

IMPIANTO AGROVOLTAICO SAN MARTINO

CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

Progetto definitivo

Il Tecnico

Ing. Leonardo Sblendido



File:C21PWT008AFC02400_Calcolo preliminare delle strutture

REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED
00	30/09/2022	PRIMA EMISSIONE	C.T.	E.S.	L.S.

VALIDO PER
IMPIANTO FOTOVOLTAICO
"SAN MARTINO"

CODE
C21PWT008AFC02400

INDICE

1. GENERALITÀ.....	3
1.1. Descrizione delle Costruzioni in Progetto	3
1.2. Strutture porta moduli	5
1.3. Cabine elettriche	6
1.4. Qualità dei materiali	8
1.4.1. Strutture metalliche porta moduli	8
1.4.2. Strutture di fondazione.....	9
1.5. Normativa e riferimenti bibliografici	10
2. ANALISI GEOTECNICA DEL SITO	11
3. ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SULLE STRUTTURE	12
3.1. Peso proprio	12
3.1.1. Strutture porta moduli	12
3.1.2. Cabine	12
3.2. Carico neve	13
3.3. Carico da vento.....	14
3.4. Azione sismica	16
3.5. Combinazione delle azioni	19
4. MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA PORTA MODULI.....	20
4.1. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	20
4.2. Sollecitazioni sulla struttura.....	21
4.3. Verifiche strutturali.....	24
4.4. VERIFICA Infissione pilastri	25
5. MODELLO DI CALCOLO FONDAZIONI CABINE	27
5.1. Carichi e combinazione delle azioni.....	28
5.2. Teoria di calcolo	29
5.3. Tensioni agenti al suolo.....	30
5.4. Verifica della portanza	31
5.5. Cedimenti attesi.....	32

1. GENERALITÀ

1.1. Descrizione delle Costruzioni in Progetto

La presente relazione si riferisce all'impianto agrovoltaiico, per la generazione di energia elettrica, comprensivo delle opere di connessione, proposto da POWER TIS S.R.L., nel territorio comunale di Galtelli (NU) in Sardegna, per una potenza nominale installata pari a 58,2516 MWp ed una potenza in immissione pari a 48,108 MW.

In particolare si riportano le valutazioni delle azioni sulle strutture e le relative verifiche strutturali.

Catastalmente le opere in progetto sono di seguito localizzate:

FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO	FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO
25	33	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1548	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	37	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	283	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	77	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1550	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	49	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	287	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	48	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	285	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	34	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1682	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
25	73	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1673	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	30	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	74	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	226	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	753	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	16	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	752	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	227	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	754	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	228	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	757	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	232	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1675	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	233	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	87	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	234	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1678	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	235	-	x	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1596	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
31	33	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1568	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	84	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	111	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1558	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	341	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1681	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	919	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	108	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	920	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1674	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	922	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1676	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	921	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	97	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	114	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	911	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	343	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1340	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO	26	1683	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1557	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1685	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1556	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1127	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1546	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO	26	1128	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO

FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO
FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO
26	1549	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	284	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	514	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	1380	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	22	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	30	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
26	30	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	119	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	84	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	136	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	200	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	204	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	196	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	213	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	219	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	223	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
27	221	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
33	200	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
33	258	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
33	208	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
33	204	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
33	206	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	101	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	100	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	86	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	90	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	39	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	46	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	5	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	24	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	108	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	111	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO

FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO
FOGLIO	PARTICELLA	C. TERRENI	C.FABBRICATI	OPERA IN PROGETTO
34	31	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
34	109	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
34	92	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
34	30	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO
35	50	x	-	CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	77	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO
32	196	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	86	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO
				IMPIANTO FOTOVOLTAICO
32	76	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO
32	63	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO
				IMPIANTO FOTOVOLTAICO
32	142	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	144	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	103	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	149	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	75	x	-	STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	167	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	166	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	140	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO, STRADA DA ADEGUARE E/O REALIZZAZIONE, SSE, CAVIDOTTO DI IMPIANTO E CAVIDOTTO DI CONNESSIONE
32	141	x	-	SSE
32	61	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	368	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	97	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	97	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	89	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	214	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	216	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	215	x	-	IMPIANTO FOTOVOLTAICO E CAVIDOTTO DI IMPIANTO
32	419	x	-	CAVIDOTTO DI IMPIANTO

L'energia prodotta dall'impianto agro voltaico, sarà trasportata in AT a 150 kV, attraverso cavidotto

interrato di nuova realizzazione su strada esistente, alla Cabina Primaria della sottostazione esistente Galtelli, all'interno della quale sarà prevista la realizzazione di un nuovo stallo a 150 kV per la connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) per come descritto nell'STMG T0737886.

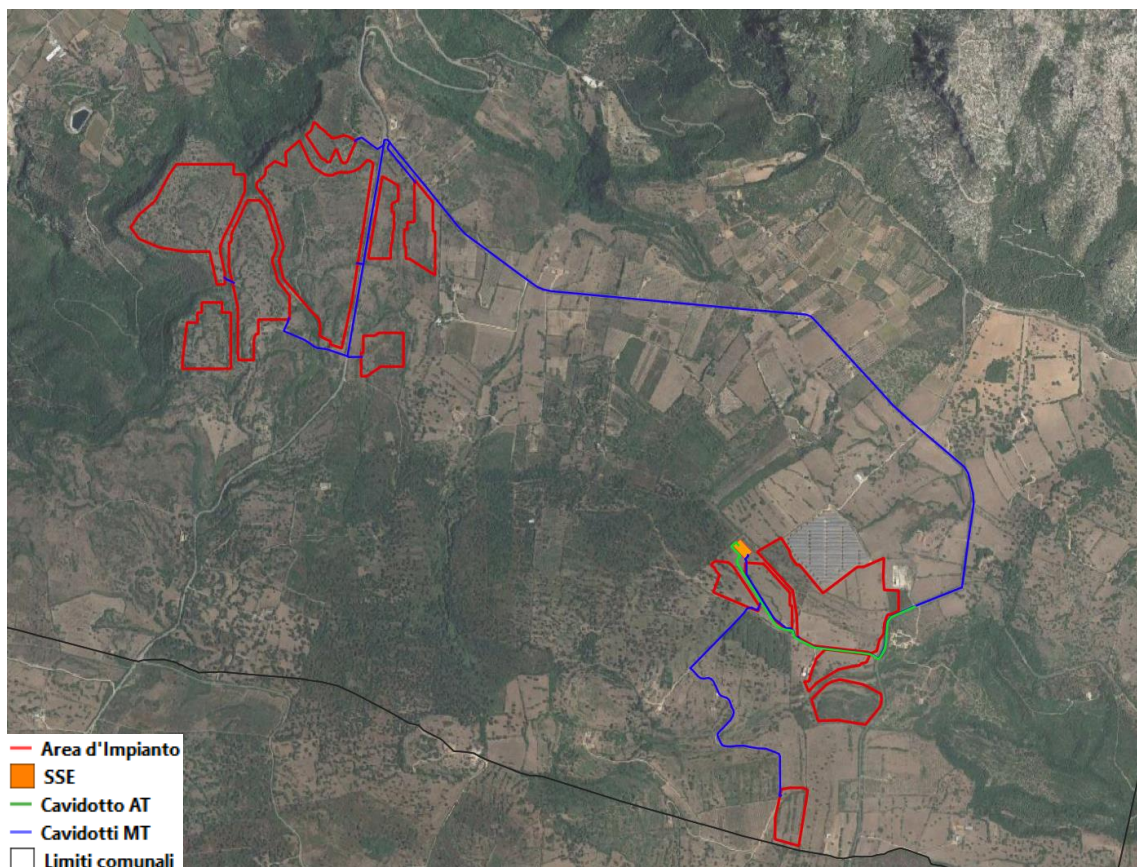


Figura 1: Inquadramento di dettaglio su base satellitare dell'area di impianto e delle relative opere di connessione

1.2. Strutture porta moduli

I moduli fotovoltaici considerati sono in silicio monocristallino monofacciale da 132 celle e potenza 665W ed efficienza fino a 21.4% con performance lineare garantita 25 anni. I moduli sono provvisti di cornice in alluminio. Le caratteristiche del singolo modulo sono: 2384×1303×35 mm, peso 35.7kg.

I moduli fotovoltaici sono montati su strutture monoassiali ad inseguimento solare dette tracker, aventi asse principale posizionato nella direzione Nord-Sud e caratterizzate da un angolo di rotazione pari a +60° e a -60°. Nella configurazione elettrica di progetto si prevede l'installazione di una tipologia di vela fotovoltaiche con orientamento verticale dei moduli (Portrait):

- Dimensioni vela fotovoltaica (2x30) di dimensioni reali in pianta 4.778 m x 40.40 m, altezza minima 0.5m ed altezza massima 4.653m, che consentirà l'installazione di 60 moduli che costituiranno 2 stringhe da 30 moduli ciascuna;

- 7 pilastri IPEA 180 di lunghezza paria 4.5m, 2.5 m fuori terra e 2.0 m infissi nel suolo
- 4 travi scatolari 150 x 150 x 4mm
- 6 teste di palo che fungono da cerniere per permettere la rotazione dei moduli
- 1 testa di palo con motore (CA elettrico lineare – attuatore – mandrino)
- 1 quadro elettrico per gestire la rotazione del tracker (un quadro può essere a servizio di più strutture)

Ogni tracker utilizza dispositivi elettrici, elettromeccanici ed elettronici per seguire il sole nella sua traiettoria da Est verso Ovest. Il sistema backtracking controlla e assicura che i moduli presenti sui tracker non siano responsabili di mutuo ombreggiamento.

Relativamente all'impianto è prevista l'installazione di 1471 strutture (2x30).

La struttura della vela fotovoltaica del tipo infissa sarà costituita da profilati in acciaio S275 zincato con classe di corrosività C5-H (classe di corrosività C5 e durabilità alta). L'altezza della struttura nella configurazione della rotazione massima, risulta essere pari a 4,182 m rispetto al piano campagna.

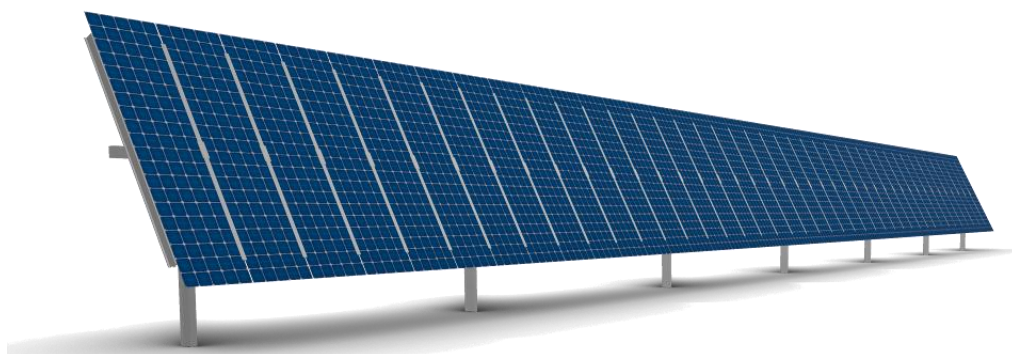


Figura 2: Tipologico struttura tracker

In fase preliminare si ipotizza di installare le strutture infiggendo i pilastri direttamente al suolo e si è verificata la portanza del terreno correlata alle azioni massime trasmessa dai tracker. In fase di progettazione esecutiva, a valle di indagini geotecniche accurate e pullout-tests sarà possibile definire in maniera dettagliata le capacità del suolo e la scelta progettuale. Nei casi in cui gli strati superficiali di terreno non garantiscano caratteristiche meccaniche sufficienti per supportare la struttura con pali direttamente infissi si opterà per l'utilizzo di zavorre in calcestruzzo, come opera di fondazione o, in alternativa, si procederà con la tecnica del pre-drilling, vale a dire; verrà eseguito un foro e riempito con suoli a grana grossa che hanno caratteristiche meccaniche sufficienti ad assorbire il carico proveniente dalle strutture e ridistribuirlo al suolo esistente.

1.3. Cabine elettriche

All'interno dell'impianto verranno installate 5 cabine di trasformazione, 5 Power station 6818 kVA e 2 Power station 3409 kVA.

Le cabine saranno totalmente prefabbricate e montate in opera, le lavorazioni da eseguire in cantiere si limiteranno alle strutture di fondazione che saranno realizzate mediante piastre in cemento armato realizzato in opera. Le cabine presenteranno una notevole rigidità strutturale ed una grande resistenza agli agenti esterni atmosferici che le renderanno adatte all'uso anche in ambienti con atmosfera inquinata ed aggressiva.

Le cabine di trasformazione sono composte da un container in acciaio nel quale sono allocate tutte le apparecchiature elettromeccaniche, si mostrano in immagine le caratteristiche tecniche.

General	
Dimensions (W x H x D)	6,058 x 2,896 x 2,438 mm (20' HC Container)
Weight	< 22 t (48,502 lb.)
Operating Temperature Range	-25°C ~ 60°C 4 (-13°F ~ 140°F)
Relative Humidity	0% ~ 95%
Max. Operating Altitude	2,000 m (6,562 ft.)
Enclosure Color	RAL 9003
Communication	Modbus-RTU, Preconfigured with Smartlogger3000B
Applicable Standards	IEC 62271-202, EN 50588-1, IEC 60076, IEC 62271-200, IEC 61439-1

Smart Transformer Station



Figura 3: Cabine di trasformazione

Le power station si posizioneranno sulla platea di fondazione come mostrato in figura; gli armadietti giungeranno in cantiere già montati e verranno solo allocati sull'opera di fondazione.

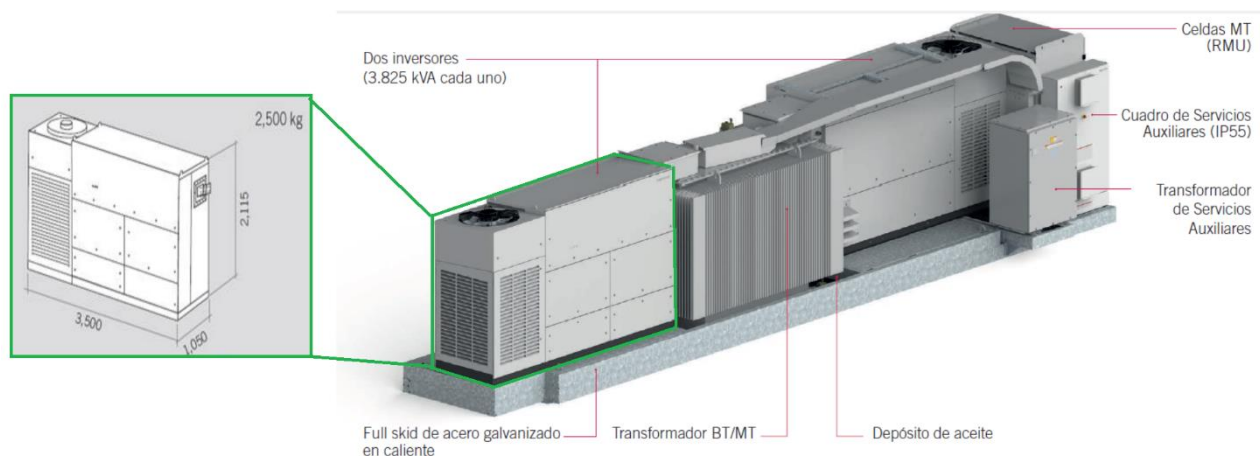


Figura 4: Power station 6818 kVA

I manufatti saranno prefabbricati totalmente fuori opera e saranno conformi alla legislazione attualmente in vigore nel territorio nazionale e in particolare alla legislazione sul calcolo e il deposito delle strutture prefabbricate.

In particolare, trattandosi di strutture prefabbricate i calcoli statici forniti dalla ditta costruttrice, dovranno corrispondere a quelli depositati presso l'ex Ministero dei Lavori Pubblici per la produzione in serie dichiarata, con validità triennale.

1.4. Qualità dei materiali

Le strutture portamoduli, saranno metalliche, monopalo, del tipo tracker mentre le cabine saranno totalmente prefabbricate ed insisteranno su platee di fondazione in cemento armato gettato in opera.

1.4.1. Strutture metalliche porta moduli

Acciaio per carpenteria pesante

Per le strutture metalliche si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1.

A vantaggio di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} da utilizzare nei calcoli, si assumono i valori nominali $f_y = R_eH$ e $f_t = R_m$ riportati nelle relative norme di prodotto.

In sede di progettazione si assumono convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
- coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$ (fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)
- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme EN10025, EN10210 ed EN10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati di seguito.

Norme e qualità degli acciai con $t \leq 40 \text{ mm}$ (UNI 10025-2)

Classe	F _{yk} (N/mm ²)	F _{yk} (N/mm ²)
S235	235	360
S275	275	430

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella tabella seguente:

	Normali			Alta resistenza	
Vite	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella:

Classe	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
F_{yd} (N/mm²)	240	300	480	649	900
F_{td} (N/mm²)	400	500	600	800	1000

1.4.2. Strutture di fondazione

Le strutture di fondazione delle cabine elettriche saranno dirette, del tipo a platea.

Il piano di imposta delle strutture di fondazione sarà regolarizzato e bonificato preliminarmente mediante uno strato di calcestruzzo magro, spesso almeno 10 cm, di resistenza caratteristica non inferiore a R_{ck} 15 N/mm².

Calcestruzzi ed armature per strutture di fondazione (cabine elettriche)

È stato previsto l'uso di cemento Pozzolatico, classe 32/40 XC4, allo scopo prevenire i modesti rischi di aggressione da parte dei terreni e delle acque di infiltrazione; la classe 32/40 consente, inoltre, di ridurre gli effetti negativi del ritiro e di assicurare, come implicita conseguenza della classe di resistenza imposta da esigenze statiche, un rapporto acqua/cemento assai ridotto, con grande vantaggio per la qualità e durabilità delle opere. Si è progettata l'opera in classe d'esposizione XC4, ossia si è considerata la presenza di ambienti aggressivi in quanto, trattandosi di fondazioni a contatto con il suolo nel caso di fessurazione le acque meteoriche andrebbero ad aggredire le barre di armatura.

Le caratteristiche prestazionali meccaniche e qualitative di composizione, prescritte per i

calcestruzzi relativi alle fondazioni, sono le seguenti:

Calcestruzzo

Classe di resistenza: C32/40 con $R_{ck} \geq 43.5 \text{ N/mm}^2$, su provini cubici

Classe di esposizione: XC4

Max rapporto a/c: 0.60

Tipo e classe di cemento: CEM IV/B 32.5 R (Pozzolánico/UNI-ENV 197/1)

Dosaggio min. di cemento: 300 Kg/m³

Dimensione max aggregati: 30 mm

Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206/1)

Inerti costituiti da ghiaia e sabbia pulita costituiti da elementi non gelivi e non friabili e privi di sostanze organiche, limose o argillose, del tipo calcareo-dolomitico nel rispetto dei fusi granulometrici.

Acqua: limpida, priva di sali (in particolare solfati e cloruri) e non aggressiva.

Acciaio

Gli acciai prescritti per la realizzazione delle strutture di fondazione in c.a. hanno le seguenti caratteristiche prestazionali e qualitative:

- acciaio tipo Fe B 44 K controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);
- saldabile ($C \leq 0.24\%$; $C_{eq} \leq 0.52\%$).

1.5. Normativa e riferimenti bibliografici

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018);
- Circolare 21/01/2019, n. 7
- O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006 - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone
- O.P.C.M. n. 3431 del 03/05/2005 - Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- D.G.R. n. 260 del 07/03/2005 – “L.R. 20/00 – O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e relativi adempimenti – Recepimento O.P.C.M. n. 3379/04

– Prolungamento del periodo temporale stabilito con il 7° disposto della deliberazione G.R. n. 153/04”

- D.G.R. n. 597 del 27/04/2004 – “L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 - Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e relativi adempimenti - Recepimento O.P.C.M. n. 3333/04 e conseguente rettifica della deliberazione G.R. n. 153/04”
- D.M. 16/01/1996 - Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi, e relativa Circolare Ministeriale n. 156 del 04/07/1996;
- Lg. n. 64 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- Lg. n. 1086 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Allegato alla Lg. n. 1684 del 25/11/1962 - Elenco dei Comuni e frazioni e parti di Comune nei quali è obbligatoria l'osservanza delle norme tecniche di edilizia per le località sismiche della 1^a e della 2^a categoria.

2. ANALISI GEOTECNICA DEL SITO

Non essendo state condotte indagini geotecniche di dettaglio, i parametri meccanici del suolo e la stratigrafia derivano da riferimenti bibliografici e storici riguardo il sito di riferimento.

I parametri geotecnici utilizzati per la verifica dei pali infissi utilizzati nel presente progetto preliminare delle strutture sono riportati a seguire.

Complesso	Descrizione	Spessore presunto (m)	ϕ (°)	C (kPa)	c_u (kPa)	γ (t/m ³)
Coltre eluvio-colluviale	Colluvium eterogeneo	0,5	22-26	0	0	1,6
Vulcanico molto alterato	Basalti alterati	2	30-34	4	8	2,2
Vulcanico integro/poco alterato	Basalti	Indef.	36-42	100	250	2,7

Figura 5: Parametri geotecnici

In fase esecutiva si confronteranno i valori teorici di progetto, con i risultati delle prove di pull-out, di estrazione dei pali direttamente infissi nel terreno di fondazione, per determinare la reale portanza laterale dei profili, valutati nelle varie zone del campo in costruzione.

Le prove comprenderanno la trazione assiale e il carico laterale dei pali “prova” infissi direttamente nel terreno. I pali d'acciaio saranno dello stesso tipo di quelli che verranno utilizzati per la costruzione dell'impianto fotovoltaico. Attraverso la misurazione delle deformazioni assiali e laterali dei pali, soggetti a tensione assiale e carico laterale, si determinano i valori utili per la progettazione esecutiva della struttura di supporto dell'impianto fotovoltaico.

3. ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SULLE STRUTTURE

Le azioni considerate in fase di verifica della struttura Tracker sono:

- Peso proprio dei moduli e della struttura
- Azione del vento
- Azione della neve
- Azione del sisma

Trattandosi di seguitori solari e non di strutture fisse, le azioni agiranno sulla struttura in maniera dipendente dall'angolo d'inclinazione dei moduli. Inoltre il sistema di gestione e controllo della rotazione implementa dei sensori che vanno a scaricare la struttura, ossia, in caso di abbondanti nevicate il tracker ruoterà automaticamente al fine di scaricare al suolo la massa accantonata e nel caso di raffiche di vento particolarmente forti si posizionerà in posizione orizzontale in modo da scaricare in maniera verticale al suolo il carico dovuto all'azione del vento. Dato il funzionamento del seguitore solare la verifica preliminare verrà condotta in posizione orizzontale in quanto ad essa corrisponde il massimo carico dovuto al vento da combinare con l'azione della neve.

3.1. Peso proprio

3.1.1. Strutture porta moduli

Il peso dei moduli fotovoltaici si ricava dalla scheda tecnica, ogni modulo ha un peso di 35.7 kg distribuiti su una superficie di 2.384 m x 1.303 m= 3.11mq

Dunque l'incidenza del peso dei moduli sulla struttura vale: $35.7 \text{ kg}/3.11\text{mq} = 11.5 \text{ kg/mq}$

Considerando il peso dei morsetti d'ancoraggio, del cablaggio e degli elementi accessori si è considerato, a vantaggio di sicurezza, un peso proprio dei moduli pari a **15 kg/mq**

Il peso proprio dei profili in acciaio che costituiscono la struttura sono calcolati automaticamente dal software di calcolo.

Peso pilastri IPEA 180= **19 kg/ml**

Peso travi scatolari 150x150x4= **18.35kg/ml**

Peso arcarecci = **10kg/ml**

3.1.2. Cabine

Le cabine, come detto, saranno del tipo prefabbricato, saranno progettate e realizzate in opera le sole piastre di fondazione. Per il calcolo delle opere di fondazione si sono considerati i carichi

verticali delle cabine dalle schede tecniche, ossia si è diviso il peso delle apparecchiature per l'area d'impronta delle stesse.

Peso cabine di trasformazione = $22'000 \text{ kg} / (6.058 \text{ m} \times 2.896 \text{ m}) = 1254 \text{ kg/mq} \rightarrow 1300 \text{ kg/mq}$

Peso Power station = $2'500 \text{ kg} / (3.5 \text{ m} \times 1.05 \text{ m}) = 680.3 \text{ kg/mq} \rightarrow 700 \text{ kg/mq}$

3.2. Carico neve

Il carico dovuto all'azione della neve ha direzione gravitazionale ed è stato calcolato come descritto dalle NTC 2018.

Zona III

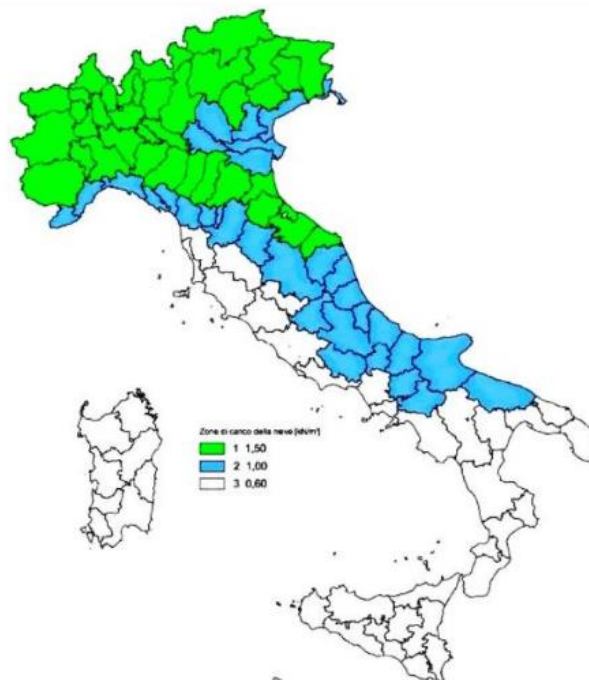
Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

$$a_s > 200 \text{ m}$$



Zona Neve = III

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

Ctr = 1 per $T_r = 50$ anni

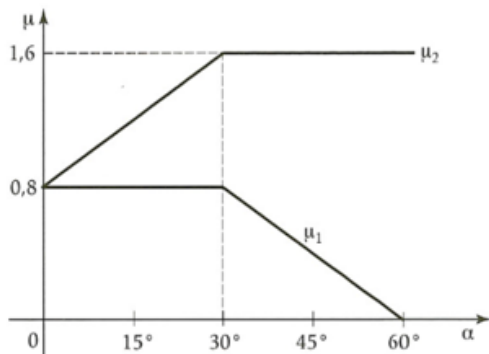
Ce (coeff. di esposizione al vento) = 0.90

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} = 0.63 \text{ kN/mq}$

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 00.0^\circ$

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0,80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0,80
$\mu_2 (\alpha)$	0,80

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
$\mu_1 (\alpha)$	0,80	$0.8(60-\alpha)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0.8 \alpha/30$	1,60	0,00

q_s (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

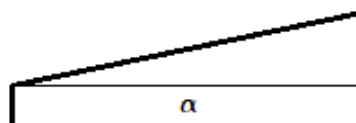
C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	0 [deg]
--------------------	---------

0,45 kN/mq μ_1

μ_1	0,80
---------	------



Carico neve sulla copertura $Q_n = 0.45 \text{ kN/mq}$

3.3. Carico da vento

L'azione del vento è calcolata in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 [cap. 3.3]. In particolare è stata valutata l'entità dell'azione del vento gravante sulle strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, nella ipotesi di struttura isolata:

- Zona vento = 5 Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)
- As (altitudine sul livello del mare) = 230m
- Distanza dalla costa = 6 km

- Tr (periodo di ritorno) = 50 anni
- Categoria d'esposizione = II
- Classe di rugosità del terreno= D
- Cd (coefficiente dinamico) = 1.00
- Ct (coefficiente topografico) = 1.00
- Cp (coefficiente di forma relativo alla condizione relativa a tettoia ad uno spiovente= 1.24
- Ce (coefficiente di esposizione) = 1.80

Calcolo velocità di riferimento del vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
5	28	750	0,4	1,000

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 28,00 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

Cr coefficiente di ritorno 1,00

v_r (velocità di riferimento) 28,02 m/s

Pressione cinetica di riferimento

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

Pressione cinetica di riferimento q_r 490,72 [N/m²]

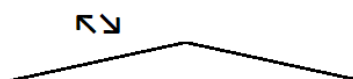
Calcolo pressione del vento

	p [kN/m ²]	C_d	C_t	C_e	C_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,491	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(2) cop. sopravent.	0,491	1,00	1,00	1,801	1,24	1,10
(3) cop. Sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00
(4) par. sottovent.	0,491	1,00	1,00	1,801	0,00	0,00

(2) copertura sopravento

± 1,10 kN/mq

→
 Direzione del vento →
 →



Azione del vento sui moduli = 1.10 kN/mq

3.4. Azione sismica

Sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 (suppl.) del 08.05.2003 è stata pubblicata l'O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Il provvedimento detta i principi generali sulla base dei quali le Regioni, a cui lo Stato ha delegato l'adozione della classificazione sismica del territorio (Decreto Legislativo n. 112 del 1998 e Decreto del Presidente della Repubblica n. 380 del 2001 - "Testo Unico delle Norme per l'Edilizia"), hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale.

Zona 1 - E' la zona più pericolosa. La probabilità che capiti un forte terremoto è alta

Zona 2 - In questa zona forti terremoti sono possibili

Zona 3 - In questa zona i forti terremoti sono meno probabili rispetto alla zona 1 e 2

Zona 4 - E' la zona meno pericolosa: la probabilità che capiti un terremoto è molto bassa

Il nuovo studio di pericolosità, allegato all'OPCM n. 3519/2006, ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche.

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	$a_g > 0,25$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	$a_g \leq 0,05$

Nel rispetto degli indirizzi e criteri stabiliti a livello nazionale, alcune Regioni hanno classificato il territorio nelle quattro zone proposte, altre Regioni hanno classificato diversamente il proprio territorio, ad esempio adottando solo tre zone e introducendo, in alcuni casi, delle sottozone per meglio adattare le norme alle caratteristiche di sismicità.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento “propria” individuata sulla base delle coordinate geografiche dell’area di progetto e in funzione della vita nominale dell’opera. Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

L’entrata in vigore della revisione della norma NTC2008 nel 2018 con il Decreto 17 gennaio 2018, segna inoltre il definitivo abbandono della metodologia delle Tensioni Ammissibili a favore del metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, eliminando definitivamente i riferimenti alle zone sismiche.

Si riportano le mappe di pericolosità sismica ufficiali, su cui si analizzano i due parametri dello scuotimento: $a_{(g)}$ (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall’OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA) e $S_{e(T)}$ (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T, in accelerazione); l’unità di misura è **g**, vale a dire l’accelerazione di gravità, corrispondente a $9.8m/sec^2$ [<http://zonesismiche.mi.ingv.it>].



Figura 6: Mappa di pericolosità sismica – valore $a(g)$

I colori indicano i diversi valori di accelerazione del terreno che hanno una probabilità del 10% di essere superati in 50 anni. Indicativamente i colori associati ad accelerazioni più basse indicano zone meno pericolose, dove la frequenza di terremoti più forti è minore rispetto a quelle più pericolose.

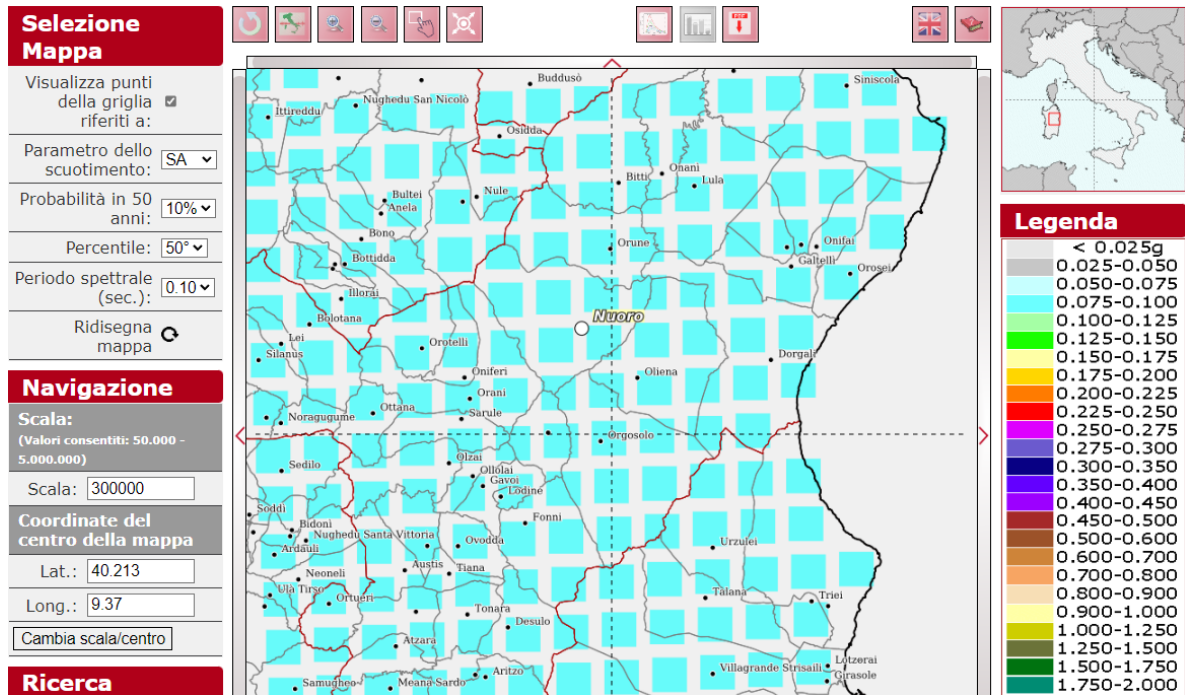


Figura 7: Mappa di pericolosità sismica – valore $S_e(T)$

Data la bassissima sismicità della zona e la natura dell'opera sarebbe lecito omettere le verifiche sismiche ma poiché classifichiamo l'intervento come opera strategica, e quindi di classe d'uso IV, la verifica sismica risulta obbligata, seppur è lecito aspettarsi sollecitazioni di gran lunga inferiori rispetto a quelle dovute al carico orizzontale da vento.

La struttura è realizzata con un telaio in acciaio ad un solo piano, quindi non è dissipativa, ragion per cui si utilizza il fattore di struttura minimo imposto dalle NTC 2018: $q=1.5$.

Si riportano a seguire i parametri utilizzati per definire gli spettri elastici.

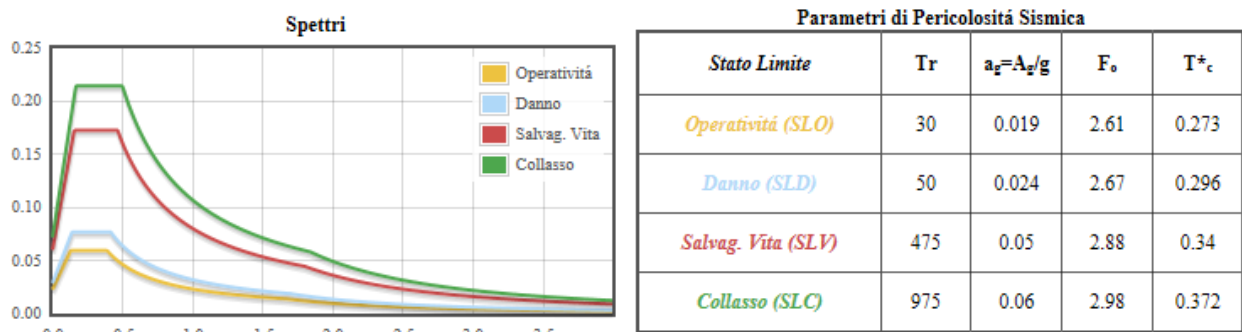


Figura 8: Spettri di risposta e parametri di pericolosità sismica

È stata condotta un'analisi statica lineare al fine di valutare le sollecitazioni derivanti dal sisma per le 32 combinazioni sismiche impostando i seguenti parametri sismici:

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	4
Categoria del Suolo	C
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	40.2133
Longitudine del sito oggetto di edificazione	9.3713

3.5. Combinazione delle azioni

Le azioni determinate come descritto nei paragrafi precedenti sono state combinate tra loro ed opportunamente amplificate mediante coefficienti di sicurezza come imposto dalle NTC 2018.

Si riportano a seguire i coefficienti di sicurezza, già combinati, utilizzati per tutte le combinazioni di carico considerate in fase di verifica.

COMBINAZIONI CARICHI															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00
Var.Vento	1,50	0,90	1,50	0,90	0,90	1,50	0,90	0,90	1,50	0,90	0,90	1,50	0,90	0,90	0,00
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,75	1,50	0,75	0,00
Vento dir. 0	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,90	1,50	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30

COMBINAZIONI CARICHI															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Vento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI															
DESCRIZIONI	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Vento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 180	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento dir. 270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00

4. MODELLO DI CALCOLO STRUTTURA PORTA MODULI

La struttura degli inseguitori solari è stata modellata nel software di calcolo CDS WIN, sono stati inseriti i pilastri incastrati alla base per simulare l'infissione al suolo, sarà verificata la portanza del suolo in maniera disaccoppiata, sono stati inseriti i moduli come carico pannello e su di essi si sono applicate le azioni stimate nei paragrafi precedenti.

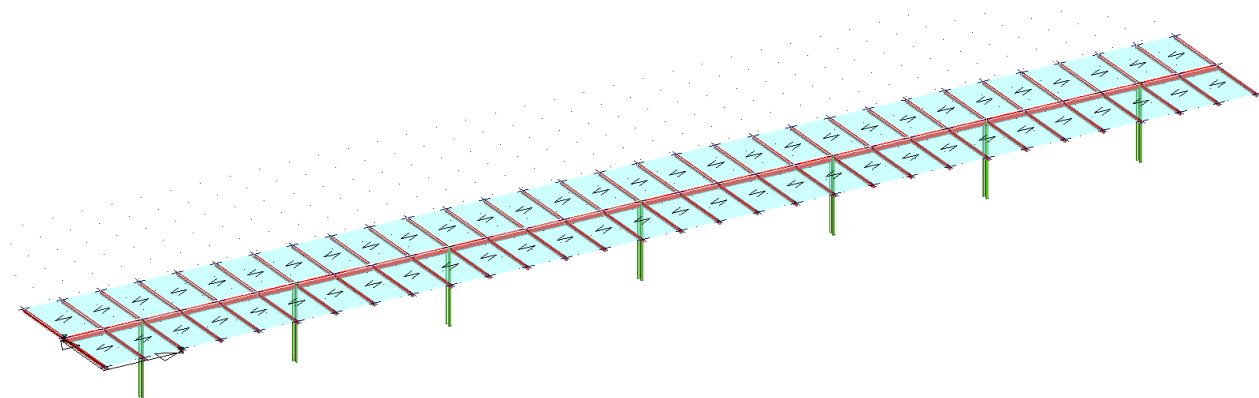


Figura 9: Modello strutturale

4.1. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Ragione sociale completa del produttore del software: S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2020
Nro Licenza	34981

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

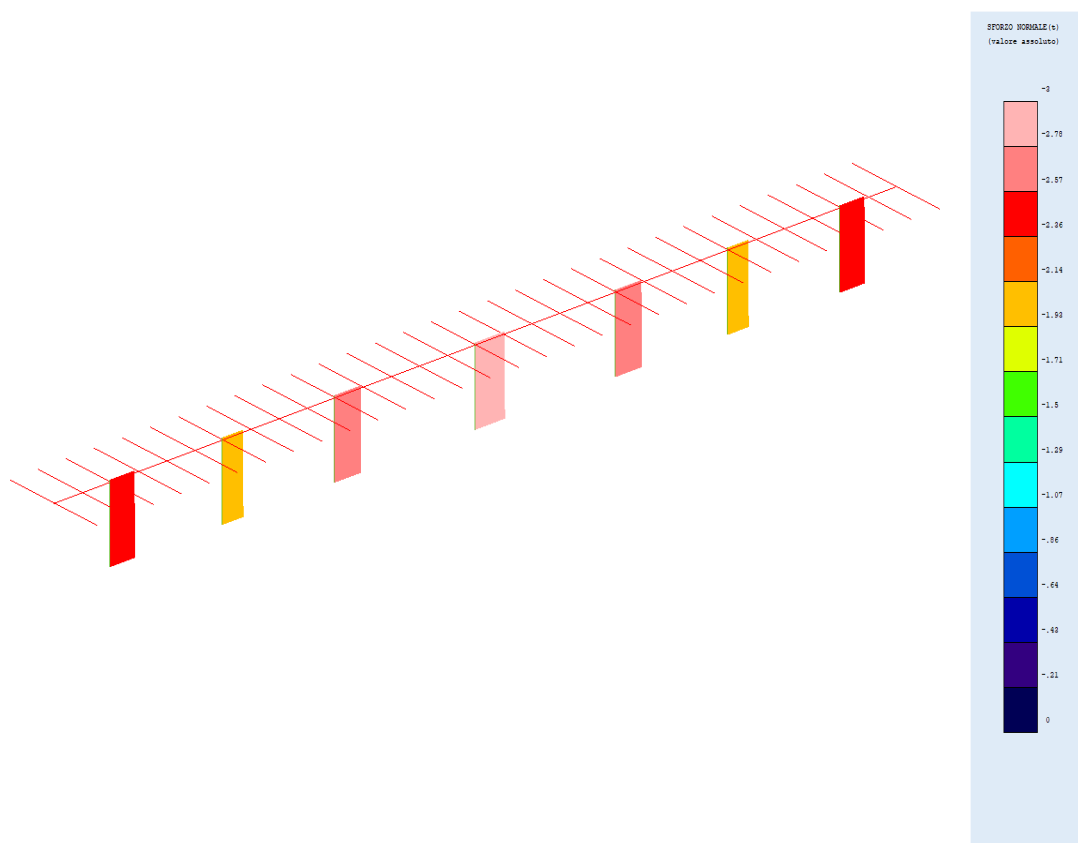
La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

4.2. Sollecitazioni sulla struttura

La struttura modellata nel codice di calcolo è stata caricata con carico pannello al fine di simulare i moduli fotovoltaici applicando il peso proprio dei moduli (15 kg/m²), come azione principale il carico vento, come azione secondaria il carico neve (calcolati nei capitoli precedenti) ed è stata eseguita un'analisi statica lineare per calcolare la reazione sismica della struttura nelle 2 direzioni principali.

Vengono riportati gli involuppi dei diagrammi sollecitativi relativi ad i vari casi di carico e la deformata della combinazione più significativa.



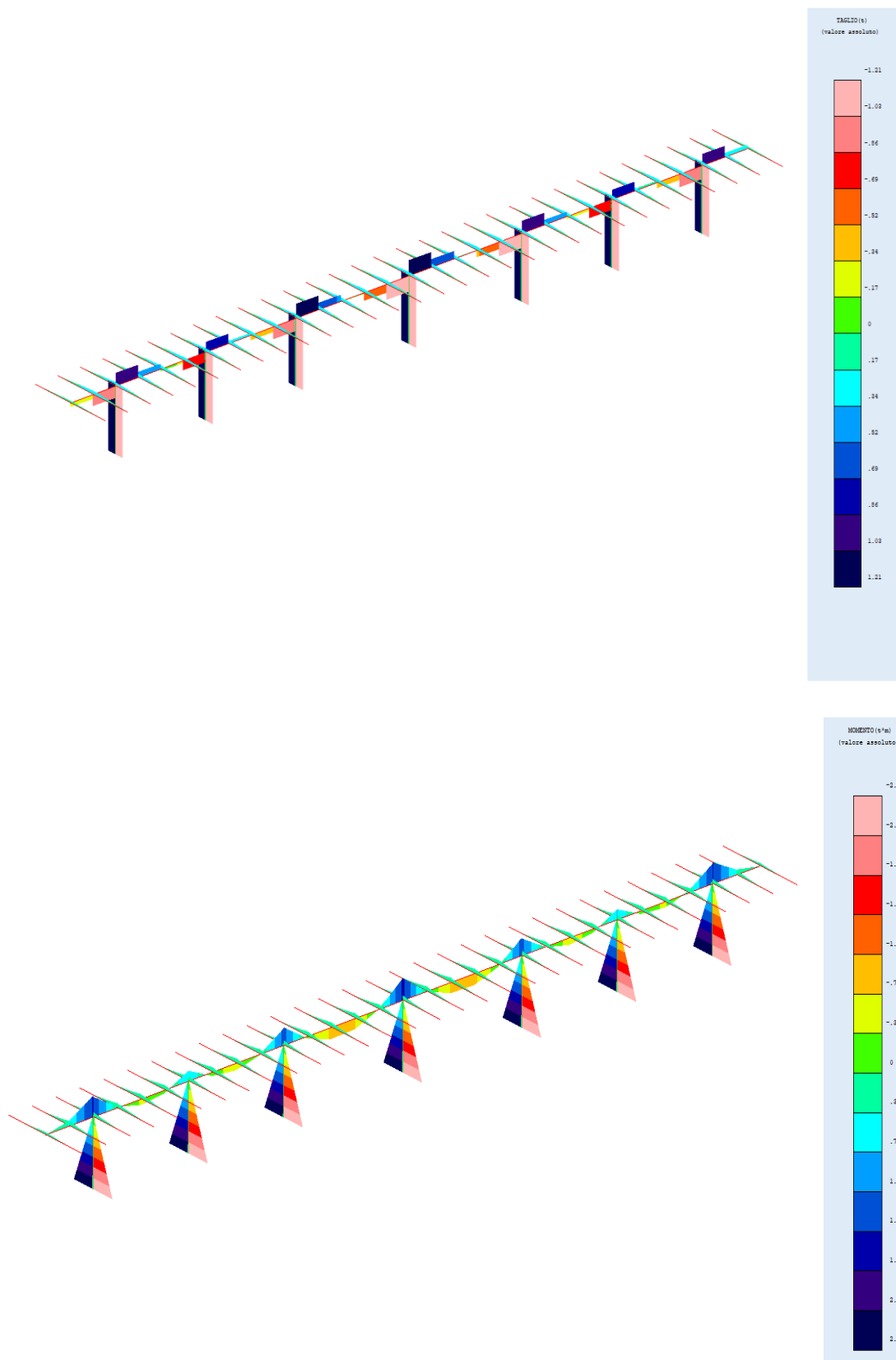


Figura 10: Diagrammi d'involuppo.

Sono state condotte analisi anche riguardo al sisma, utilizzando le 32 combinazioni imposte dalle NTC 2018 e le sollecitazioni indotte risultano di gran lunga inferiori a quelle calcolate con i carichi

vento e neve. Tale risultato era prevedibile in quanto l'entità delle azioni di vento e neve dipende dalla superficie impattata, mentre il carico sismico dalla massa eccitata, i tracker sono strutture molto leggere, con poca massa, ma supportano i captatori solari che per loro natura di costruzione hanno una grande superficie al fine di massimizzare l'irraggiamento solare assorbito.

Si riportano a seguire i diagrammi dei momenti flettenti sulla struttura delle combinazioni relative al sisma considerato in direzione X ed in direzione Y.

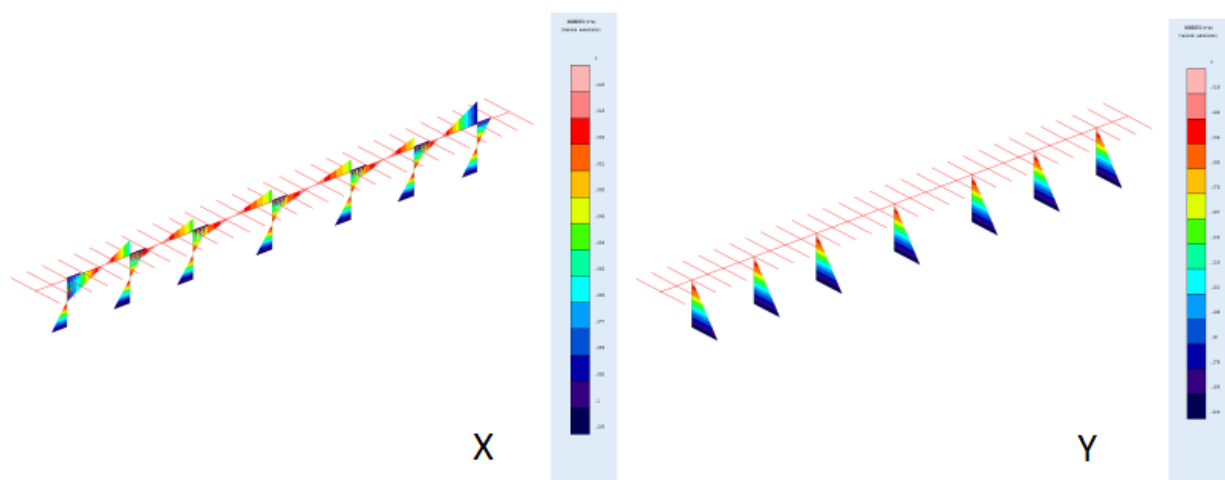


Figura 11: Sollecitazioni indotte dal sisma.

È stata calcolata la deformata massima attesa; lo spostamento massimo registrato risulta essere di 9.1mm, assolutamente compatibile con la destinazione d'uso della struttura.

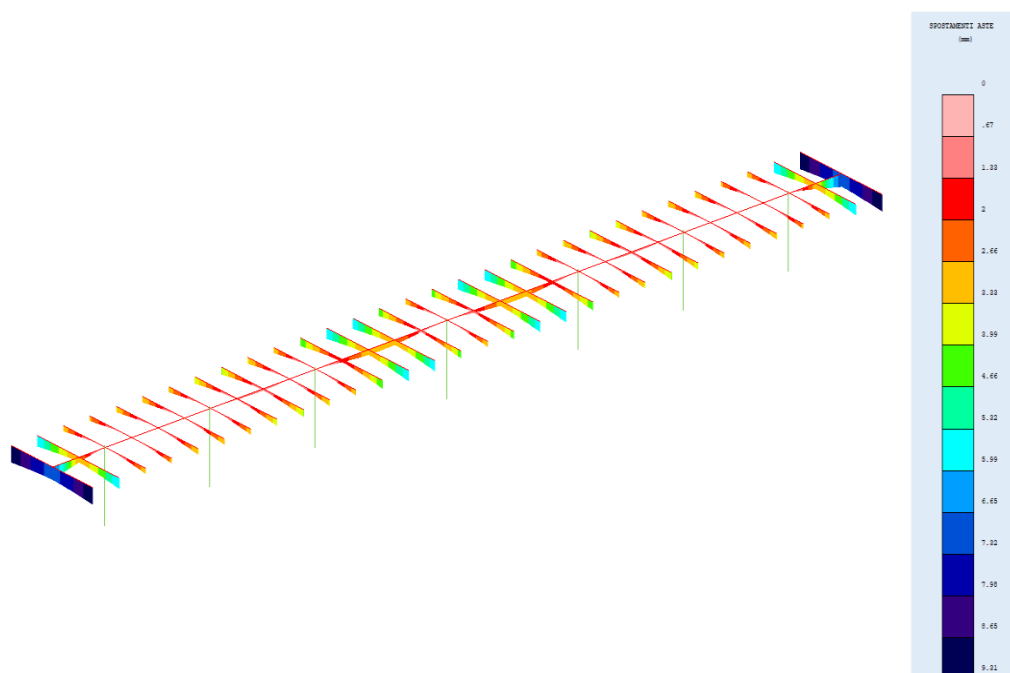


Figura 12: Deformata in corrispondenza della combinazione di carico che massimizza l'azione del vento.

4.3. Verifiche strutturali

Eseguite le analisi strutturali e ricavate le sollecitazioni che andranno ad agire sulla struttura si sono eseguite le analisi di resistenza degli elementi strutturali; la struttura risulta completamente verificata con riserve di resistenza abbastanza elevate.

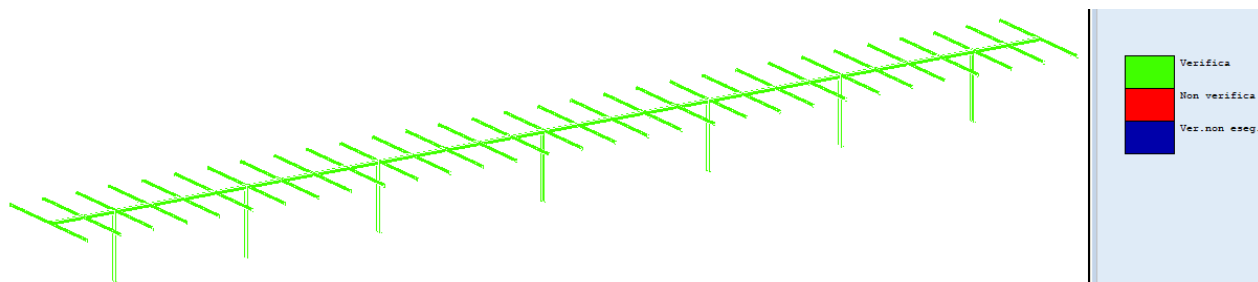


Figura 13: Verifiche strutturali.

Tra tutte le verifiche da rispettare secondo le NTC 2018, per le caratteristiche di snellezza della struttura, quella più vincolante risulta essere la verifica a pressoflessione degli elementi, in particolar modo dei pilastri. Calcolando la percentuale di sfruttamento a pressoflessione degli elementi risulta che l'elemento più sollecitato è il pilastro centrale che ha una percentuale di utilizzo del 77%.

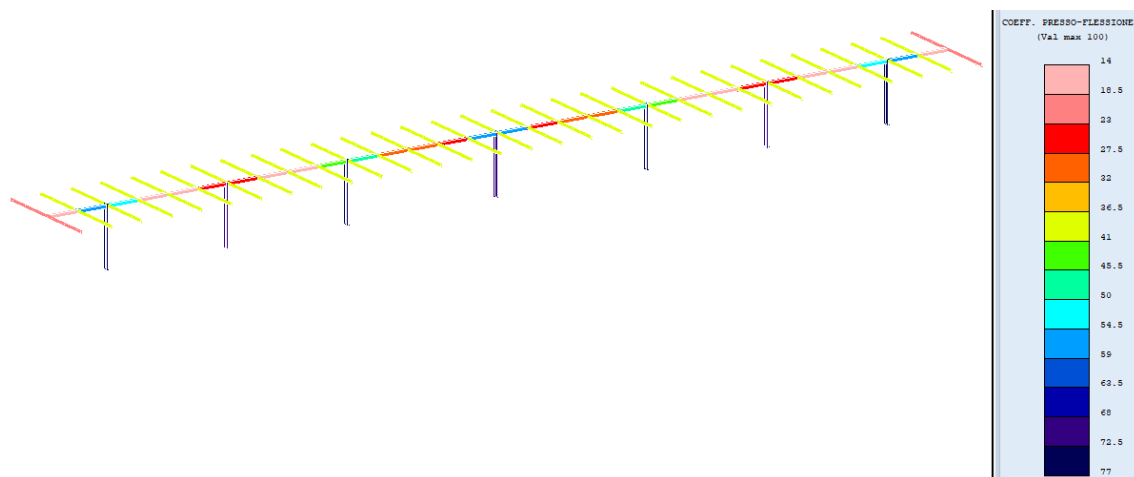


Figura 14: Coefficiente d'instabilità pressoflessionale.

Si riporta a seguire una tabella di confronto nella quale sono confrontati i valori massimi di sollecitazioni indotte negli elementi portanti ed i relativi valori di resistenza offerta.

	Direzione	Nrd	Ned	Vrd	Ved	Mrd	Med
Travi	x	520	0	134	0	245	7,6
	y				12,1		0,1
Pilastri	X	535	30	120	1,12	532	26,4
	y			108	12,1		52

ed= sollecitazioni, rd= resistenza, valori espressi in kN- kNm

4.4. VERIFICA Infissione pilastri

In via semplificata si procede alla verifica della lunghezza d'infissione, pari a 2 metri, ipotizzata in fase di progetto. La lunghezza di infissione definitiva sarà individuata in fase esecutiva in seguito alla realizzazione di pullout test, eseguiti con pali della medesima dimensione di quelli della struttura, su varie verticali del sito in cui sorgerà l'impianto al fine di meglio conoscere i suoli presenti e la loro effettiva capacità portante.

Si è proceduti a verificare la portanza laterale del palo infisso considerando i parametri geotecnici forniti dalla relazione geologica, a vantaggio di sicurezza si è ipotizzata nulla la coesione del terreno. La capacità laterale è stata calcolata secondo le NTC 2018 come segue:

$$Q_{later} = (1 - \sin \phi') \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

essendo

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \phi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan (3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

- In terreni incoerenti:

$$Q_{later} = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \mu \cdot A_s$$

essendo

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace lungo il fusto del palo

K = coefficiente di spinta:

$$K = (1 - \sin \phi') \quad \text{per pali trivellati}$$

$$K = 1 \quad \text{per pali infissi}$$

μ = coefficiente di attrito:

$$\mu = \tan \phi' \quad \text{per pali trivellati}$$

$$\mu = \tan(3/4 \cdot \phi') \quad \text{per pali infissi prefabbricati}$$

Ai sensi delle vigenti norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), tali verifiche si intendono soddisfatte se è rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d,$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, ottenuto moltiplicando l'azione caratteristica E_k per un opportuno coefficiente di sicurezza γ_E e R_d è il valore di progetto della resistenza, ottenuto dividendo il valore caratteristico della resistenza R_k per un opportuno coefficiente di sicurezza γ_R (o γ_M se applicato ai valori caratteristici di resistenza dei materiali).

Nello specifico si è optato per l'utilizzo dell'approccio 2 Riportato in normativa basato sull'unica combinazione dei coefficienti di sicurezza A1+M1+R3, nello specifico vengono fortemente ridotte le caratteristiche di resistenza del suolo ma non sono amplificate le azioni.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2 in quanto, allo stato attuale, la conoscenza del sottosuolo è basata su dati non certi, quindi penalizzare le caratteristiche meccaniche del suolo ci permette di progettare a vantaggio di sicurezza.

I coefficienti parziali γ_G relativi alle azioni (A1) sono indicati nella Tab. 6.2.I delle NTC 2018 mentre i coefficienti parziali γ_M relativi ai parametri geotecnici (M1), invece, sono indicati nella Tab. 6.2.II delle stesse norme, i coefficienti parziali R3 sono riportati alla Tab. 6.4.I.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

 Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Considerando la superficie laterale del supporto dato dal profilo IPE 180 pari a $A_L = 0.72 \text{ m}^2/\text{m}$, applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma_R = 1,2$ e il fattore di correlazione $\zeta_{a3} = \zeta_{a4} = 1.8$, si è calcolata la resistenza del suolo che risulta essere pari a 81.5 kN.

	Spessore	γ	γ_{sat}	Cu	ϕ	ϕ
	m	kN/mc	kN/mc	kPa	°	rad
Suolo1	0,5	16	18,63	0	22	0,383972436
Suolo2	2	22	19,61	0	30	0,523598776

Z	Li	Suolo	Cu	ϕ	ϕ	μ	Q lat	Qr totale (kN)
m	m		kpa	°	rad		kN	$\gamma_r = 2,3$
0,2	0,2	1	0	22	0,383972	0,2962135	0,132704	42,53116713
0,4	0,4	1	0	22	0,383972	0,2962135	0,72987	
0,6	0,6	2	0	30	0,523599	0,4142136	2,2964	Qr totale (Tonn)
0,8	0,8	2	0	30	0,523599	0,4142136	4,082489	$\gamma_r = 2,3$
1	1	2	0	30	0,523599	0,4142136	6,378889	4,338179047
1,2	1,2	2	0	30	0,523599	0,4142136	9,1856	
1,4	1,4	2	0	30	0,523599	0,4142136	12,50262	
1,6	1,6	2	0	30	0,523599	0,4142136	16,32996	
1,8	1,8	2	0	30	0,523599	0,4142136	20,6676	
2	2	2	0	30	0,523599	0,4142136	25,51556	

Poiché il valore dello sforzo normale agente in testa al supporto IPE 180, per la combinazione agli SLU, è pari a 30 kN la verifica risulta soddisfatta.

5. MODELLO DI CALCOLO FONDAZIONI CABINE

All'interno dell'impianto saranno installate tre tipologie di fondazioni per le cabine:

- 1) Fondazione per cabina di trasformazione: 7 m x 4 m x 0.3 m
- 2) Fondazione per Power station 3409 kWA: 9m x 3m x 0.3m
- 3) Fondazione per Power station 6818 kWA: 12m x 4m x 0.30

La dimensione in pianta delle fondazioni è stata progettata per verificare la regolarità in pianta, ossia il rapporto tra il lato lungo ed il lato corto dev'essere inferiore a quattro.

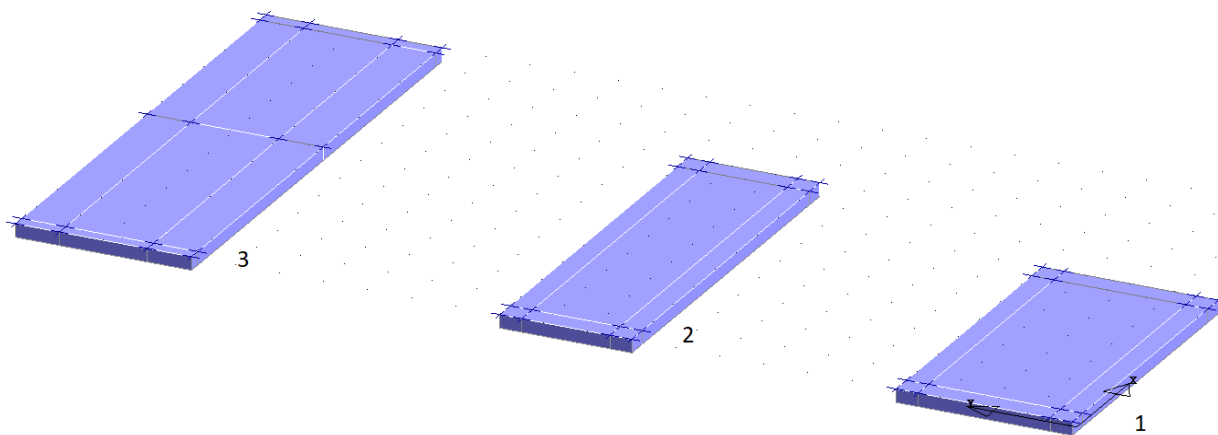


Figura 15: Modelli strutturali piastre di fondazione.

Nel modello strutturale è stata inserita la stratigrafia descritta al par. 2 e si è imposta una quota d'infissione delle piastre pari a 0.3m, con tali dati si sono eseguite le verifiche di portanza per le fondazioni superficiali.

5.1. Carichi e combinazione delle azioni

Le azioni determinate come descritto nei paragrafi precedenti sono state combinate tra loro ed opportunamente amplificate mediante coefficienti di sicurezza come imposto dalle NTC 2018.

Si riportano a seguire i coefficienti di sicurezza, già combinati, utilizzati per tutte le combinazioni di carico considerate in fase di verifica.

DATI GENERALI		
COEFFICIENTI PARZIALI	GEOTECNICA	
	TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio	1.00	
Peso Specifico	1.00	
Coesione Efficace (c'k)	1.00	
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1.00	
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U. - A1

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1.30	1.30
Perm.Non Strutturale	1.50	1.50
Var.Bibl.Arch.	1.50	1.50
Var.Neve h<=1000	0.75	1.50

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00
Var.Bibl.Arch.	1.00	1.00
Var.Neve h<=1000	0.50	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.90	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00	0.20

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00

5.2. Teoria di calcolo

La verifica della capacità portante consiste nel confronto tra la pressione verticale di esercizio in fondazione e la pressione limite per il terreno, valutata secondo *Brinch-Hansen*:

$$q_{lim} = q N_q Y_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c Y_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} G B' N_g Y_g i_g b_g s_g$$

dove:

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione

L = lato maggiore della fondazione

D = profondità della fondazione

α = inclinazione base della fondazione

G = peso specifico del terreno

B' = larghezza di fondazione ridotta = $B - 2 e_B$

L' = lunghezza di fondazione ridotta = $L - 2 e_L$

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali

N = risultante delle forze verticali

e_B = eccentricità del carico verticale lungo B

e_L = eccentricità del carico verticale lungo L

F_{hB} = forza orizzontale lungo B

F_{hL} = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle

$c = c_u$ = coesione non drenata (condizioni U)

$c = c'$ = coesione drenata (condizioni D)

Γ = peso specifico apparente (condizioni U)

$\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)

$\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)

$\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

5.3. Tensioni agenti al suolo

Nel modello strutturale si sono applicati i carichi distribuiti derivanti dalle apparecchiature elettromeccaniche e si sono condotte le analisi strutturali amplificando e combinando i carichi secondo quanto descritto dalle vigenti norme tecniche.

Come anticipato le cabine sono del tipo prefabbricato e quindi saranno le ditte di fornitura a redigere i calcoli strutturali, in questa fase vi è la necessità di comprendere se il suolo offre le idonee capacità portanti per assorbire i carichi delle cabine.

Si riportano gli involuppi dei diagrammi tensionali che le fondazioni scaricano al suolo, si evince che la condizione più gravosa è data dalla cabina di trasformazione per la quale si registra una tensione al suolo massima pari a 0.325 kg/cmq.

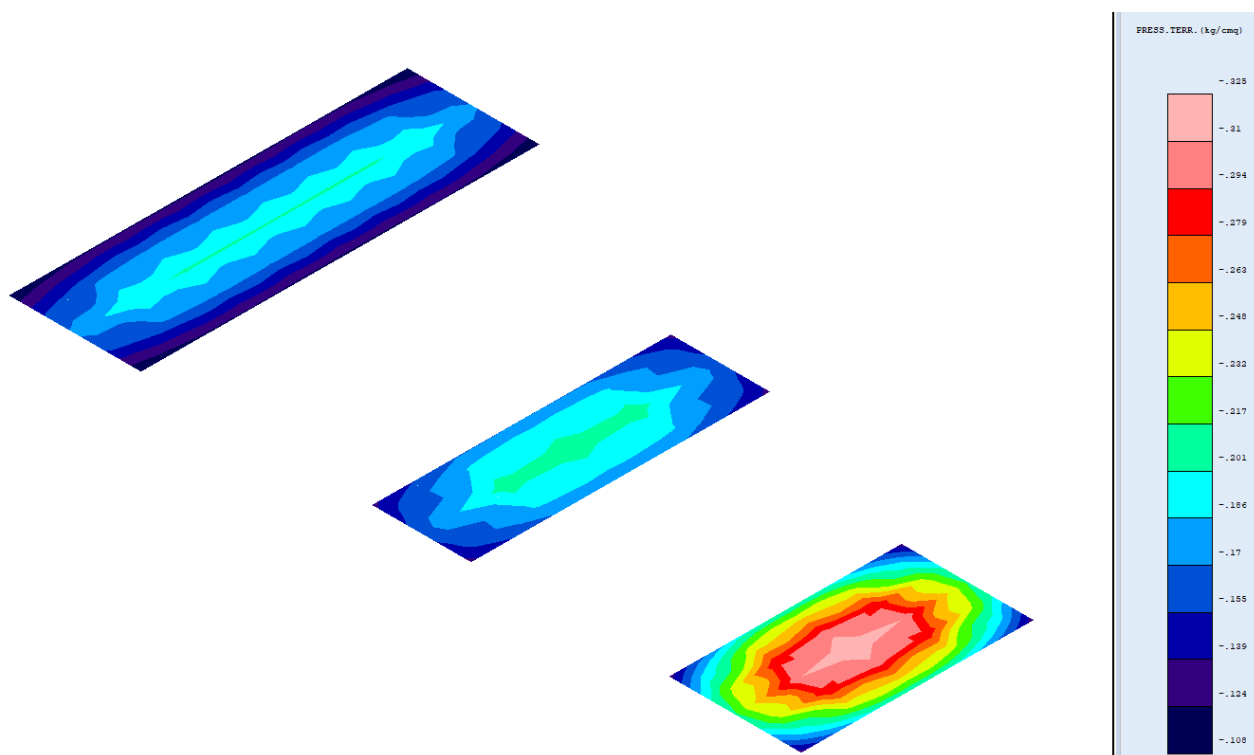


Figura 16: Pressioni al suolo delle piastre di fondazione.

Per meglio comprendere come i suoli assorbono tali tensioni si sono calcolati i bulbi tensionali, ossia come le tensioni indotte dalle piastre di fondazione si distribuiscono al terreno. Si riportano i bulbi tensionali calcolati al baricentro geometrico delle tre piastre che corrispondono alle verticali più sollecitate.

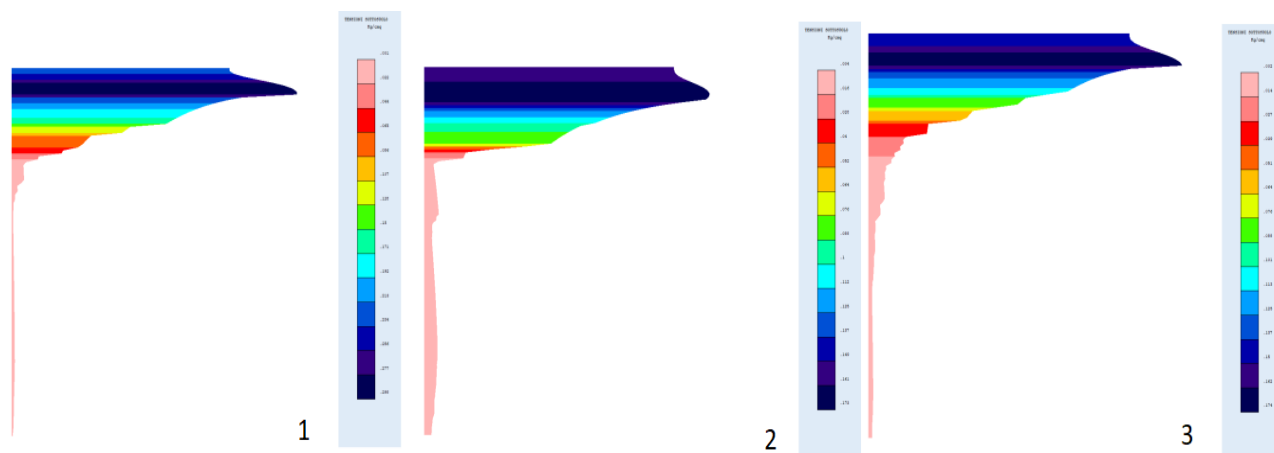


Figura 17: Bulbi tensionali 1) Cabina di trasformazione, 2) Power station 3409 kWA, 3) Power station 6818kWA.

5.4. Verifica della portanza

Ottenuti i valori tensionali si è utilizzata la teoria di Brinch-Hansen per calcolare il carico limite sopportabile dal terreno al fine di confrontarlo con le tensioni agenti ed ottenere i coefficienti di sicurezza.

COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE - S.L.U. CABINA DI TRASFORMAZIONE								
Brinch Hansen			Incl.PianoPosa			CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Bc	Bq	Bg	IcV	IqV	IgV
16,88	7,82	7,13	1	1	1	1	1	1
Forma			Punzonamento			Affondamento		
Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	Dc	Dq	Dg
1,46	1,58	0,6	1	1	1	1,43	1,37	1
Qmax (kg/cm ²)			Qlim (kg/cm ²)			Fs		
0,325			1,992215392			6,129893514		

COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE - S.L.U. Power station 3409 kWA								
Brinch Hansen			Incl.PianoPosa			CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Bc	Bq	Bg	IcV	IqV	IgV
16,88	7,82	7,13	1	1	1	1	1	1
Forma			Punzonamento			Affondamento		
Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	Dc	Dq	Dg
1,46	1,4	0,6	1	1	1	1,25	1,22	1
Qmax (kg/cm ²)			Qlim (kg/cm ²)			Fs		
0,201			1,54848496			7,703905274		

COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE - S.L.U. Power station 6818kWA								
Brinch Hansen			Incl.PianoPosa			CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Bc	Bq	Bg	IcV	IqV	IgV
16,88	7,82	7,13	1	1	1	1	1	1
Forma			Punzonamento			Affondamento		
Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	Dc	Dq	Dg
1,46	1,4	0,6	1	1	1	1,32	1,28	1
Qmax (kg/cm2)			Qlim (kg/cm2)			Fs		
0,201			1,5762464			7,842021891		

5.5. Cedimenti attesi

Il calcolo viene eseguito sulla base della conoscenza delle tensioni nel sottosuolo.

$$\mu = \int \frac{\sigma(z)}{E} dz$$

Essendo:

E = modulo elastico o edometrico

$\sigma(z)$ = tensione verticale nel sottosuolo dovuta all'incremento di carico q

La distribuzione delle tensioni verticali viene valutata secondo l'espressione di Steinbrenner, considerando la pressione agente su una superficie rettangolare di dimensioni B e L:

$$\sigma(z) = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V} \times (V+1)}{V(V+V1)} + \left| \arctan \frac{2 \times M \times N \times \sqrt{V}}{V-V1} \right| \right]$$

con: $M = B / z$, $N = L / z$, $V = M^2 + N^2 + 1$, $V1 = (M \times N)^2$

Dalle analisi condotte risulta che il valore massimo dei cedimenti edometrici attesi si registra per la cabina di trasformazione ed è pari a 0.142 cm, assolutamente compatibili con la destinazione d'uso dell'opera.

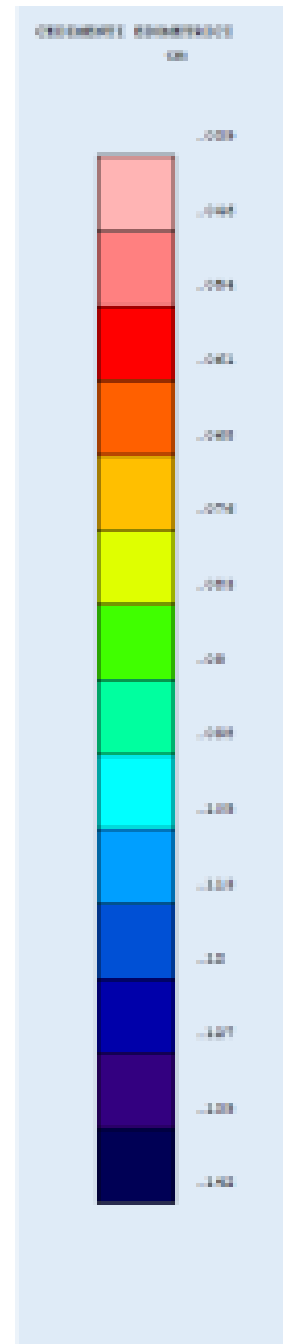
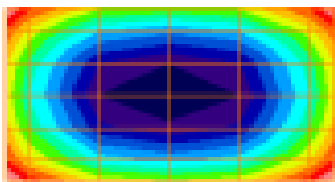
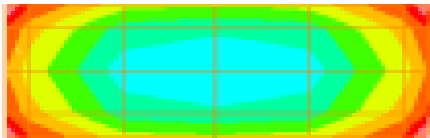
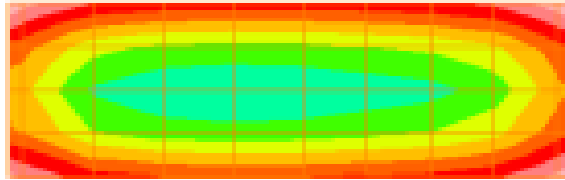


Figura 18: Cedimenti edometrici.