla punta del palo $Q_1 = 648,00$ kg
- portata complessiva del palo $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 648,00$ kg + $252,10$ kg + $117,70$ kg = $1018,60$ kg

valore superiore al massimo carico applicato in testa al palo pari a 920 kg [coefficiente di sicurezza pari a 1,11].

6 AZIONI AGENTI

6.1 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P^{TM} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_{e^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_{e^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 20 Febbraio 2018 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

6.1.1 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

<i>Categorie di sottosuolo</i>	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{sjo} 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.1.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione
- $S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s S_t$
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
- $T_c = C_c T_c'$
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- $T_b = T_c/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

6.1.3 FATTORE DI STRUTTURA

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	q ₀	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α _u / α ₁	4,5 α _u / α ₁
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α _u / α ₁
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

dove:

q₀: è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α₁.

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano α_u / α₁ = 1,1
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata α_u / α₁ = 1,2
- strutture a telaio con più piani e più campate α_u / α₁ = 1,3

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale α_u / α₁ = 1,0
- altre strutture a pareti non accoppiate α_u / α₁ = 1,1
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti α_u / α₁ = 1,2

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u / α₁ pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.4.3.1 e sono:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:
 $r^2 = \text{rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano } L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ con L e B dimensioni in pianta del piano
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

6.1.4 COORDINATE DI RIFERIMENTO DELLE INDAGINI SISMICHE

Avendo a disposizione le coordinate piane UTM, con fuso 33 T e datum WGS84, possiamo ricavare tali coordinate considerando il datum geodetico ED50

ID	Fuso WGS84	Lat. (WGS84)	Long. (WGS84)	Lat. (ED50)	Long. (ED50)
FV Tavoliere 2	33 T	41.515	15.627	41.515	15.627

6.1.5 PARAMETRI AZIONE SISMICA

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,5.

Inoltre per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_T = 200$ anni

Categoria suolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)

Categoria topografica: T1 (*pianggiante con pendii e rilievi isolati*)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: CU = 2

Vita Nominale opera: $V_N > 100$ anni

Classe di duttilità: CD B

Stati limite		P_{VR}	Periodo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0	T^*c (sec)
SLE	SLO	81%	120	0,086	2,578	0,349
	SLD	63%	201	0,105	2,593	0,363
SLU	SLV	10%	1898	0,229	2,541	0,452
	SLC	5%	2475	0,249	2,533	0,463

Nota: a_g espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g

Dove:

- SLE = stati limite di esercizio
 - SLO = **stato limite di operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
 - SLD = **stato limite di danno**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- SLU = stati limite ultimi
 - SLV = **stato limite di salvaguardia della vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
 - SLC = **stato limite di prevenzione del collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Sulla base delle risultanze 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 la seguente categoria di suolo presenti in sito:

Categoria	Descrizione
C	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..

L'assegnazione della Categoria di suolo dovrà essere verificata attraverso l'esecuzione di prove geofisiche in sito.

Calcolo dei coefficienti sismici (per stabilità di pendii e fondazioni) con Categoria di Suolo C

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.040	0.051	0.115	0.121
kv	0.020	0.025	0.058	0.061
Amax [m/s ²]	1.649	2.066	4.032	4.253
Beta	0.240	0.240	0.280	0.280
Ss	1,500	1,490	1,200	1,150
Cc	1,540	1,520	1,480	1,470
St	1,000	1,000	1,000	1,000

Dove:

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

A_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (a_g/g)

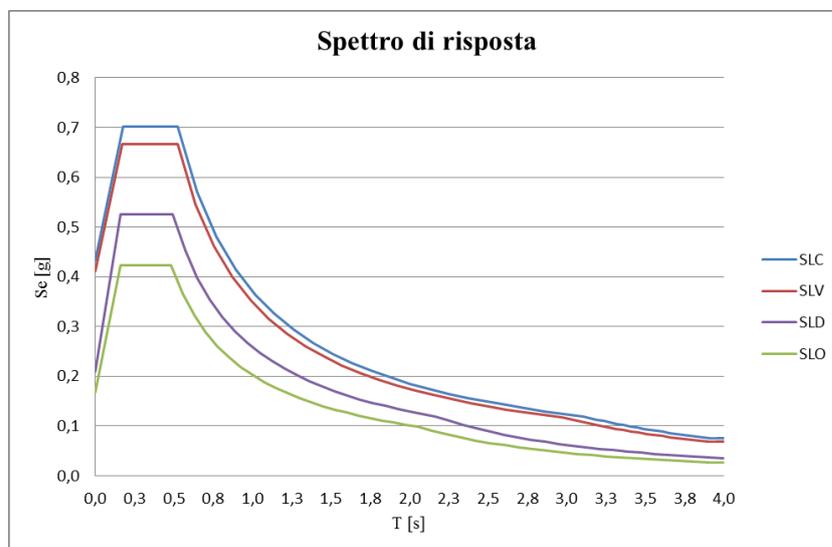
g = accelerazione di gravità

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

C_c = coefficiente funzione della categoria

Avendo a disposizione detti dati è possibile ricavare gli spettri di risposta elastici, ossia, l'andamento delle accelerazioni spettrali [$S_e(g)$] in funzione del periodo [$T(s)$], non tenendo conto di possibili effetti di dissipazione delle strutture.



Spettro di risposta –SLD - SLV

6.2 AZIONE DEL VENTO

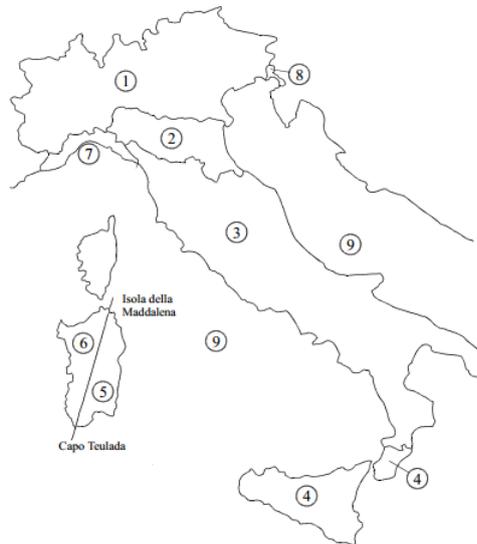
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

6.2.1 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO



La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig.;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

6.2.2 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione statica p prodotta dal vento si esprime come:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento,

C_e , coefficiente d'esposizione che è funzione dell'altezza del terreno, del grado di rugosità dell'ambiente

C_p , coefficiente di forma che dipende dalla forma e orientazione della superficie rispetto al vento e

C_d , coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

6.2.3 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

Con il valore di riferimento di velocità del vento e mediante la seguente formula, si calcola il valore di q_b , ossia la pressione cinetica di riferimento

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

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

6.2.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

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

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

dove k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

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

Quindi per stabilire la categoria di esposizione del sito, bisogna dapprima definire in che classe di rugosità del terreno ci troviamo, tramite la tabella seguente:

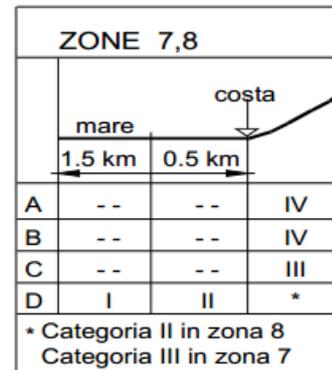
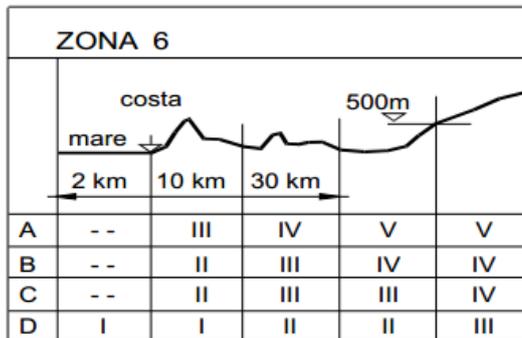
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

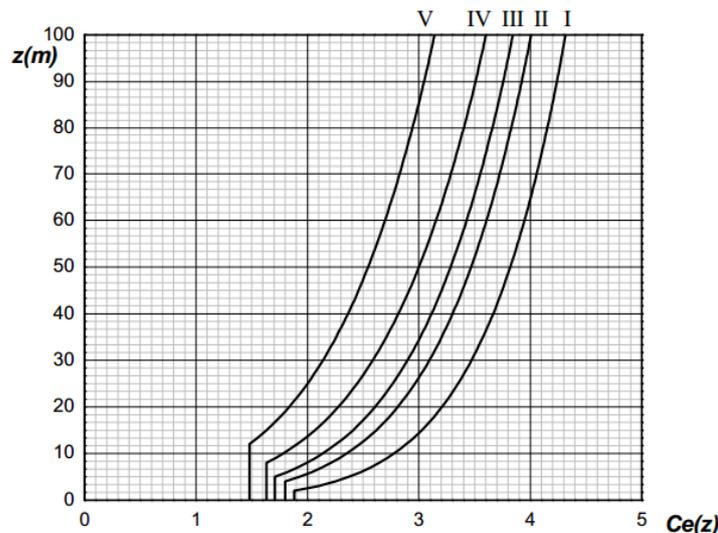
Poi servendoci degli schemi di seguito si riesce a stabilire la categoria di appartenenza, infatti a seconda della zona di esposizione, così come precedentemente definita, avremo una variazione della classe di esposizione al variare della altezza sul livello medio del mare, e sulla distanza dalla costa, infatti:

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

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



Avendo tutti i parametri si può valutare il c_e in via analitica oppure tramite la seguente curva



6.2.5 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Per il dimensionamento della pressione esercitata dal vento la struttura è stata considerata come un corpo cilindrico così come definito al paragrafo 3.3.10.6 della Circolare 21/01/19. Quindi come un corpo cilindrico a sezione circolare di diametro e altezza definiti.

6.2.6 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Tettoie e pensiline isolate

Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi, per le quali il rapporto tra la totale altezza sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i valori del coefficiente c_p di seguito riportati, scegliendo sempre nelle formule il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole.

Nel caso di pannello fotovoltaico, essendo ad unica inclinazione, è assoggettabile ad una pensilina ad uno spiovente piano, quindi il coef. di forma c_p , sarà pari a:

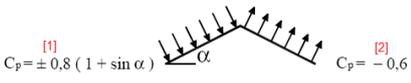
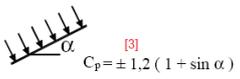
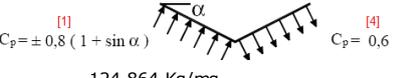
$$c_p = \pm 1,2(1 + \sin\alpha)$$

Considerando la posizione geografica, l'altezza del manufatto e l'inclinazione del modulo fotovoltaico, avremo i seguenti dati di input:

- Zona climatica: 3
- Distanza dalla costa: 10-30 km
- Rugosità terreno: D
- Categoria di esposizione: II
- Altezza edificio: 3 m
- Inclinazione modulo fotovoltaico: 60°

Con tali dati di input, avremo una pressione statica equivalente, applicata al baricentro del modulo fotovoltaico, pari $\pm 187,296$ kg/m², così come descritto nello specchio seguente, in corrispondenza di un c_p pari a $\pm 2,24$

AZIONE DEL VENTO			
Zona	3	Distanza dalla costa	10-30 km
Rugosità	D		
Categoria di esposizione	II	z - altezza edificio	3.0 m
v_b	27 m/s	Velocità di riferimento	
q_b	46.461 Kg/mq	Pressione cinetica di riferimento	
c_t	1	Coefficiente di topografia	
k_r	0.19	Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione	
z_o	0.05 m		
z_{min}	4 m		
c_e	1.80	Coefficiente di esposizione	
c_d	1	Coefficiente dinamico	
Pressione del vento: $P = q_b c_e c_p c_d$		con [$c_p = 1$]	84 N/mq
Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale			
α	173%	59.97 °	pendenza falda

Tettoie e pensiline			
Due spioventi piani con displuvio			
Direzione del vento →		$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$	$C_p = -0,6$
Uno spiovente piano			
	$C_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$		
Due spioventi piani con impluvio			
	$C_p = \pm 0,8 (1 + \sin \alpha)$	$C_p = 0,6$	
c_p [1]+	1.49	124.864 Kg/mq	
c_p [1]-	-1.49	-124.864 Kg/mq	
c_p [2]	-0.60	-50.193 Kg/mq	
c_p [3]+	2.24	187.296 Kg/mq	
c_p [3]-	-2.24	-187.296 Kg/mq	
c_p [4]	0.60	50.193 Kg/mq	

6.3 AZIONE NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²]
- C_E è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

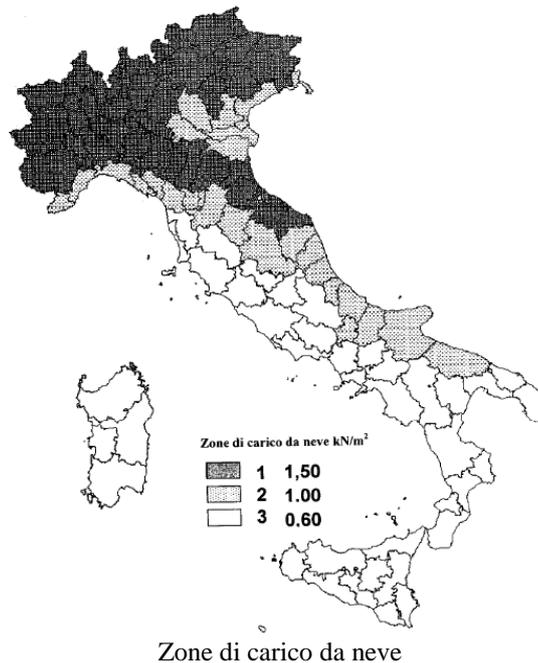
6.3.1 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Fig. 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.



6.3.2 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I.

Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Topografia	Descrizione	Ce
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Valori di C_e per diverse classi di topografia

6.3.3 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

6.3.4 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_1 si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Coefficiente di forma	$0^\circ < \alpha < 30^\circ$	$30 < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0.8	$0,8(60-\alpha)/30$	0.0

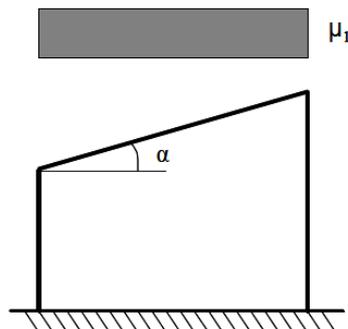
Valori del coeff. di forma

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig., la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



Condizioni di carico per coperture ad una falda

Per la valutazione dei carichi indotti dall'azione della neve, si considera un sito dotato dalle seguenti proprietà

Comune	Serracapriola
Provincia	Foggia
Quota sul livello del mare	25 m.s.l.m.
Categoria zona	ZONA II
Carico da neve di riferimento	100 daN/m ²
Topografia del sito	Battuta dai venti
Coefficiente termico	1
Inclinazione copertura a	0°

Considerando tutti i parametri sopra elencati si ottiene il seguente carico caratteristico unitario:

$$q_s = \mu_1 \times q^{sk} \times C_e \times C_t = 0,8 \times 0,9 \times 1 \times 1 = 0,72 \text{ KN/m}^2 = \underline{\underline{72 \text{ Kg/m}^2}}$$

7 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. 67 che è stata utilizzata come norma di dettaglio.

8 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 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 ulteriore 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:

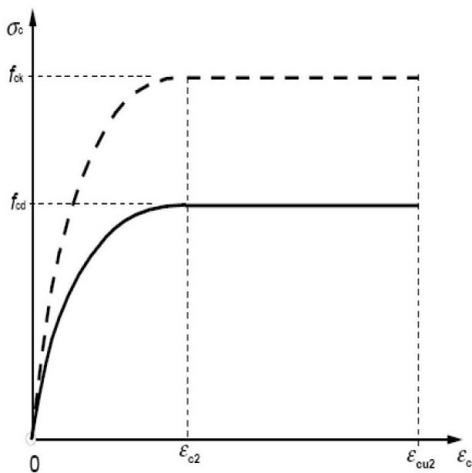
Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

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.

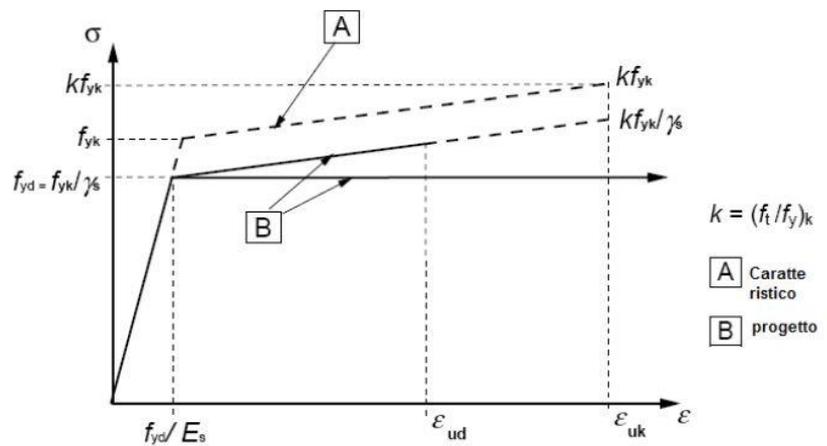
Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne. Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed 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



Legame costitutivo di progetto del acciaio per c.a.

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari è stato valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

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

10 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 omissi i carichi Qkj dal momento che hanno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

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 2008)

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 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 le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, ove richiesto da specifiche esigenze di destinazione d'uso, saranno considerate nella progettazione, con calcolo e verifica delle suddette azioni, determinate sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

11 AZIONI AGENTI SULLE FONDAZIONI

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

Per quanto riguarda le azioni verticali:

- *SLU (combinazione fondamentale):*
- $Ed = \gamma_{G1} * G1$
- *SLU + SISMA (combinazione sismica) SLV:*
- $Ed = E + G1 = G1 * k_v + G1$

Per quanto riguarda le azioni orizzontali:

- *combinazione sismica SLV (taglio sismico)*
- $Ed = G1 \cdot khi$

In cui:

- *Ed azione di progetto*
- $G1$ *peso proprio degli elementi strutturali*
- $\gamma G1$ *coefficiente parziale di sicurezza (A1, A2 - punto 2.6.1 delle NTC 2018 e tab.2.6.1)*
- E *azione sismica*
- Kv *ordinata dello spettro di progetto delle componenti verticali in corrispondenza del periodo fondamentale $T1$*
- Khi *ordinata dello spettro di progetto delle componenti orizzontali in corrispondenza del periodo fondamentale $T1$*

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 Ed 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 ψE oppure ψG)
- $M =$ resistenza dei materiali (terreno) ψM
- $R =$ resistenza globale del sistema ψR

Inoltre per le azioni sismiche E, dagli spettri di progetto dell'allegato 2 si sono calcolati i valori di kv e khi con le seguenti assunzioni:

- *Fattore di struttura $q = 1$*
- *Altezza media delle strutture = 3 m*
- *Periodo fondamentale $T1 = 0,17s$*

12 METODI E PARAMETRI DI CALCOLO DEI TRACKER

Diversi studi hanno dimostrato che alcuni standard del codice di progettazione del vento applicati agli inseguitori solari non sono sufficienti per progettare queste strutture in modo affidabile, in quanto non considerano gli effetti del secondo ordine prodotti dall'azione del vento sul localizzatore. Al fine di prevenire i relativi problemi di instabilità strutturale, è necessario trovare nuove metodologie di analisi che migliorino la progettazione di strutture tracker affidabili quantificando la loro risposta agli effetti del vento del secondo ordine.

Allo scopo, per le strutture di sostegno di che trattasi, sono stati effettuati alcuni calcoli preliminari di secondo ordine utilizzando un metodo innovativo, sviluppato da consulenti eolici RWDI in collaborazione con Soltec. Tale metodo denominato Dy-WIND consiste in un'analisi dinamica completa del design della struttura, che tiene conto della disposizione a file continue e quindi dell'azione dinamica di scia del vento che si origina su una fila quando esso lascia la fila precedente. Con 15 anni di esperienza specialistica, Soltec ha incorporato questo metodo nella progettazione di inseguitori.

12.1 Il Metodo di studio

Nella progettazione di inseguitori solari diversi sono i fattori che influenzano la loro risposta agli effetti dinamici del vento.

L'equazione del moto presenta la seguente forma:

$$I \cdot \ddot{\alpha} + k \cdot \dot{\alpha} + c \cdot \alpha = MSE + MBUFF$$

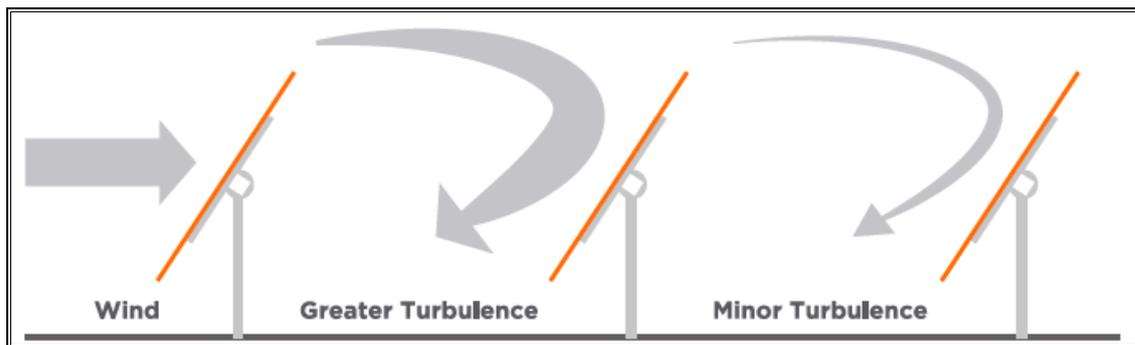
Al fine di studiare gli effetti del vento sulla struttura del tracker devono essere considerati diversi fenomeni come la fluttuazione del vento e la turbolenza. La parte di fluttuazione dei carichi del vento è dovuta alla turbolenza del vento e alla risposta dinamica della struttura. I carichi inerziali dovuti alla vibrazione risonante possono aumentare in modo significativo i carichi fluttuanti del vento. L'approccio sviluppato combina i risultati dei test in galleria del vento con l'analisi numerica per studiare l'influenza dei principali meccanismi che causano vibrazioni o instabilità nel tracker.

12.2 Vibrazione di risonanza

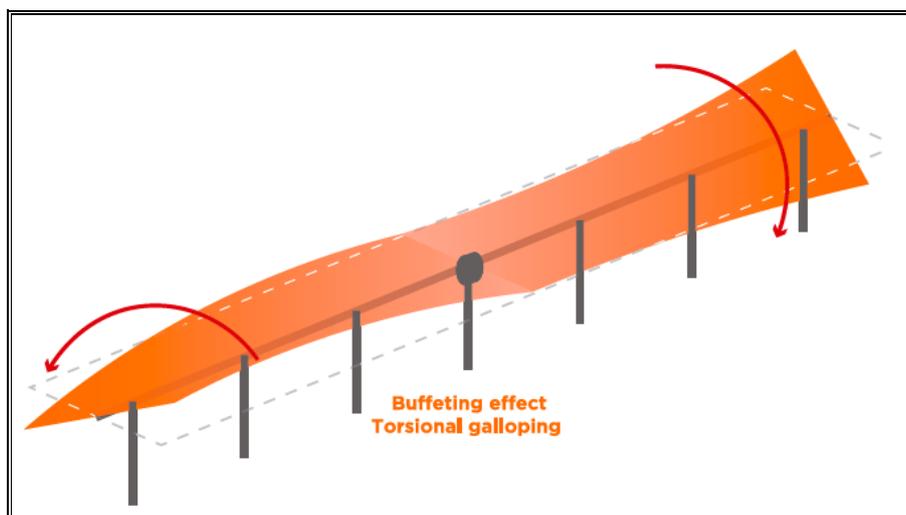
La vibrazione di risonanza è causata dal generatore wind buffer o dall'effetto di risonanza della scia causato dalla turbolenza generata dalle file sopravento di un campo tracker. Questo meccanismo è studiato con i dati sulla pressione in galleria del vento e l'amplificazione del carico è rappresentata da un metodo ibrido di dinamici fattori di amplificazione (DAF) e metodo di analisi del buffer (BAM) utilizzando i dati della galleria del vento come input.

12.3 Flutter torsionale

Flutter è un'instabilità aerodinamica autoeccitata in cui le forze aerodinamiche dipendono dalla rotazione della velocità angolare della struttura stessa, e può portare ad ampiezze molto ampie in moto torsionale o movimento torsionale e verticale accoppiato. Per inseguitori che fanno affidamento su un tubo di torsione centrale guidato da una singola posizione, viene creata una modalità di vibrazione a torsione da una forma di vibrazione generalmente iniziata alle estremità della fila. Flutter torsionale caratterizza l'elevato angolo di inclinazione.



Azione e distribuzione dei vortici di vento



Effetti torsionali dovuti ai vortici di vento

12.4 Galoppo torsionale

Questa instabilità dipende dalla rotazione della struttura e può portare a grandi risposte nella stessa a causa delle vibrazioni nel momento di beccaggio aerodinamico. All'inizio, il crescente movimento di beccaggio riduce la rigidità strutturale complessiva, determinando torsioni unidirezionali della struttura o movimenti oscillatori a seconda della rigidità residua della struttura. Con l'aumentare della velocità del vento è probabile che questa instabilità causerà un guasto una volta superata la resistenza. Questa instabilità è indicata come “*Torsional Galloping*”, che caratterizza il comportamento dell'angolo di inclinazione basso.

Due analisi numeriche sono implementate per affrontare i meccanismi 2 e 3:

- *Fluttering Analysis Method (FAM): predice la massima velocità del vento consentita prima che si verifichi l'instabilità;*
- *Buffeting Analysis Method (BAM): predice la risposta del tracker (carico a deflessione) a causa dell'azione del vento per gli array a più righe nel dominio del tempo.*

Per eseguire queste analisi numeriche è fondamentale condurre due tipi di test in galleria del vento. I dati sperimentali ottenuti nella galleria del vento sono combinati con metodi numerici per ottenere ciascun metodo (DAF-BAM, FAM e BAM).

Il test convenzionale della pressione in galleria del vento utilizza modelli rigidi e può prevedere la forza del vento su ciascuna fila tenendo conto della scia del flusso d'aria dietro ogni fila. Questo funziona per determinare i fattori di amplificazione dinamica (DAF) per coprire l'intervallo di velocità del vento di progetto e tutte le direzioni del vento. Anche le misurazioni della velocità del vento con questo modello sono necessarie come input in FAM e BAM per gli array a più righe.

Il test dinamico della galleria del vento utilizza modelli aeroelastici per catturare la risposta e inoltre prevedere il comportamento della struttura in funzione della velocità del vento e del tempo. Questo funziona per determinare i coefficienti FAM e BAM.

12.5 Pressione del vento in galleria e test di velocità (modelli rigidi + DAF)

I coefficienti di carico statico del vento sono ottenuti dalle prove di pressione nella galleria del vento. Questi coefficienti non includono una tolleranza per il caricamento risonante causato da vibrazioni risonanti o buffering indotto dal risveglio. I fattori dinamici di amplificazione (DAF) rappresentano l'amplificazione del circuito dovuta a questi effetti, in base alla frequenza naturale di vibrazione del sistema strutturale, alla velocità del vento, alla lunghezza della corda e allo smorzamento nel sistema. Sono inoltre necessarie misurazioni della velocità del vento che forniscono il relativo cambiamento di velocità attraverso un array utilizzando il modello rigido come input in FAM e BAM.

È importante notare che questi coefficienti si basano su test in galleria del vento utilizzando modelli rigidi e, pertanto, non includono effetti di interazione fluido-struttura (o effetti aeroelastici). Questi effetti sono calcolati utilizzando i dati della pressione del tunnel del vento misurati come input per l'analisi del buffer del dominio del tempo. Questo approccio ibrido di *Dynamic Amplification Factors e Buffeting Analysis Method* consente una previsione completa del carico su array multi-fila su tutte le velocità del vento e le direzioni del vento. Questo metodo mostra che le prime due righe esterne in un campo di tracker sono le più colpite. Oltre la seconda fila, le file di inseguitori hanno un effetto di riparo e le forze del vento sulle file interne sono notevolmente ridotte.

12.6 Test dinamici della galleria del vento

Per studiare gli effetti aeroelastici associati alle instabilità, devono essere affrontati FAM e BAM. Il primo passo per eseguire questi due metodi è quello di ottenere i derivati aerodinamici dai test dinamici della galleria del vento e quindi implementare metodi e simulazioni numerici.

Per fare ciò, una sezione del tracker viene modellata su una scala appropriata, quindi viene esaminata nella galleria del vento progettata per questo scopo. Implementando un sistema di sospensione a molla e utilizzando lo smorzamento a correnti parassite, la rigidità torsionale, l'inerzia e il coefficiente di smorzamento vengono replicati, consentendo la rotazione del modello.

Una volta ottenuti i derivati aerodinamici (per la rigidità e lo smorzamento) nella galleria del vento, vengono sviluppati due diversi modelli numerici per implementare gli studi FAM e BAM:

- *FAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento da matrici a più righe e i derivati aerodinamici per prevedere la velocità massima del vento a posizioni di angolo di inclinazione variabile prima che il localizzatore diventi instabile e si verifichi il galoppo/flutter torsionale.*
- *BAM: utilizza un modello numerico, misurazioni della velocità del vento e della pressione da matrici multiple, i derivati aerodinamici e le fluttuazioni del vento per prevedere la deflessione torsionale del localizzatore. Questo modello numerico può anche essere utilizzato per estrarre le forze autoeccitate, le forze inerziali e le forze del vento che agiscono sul tracker per la progettazione.*

12.7 Flutter Analysis Method (FAM)

La stabilità del tracker viene analizzata per valutare la sua risposta alle azioni dinamiche del vento. È importante che i fenomeni di instabilità, come il galoppo torsionale e il flutter torsionale, siano presi in considerazione quando si progettano i tracker e si predice il loro comportamento.

I risultati di questa analisi forniscono la variazione dello smorzamento totale (strutturale + aerodinamico) in funzione della velocità del vento. L'instabilità è definita come il punto in cui lo smorzamento totale è inferiore a 0. Questo studio è molto rilevante in quanto contrassegna la velocità del vento critico prima che il tracker vada in un'instabilità.

Questo metodo può essere applicato a matrici a più file mediante l'applicazione di misurazioni della velocità del vento a diversi angoli di inclinazione del localizzatore e mostra come la rigidità torsionale del sistema (strutturale + aerodinamica) diminuisca con l'aumentare della velocità del vento. Questa influenza ha associato ad essa una perdita di frequenza naturale, quindi il tracker tende ad essere più suscettibile alle azioni di buffeting del vento quando la velocità del vento aumenta per gli angoli di inclinazione bassi.

12.8 Metodo di analisi del buffer (BAM)

L'applicazione di questo metodo predice meglio il comportamento di un array tracker multi-fila sotto l'azione del vento, fornendo al contempo flessibilità nel processo di progettazione generalmente non pratico attraverso il test completo del modello aeroelastico. Questo metodo può simulare sia l'intero spettro delle fluttuazioni della turbolenza del vento sia la risposta del tracker a causa di forze auto-eccitazione e di buffeting. La forzatura dinamica è amplificata dal movimento strutturale e potrebbe produrre problemi strutturali con velocità del vento al di sotto della velocità di insorgenza critica per un'instabilità aerodinamica. BAM è il metodo raccomandato per tenere conto dell'intero spettro delle fluttuazioni del picco del vento. Ciò significa che il momento massimo o la massima rotazione del tracker saranno calcolati dalla velocità massima del vento di picco, che rappresenta il carico del caso peggiore. Questo è fondamentale nelle regioni prossime alla massima velocità del vento consentita prima che si verifichi instabilità.

Con questo metodo, i momenti massimi e la forza dovuta alle azioni del vento possono essere analizzati in ogni membro del tracker, quindi la progettazione di ciascuna di queste parti è più affidabile rispetto a qualsiasi altro metodo.

I risultati dell'analisi del buffer nelle serie temporali della rotazione del tracker e queste risposte possono essere utilizzate per prevedere la risposta massima del momento indotta dal vento, i picchi di fluttuazione del vento, i carichi inerziali e le forze

autoeccitate. Se lo smorzamento complessivo nel sistema è negativo, la soluzione numerica per il localizzatore sarà instabile (oltre la velocità massima consentita del vento indicata nell'analisi del flutter).

12.9 Confronto tra carichi di vento statici e dinamici

L'effetto maggiore prodotto dal vento è il momento torsionale. Questo momento di torsione influisce sul tubo di torsione e sul gruppo di supporto del motore. È notevolmente aumentato dagli effetti dinamici descritti in questo documento. Nelle tabelle seguenti c'è un confronto tra i momenti statici e quelli dinamici che influenzerebbero ciascuno dei componenti del tracker per diverse velocità del vento secondo ASCE 7 ed Eurocode.

13 CONCLUSIONI

Vista la natura dell'opera le azioni significative per il pre-dimensionamento delle strutture di sostegno degli inseguitori solari 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, dal carico da 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. Inoltre, vista la posizione dell'area di intervento i carichi da neve risultano marginali.

Per ciò che riguarda le restanti componenti minori quali container, cabinet, recinzioni, cancelli e pali di illuminazione, **trattandosi di elementi standard si rimanda alla fase di progettazione esecutiva per le specifiche verifiche della sicurezza strutturale essendo comunque valutata, in via preliminare, la compatibilità strutturale delle opere in progetto.**

Rinviando alla progettazione esecutiva la verifica strutturale delle opere secondo i dettami delle NTC2018, considerando quindi l'analisi dei carichi rigorosa e la combinazione delle azioni sui vari elementi strutturali, dalle verifiche svolte è evidente la piena compatibilità dell'opera per come pre-dimensionata, sotto l'aspetto statico e dinamico.

Cerignola, Novembre 2021

Il Tecnico
dott. ing. Tommaso Monaco

