

# BELENOS S.r.l.

## IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE FOTOVOLTAICA DELLA POTENZA DI CIRCA 60,032 MWp IN AGRO DI ORTA NOVA (FG) LOCALITA' "LA FICORA" E DELLE RELATIVE OPERE CONNESSE IN AGRO DI CERIGNOLA (FG)



Via Degli Arredatori, 8  
70026 Modugno (BA) - Italy  
www.bfpgroup.net - info@bfpgroup.net  
tel. (+39) 0805046361

Azienda con Sistema di Gestione Certificato  
UNI EN ISO 9001:2015  
UNI EN ISO 14001:2015  
UNI ISO 45001:2018

### Tecnico

ing. Danilo POMPONIO

### Collaborazioni

ing. Milena MIGLIONICO

ing. Giulia CARELLA

ing. Tommaso MANCINI

ing. Antonio CRISAFULLI

ing. Fabio MASTROSERIO

ing. Valentina SAMMARTINO

ing. Stefania DE CARO

ing. Ilaria PIERRI

arch. Angela LA RICCIA

dott. pianif. terr. Antonio SANTANDREA

### Responsabile Commessa

ing. Danilo POMPONIO



LABORATO		TITOLO	COMMESSA		TIPOLOGIA
<b>17</b>		<b>CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE</b>	<b>19049</b>		<b>D</b>
			CODICE ELABORATO		
			<b>DC19049D-17</b>		
REVISIONE		Tutte le informazioni tecniche contenute nel presente documento sono di proprietà esclusiva della Studio Tecnico BFP S.r.l. e non possono essere riprodotte, divulgate o comunque utilizzate senza la sua preventiva autorizzazione scritta. All technical information contained in this document is the exclusive property of Studio Tecnico BFP S.r.l. and may neither be used nor disclosed without its prior written consent. (art. 2575 c.c.)	SOSTITUISCE		SOSTITUITO DA
<b>04</b>			-		-
			NOME FILE		PAGINE
			DC19049D-17 rev04.doc		60 + copertina
REV	DATA	MODIFICA	Elaborato	Controllato	Approvato
00	26/02/20	Emissione	Cifarelli	Miglionico	Pomponio
01	08/04/20	Revisione fabbricati	Cifarelli	Miglionico	Pomponio
02	04/03/21	Revisione sottostazione	Pierrri	Miglionico	Pomponio
03	06/04/21	Aggiornamento a seguito di richiesta di integrazione della Regione Puglia prot. n. 2542 del 12/03/2021	Tedesco	Miglionico	Pomponio
04	04/05/22	Aggiornamento layout agrovoltaiico	Tedesco	Miglionico	Pomponio
05					
06					

## INDICE

<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
1.1 Inquadramento dell'impianto fotovoltaico .....	3
<b>2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI</b> .....	<b>5</b>
2.1 Considerazioni generali .....	5
2.2 Strutture di sostegno moduli fotovoltaici.....	5
2.3 Cabine prefabbricate .....	7
2.4 Fabbricati magazzino e control room .....	8
2.5 Apparecchiature elettromeccaniche .....	8
2.5.1 Fondazione per trasformatore .....	9
2.5.2 Fondazione per sezionatore tripolare e interruttore tripolare.....	9
2.5.3 Fondazione a plinto isolato.....	10
<b>3. NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI</b> .....	<b>12</b>
<b>4. NORMATIVA E ZONIZZAZIONE SISMICA</b> .....	<b>13</b>
<b>5. CALCOLI PRELIMINARI - ANALISI DEI CARICHI - AZIONI SULLE STRUTTURE</b> .....	<b>16</b>
5.1 Azione sismica.....	16
5.2 Azione del vento .....	16
5.3 Azione della neve.....	18
5.4 Carichi variabili.....	19
5.5 Carichi permanenti strutturali (pesi propri) e non strutturali.....	20
5.6 Caratteristiche del terreno di fondazione .....	20
5.7 Qualità dei materiali.....	23
5.7.1 Strutture metalliche portamoduli.....	23
5.7.2 Strutture di elevazione in c.a. ....	24
5.7.3 Strutture di fondazione.....	25
<b>6. PROGETTO STRUTTURE</b> .....	<b>27</b>
6.1 Codice di calcolo utilizzato.....	27
6.2 Parametri sismici e combinazioni di carico .....	27
6.2.1 Riepilogo parametri sismici .....	27
6.2.2 Combinazioni di calcolo.....	27
6.2.3 Combinazioni delle azioni sulla costruzione .....	28
6.3 Struttura di sostegno moduli.....	29
6.4 Strutture apparecchiature elettromeccaniche.....	32
6.5 Edificio control room.....	34
6.5.1 Dimensionamento minimo delle armature.....	34
6.5.2 Sistemi di riferimento .....	35
6.5.3 Criteri di progetto.....	36
6.5.4 Combinazioni di carico.....	38
6.5.5 Risultati analisi.....	39

<b>6.6 Edificio Magazzino</b> .....	<b>41</b>
<b>6.6.1 Dimensionamento minimo delle armature</b> .....	<b>42</b>
<b>6.6.2 Criteri di progetto</b> .....	<b>42</b>
<b>6.6.3 Combinazioni di carico</b> .....	<b>44</b>
<b>6.6.4 Risultati analisi</b> .....	<b>45</b>
<b>7. VERIFICHE GEOTECNICHE</b> .....	<b>48</b>
<b>7.1 Combinazioni delle azioni sulla costruzione</b> .....	<b>48</b>
<b>7.2 Verifica lunghezza d'infissione Strutture di supporto moduli</b> .....	<b>48</b>
<b>7.3 Verifica a carico orizzontale Strutture di supporto moduli (Ribaltamento)</b> .....	<b>50</b>
<b>7.4 Verifica carico limite</b> .....	<b>51</b>
<b>7.5 Verifica carico limite cabine</b> .....	<b>54</b>
<b>7.6 Verifica carico limite apparecchiature elettromeccaniche</b> .....	<b>55</b>
<b>7.6.1 Trasformatore</b> .....	<b>55</b>
<b>7.6.2 Interruttore tripolare</b> .....	<b>56</b>
<b>7.6.3 Plinto isolato</b> .....	<b>57</b>
<b>7.7 Verifica carico limite Control Room</b> .....	<b>58</b>
<b>7.8 Verifica carico limite Magazzino</b> .....	<b>59</b>

## **1. PREMESSA**

La presente relazione tecnica descrive le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici costituenti l'impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica della potenza di circa 60,032 MWp da realizzarsi in agro di Orta Nova (FG), Località "La Ficora". Il sito occupa terreni privati per lo più incolti o utilizzati per l'attività agricola di tipo seminativo.

### **1.1 Inquadramento dell'impianto fotovoltaico**

Il suolo sul quale sarà realizzato l'impianto fotovoltaico ricopre una superficie di circa 97 ettari. Esso ricade nei fogli 1:25000 delle cartografie dell'Istituto Geografico Militare (IGM Vecchia Ed.) n. 164 II SO "Stazione di Orta Nova" e n. 175 I NO "Orta Nova", ed è catastalmente individuato alle particelle 17, 237, 194, 222, 195, 240, 232, 251, 63, 250, 15, 283, 132, 133, 326, 138, 137, 134, 267, 268 del foglio 34; e particelle 227, 12, 11, 100, 624, 101, 77, 541, 540 del foglio 35; tutte del Comune di Orta Nova (FG).

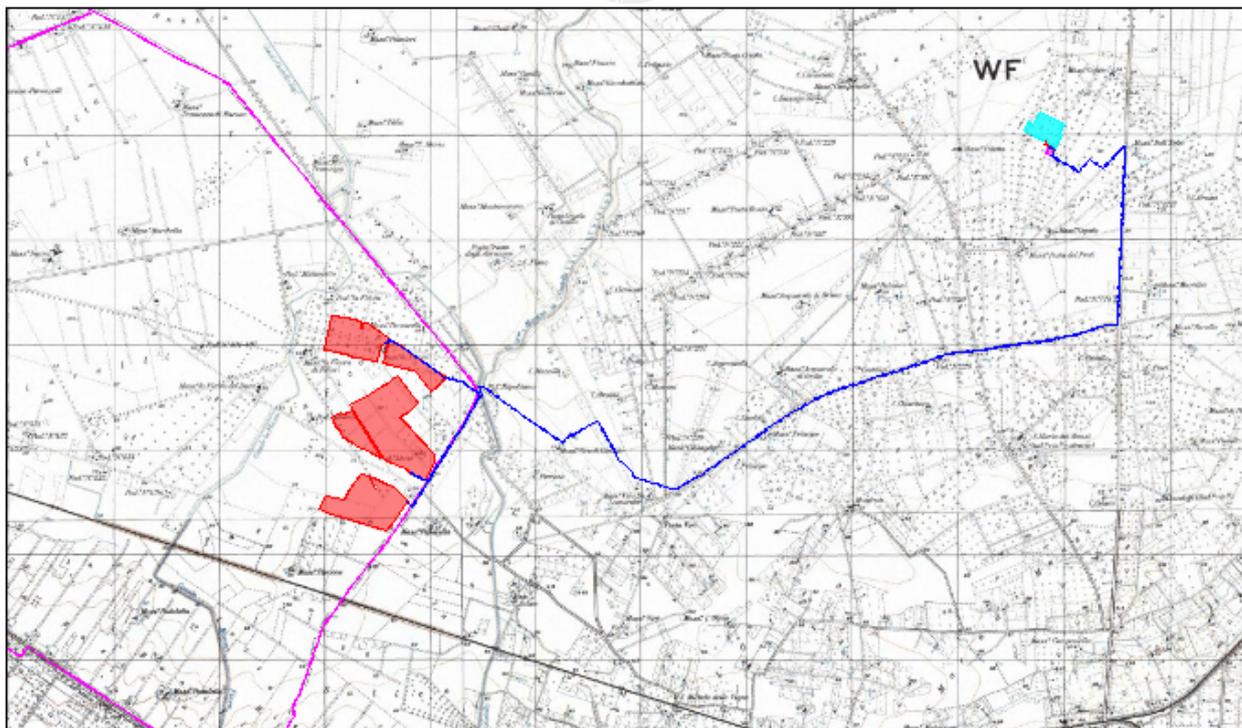
È ubicato a nord-est del centro abitato, a circa 9 km da esso, ed è compreso tra la Strada Statale 16 e l'Autostrada A14. Si compone di quattro aree di diverse dimensioni e conformazioni.

Ai fini del collegamento dell'impianto fotovoltaico alla futura Stazione Elettrica (SE) a 380/150 kV della RTN, il progetto prevede la realizzazione di una Sottostazione Elettrica (SSE) MT/AT, da collegare alla SE così come indicato nella STMG.

Il suolo sul quale sarà realizzata la SSE è individuato catastalmente alla particella 175 del foglio 91 del Comune di Cerignola (FG).

Il cavidotto di collegamento tra l'impianto fotovoltaico e la sottostazione elettrica si estenderà, per circa 2 km nel territorio di Orta Nova, e per circa 9 km nel territorio di Cerignola.

L'elettrodotto attraverserà per circa 2 km dei suoli di proprietà privata, e per i restanti 7 km circa viabilità pubblica, provinciale e qualche piccolo tratto di viabilità comunale.



**Figura 1:** Inquadramento su IGM

## **2. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DELLE SCELTE PROGETTUALI**

### **2.1 Considerazioni generali**

L'impianto fotovoltaico oggetto della presente relazione avrà le seguenti caratteristiche:

- potenza fotovoltaica installata lato DC: circa 60,03 MWp;
- strutture di sostegno dei moduli, costituite da telai metallici, del tipo a tracker;
- potenza dei singoli moduli fv 670 Wp;
- n. 23 cabine di conversione e trasformazione dell'energia elettrica;
- n. 4 cabine di raccolta e monitoraggio.

Le strutture di sostegno portamoduli saranno di due tipologie:

#### Struttura a 28 moduli fotovoltaici

- Dimensione 37,03 m x 2,384 m (lung. x larg.)

#### Struttura b 56 moduli fotovoltaici

- Dimensione 74,07 m x 2,384 m (lung. x larg.)

Ognuna delle due tipologie suddette sarà in grado di reggere il peso proprio più i carichi permanenti (dei pannelli e delle relative strutture secondarie di sostegno) nonché di resistere alle sollecitazioni esercitate da fattori ambientali quali:

- la neve, che può comportare sollecitazioni di carico dovute all'accumulo sulla superficie dei moduli;
- la pressione dovuta all'azione del vento agente sul piano dei moduli (in pressione e depressione per effetto vela) solitamente dimensionante;
- il sisma, da valutare in funzione della zonizzazione sismica e di effetti locali quali la tipologia di terreno di fondazione;
- le variazioni di temperatura, che può comportare dilatazioni della struttura e generare coazioni interne.

### **2.2 Strutture di sostegno moduli fotovoltaici**

La struttura di sostegno scelta per l'impianto fotovoltaico in progetto è del tipo mobile ad inseguitore solare monoassiale, o tracker; questa tipologia consente, mediante la variazione dell'orientamento dei moduli, di mantenere la superficie captante sempre perpendicolare ai raggi solari attraverso la movimentazione giornaliera del modulo da Est a Ovest.



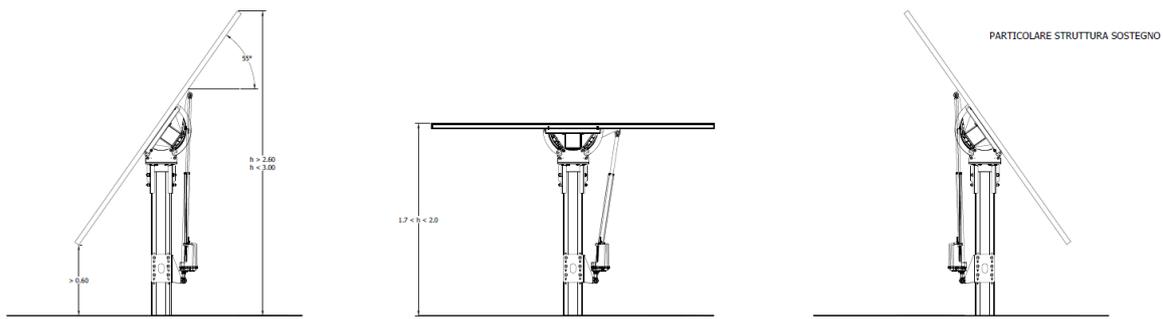
**Figura 2:** Struttura mobile ad inseguitore solare portamoduli TRACKER

La struttura del tracker è completamente adattabile alle dimensioni del pannello fotovoltaico, alle condizioni geotecniche del sito ed alla quantità di spazio di installazione disponibile.

La struttura di supporto sarà realizzata in acciaio da costruzione zincato a caldo e sarà progettata secondo gli Eurocodici; potrà essere installata su diverse fondazioni: blocchi di cemento, pali infissi, o pali a vite.

Durante il montaggio non sono necessarie saldature o perforazioni e sono ammesse le seguenti tolleranze di installazione.

- Tolleranza verticale (Z)  $\pm 45$  mm;
- Tolleranza trasversale (X)  $\pm 25$  mm;
- Tolleranza longitudinale (Y)  $\pm 50$  mm;
- Inclinazione  $8^\circ$ ;
- Torsione  $15^\circ$ ;
- Pendenza massima del terreno (Nord-Sud)  $\pm 8^\circ$  (15%);
- Pendenza massima del terreno (est-Ovest) illimitata.

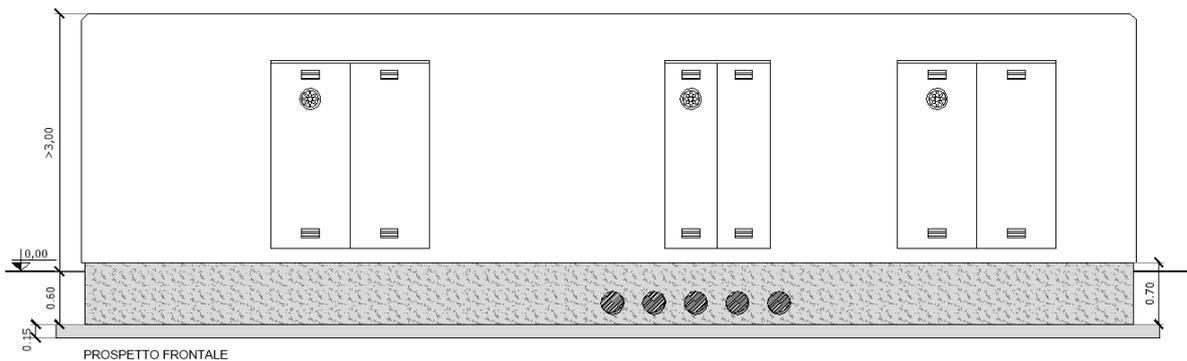


**Figura 3:** Particolare degli angoli di rotazione del Tracker

### 2.3 Cabine prefabbricate

Come anticipato al precedente paragrafo 2.1, all'interno dell'area di installazione dell'impianto fotovoltaico, saranno realizzate: n. 23 cabine di conversione e trasformazione dell'energia elettrica, e n. 4 cabine di raccolta e monitoraggio.

Ognuna delle cabine su menzionate sarà del tipo prefabbricato in cemento armato vibrato (c.a.v.), dotata di vasca di fondazione interrata, anch'essa in c.a.v., e posata su un magrone di sottofondazione in cemento.



**Figura 4:** Tipologico cabine prefabbricate in c.a.v.

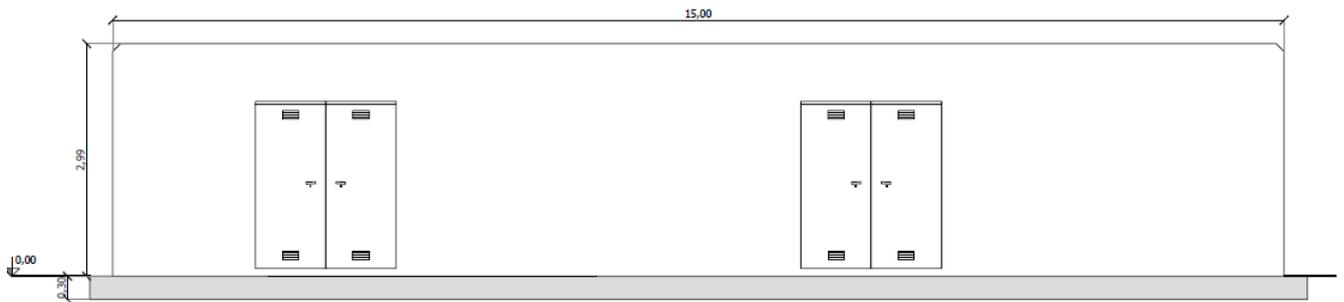
Il manufatto così realizzato presenterà, pertanto, una notevole rigidità strutturale ed una grande resistenza agli agenti esterni atmosferici che lo renderanno adatto all'uso anche in ambienti con atmosfera inquinata ed aggressiva.

Il manufatto, così come la vasca di fondazione, sarà prefabbricato totalmente in officina e poi posato su fondazioni a platea o travi rovesce in c.a. ordinario, realizzate in opera, conformemente 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 struttura prefabbricata, sarà dotata di calcoli statici forniti dalla ditta costruttrice, depositati presso l'ex Ministero dei Lavori Pubblici per la produzione in serie dichiarata, con validità triennale.

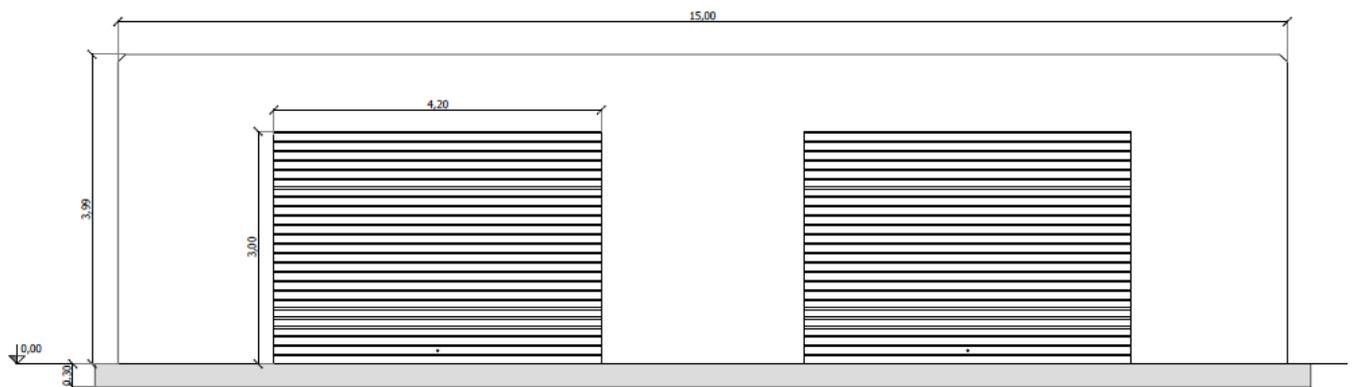
## 2.4 Fabbricati magazzino e control room

Oltre alle cabine prefabbricate, saranno realizzati due edifici: il magazzino e la control room. Ognuno dei manufatti sarà del tipo realizzato in opera in cemento armato, dotata di piastra di fondazione interrata, anch'essa in c.a., e posata su un magrone di sottofondazione in cemento. Le dimensioni sono all'incirca pari a 15,00 x 5,00 m per 3,00 m (h) la control room e 15,00 x 10,00 m per 4,0 m (h) il magazzino, come visibile nella tavola e nei disegni qui riportati.



**Figura 5:** Tipologico control room prefabbricata

I manufatti così realizzati presenteranno, pertanto, una notevole rigidità strutturale ed una grande resistenza agli agenti esterni atmosferici che lo renderanno adatto all'uso anche in ambienti con atmosfera inquinata ed aggressiva.



**Figura 6:** Tipologico magazzino prefabbricato

## 2.5 Apparecchiature elettromeccaniche

Le apparecchiature elettromeccaniche che costituiscono la sottostazione sono le seguenti:

- Supporto sbarre
- Trasformatore 150-30KV
- Scaricatore
- TA isolato
- Interruttore tripolare
- TV induttivo
- Sezionatore tripolare



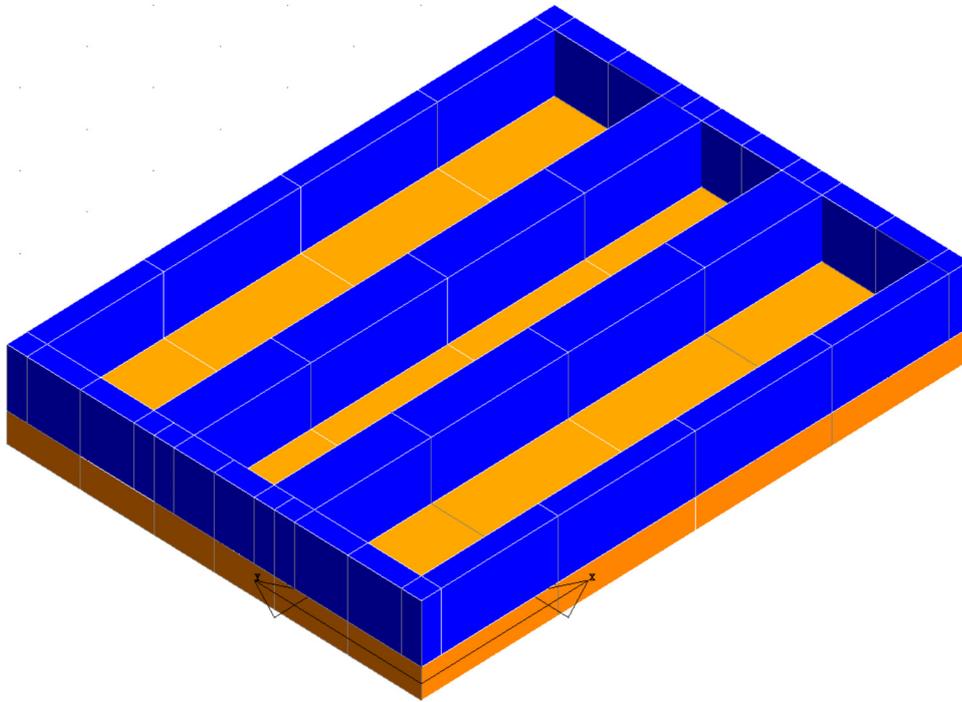
- Sostegno tripolare
- Isolatori
- Terminali cavi AT

Poiché alcune di queste apparecchiature avranno la stessa opera di fondazione è stata calcolata e verificata solamente il caso più gravoso, in quanto, verificato quest'ultimo le altre apparecchiature saranno verificate di conseguenza.

Le apparecchiature che sono state progettate e verificate sono le seguenti:

### **2.5.1** *Fondazione per trasformatore*

Si tratta di una vasca di fondazione in cemento armato con area d'impronta pari a 6,25 m x 8,20 m, con setti in cemento armato centrali da 60 cm di spessore, sui quali poggierà il trasformatore.

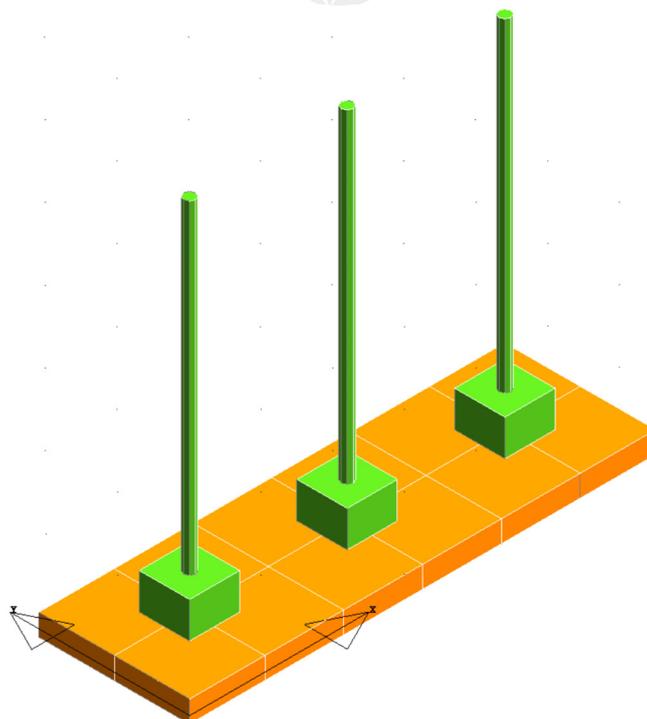


**Figura 7:** Modello vasca di fondazione trasformatore

Il sezionatore tripolare e l'interruttore tripolare hanno la stessa fondazione, quindi si proce

### **2.5.2** *Fondazione per sezionatore tripolare e interruttore tripolare*

queste apparecchiature elettromeccaniche prevedono una fondazione del tipo a platea in cemento armato che ha un'area d'impronta pari a 6,50 m x 2,10 m.

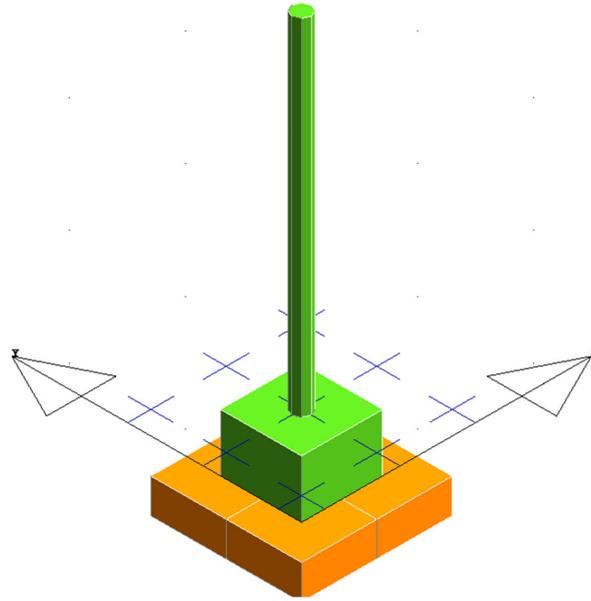


**Figura 8:** Modello Fondazione sezionatore tripolare

### **2.5.3** *Fondazione a plinto isolato*

Le seguenti apparecchiature saranno installate su una fondazione del tipo plinto isolato in C.A. di base 1.4x1.4m con un pilastro 0.7x0.7m:

- Supporto sbarre
- Scaricatore
- TA isolato
- TV induttivo
- Sostegno tripolare
- Isolatori
- Terminali cavi AT



**Figura 9:** Modello Fondazione a plinto isolato

### **3. NORMATIVA TECNICA E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

Il progetto delle strutture costituenti la centrale in esame è stato elaborato con le prescrizioni della normativa tecnica vigente nel nostro Paese, e con le indicazioni contenute in pubblicazioni specializzate. Si richiamano, in particolare, i seguenti testi normativi:

- D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC 2018);
- 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.G.R. n. 153 del 02/03/2004 - L.R. 20/00. O.P.C.M. 3274/03. Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti. Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi
- 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 1ª e della 2ª categoria;

#### 4. NORMATIVA E ZONIZZAZIONE 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

La citata O.P.C.M ha, fra l'altro, sancito che la potestà regionale di individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche ricadenti nel territorio regionale doveva essere esercitata sulla base dei criteri approvati e contenuti nell'Allegato 1 all'O.P.C.M..

La Regione Puglia, in applicazione del citato O.P.C.M. n. 3274, con deliberazione della G.R. n. 153 del 02 marzo 2004, stabiliva fra l'altro di:

- provvedere alla prima, ancorché temporanea, riclassificazione sismica del territorio regionale pugliese, così come individuata nell'Allegato 1 alla presente deliberazione per farne parte integrante, riservandosi di provvedere definitivamente alla predetta riclassificazione sismica, successivamente all'intervenuta elaborazione della nuova mappa nazionale del rischio sismico a cura della competente Amministrazione statale;
- stabilire che, sino ad eventuale diversa determinazione, non sussiste l'obbligo della progettazione antisismica per gli edifici e le opere da realizzare sul territorio regionale pugliese, classificato in zona sismica 4;
- di introdurre l'obbligo della progettazione antisismica, in conformità alle norme tecniche previste per la zona sismica 3, per i nuovi edifici ed opere infrastrutturali, individuati quali strategici e rilevanti ai fini della protezione civile e dell'eventuale collasso degli stessi, da realizzare nel territorio regionale pugliese classificato in zona sismica 4.

Le novità introdotte con l'ordinanza sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (Ingv, Reluis, Eucentre). Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004), previsto

dall'O.P.C.M. n. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

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 di seguito 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  $9,8 \text{ m/sec}^2$  [<http://zonesismiche.mi.ingv.it>].

**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.

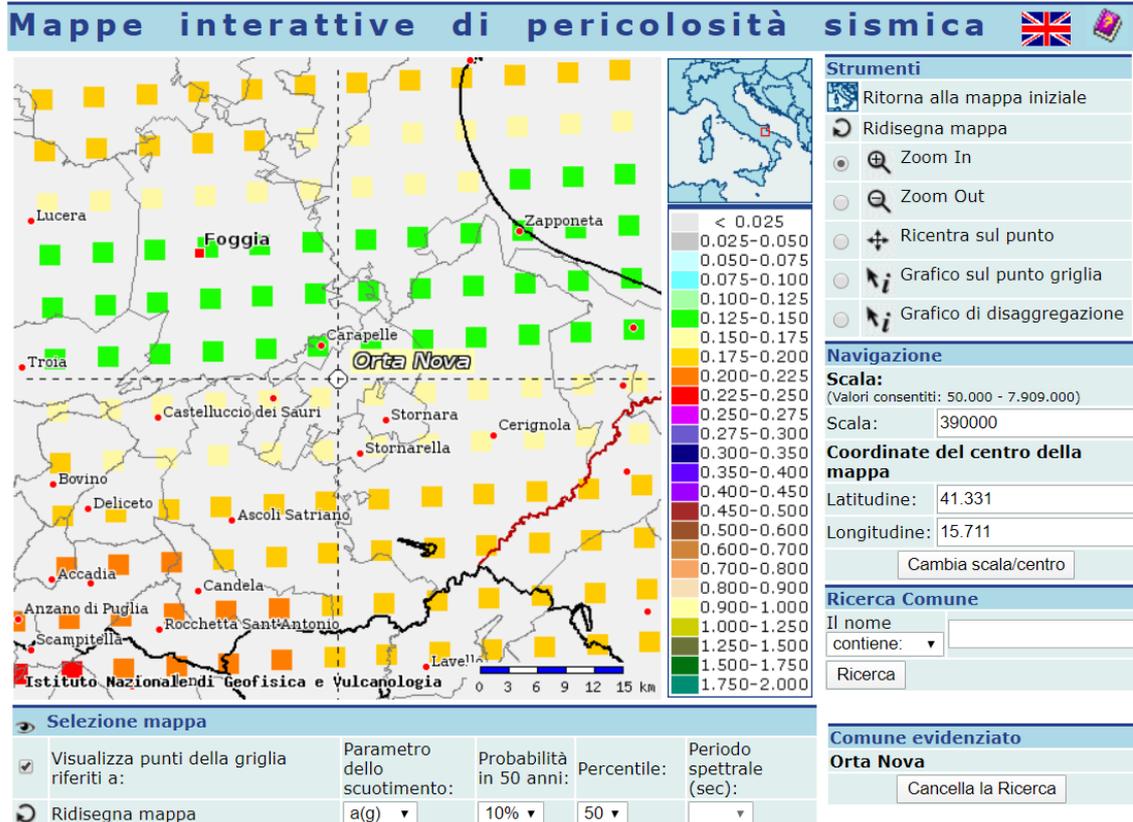


Figura 10: Mappa di pericolosità sismica – valore  $a_g$

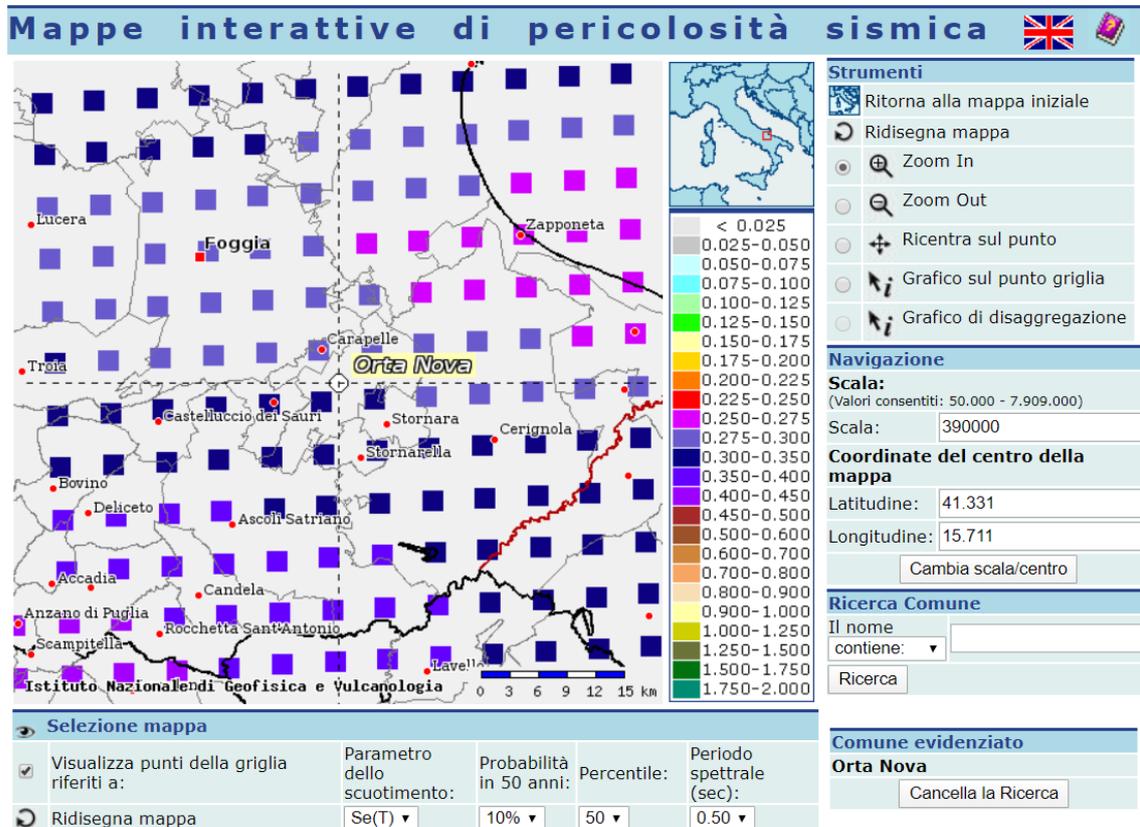


Figura 11: Mappa di pericolosità sismica – valore  $S_e(T)$

## 5. CALCOLI PRELIMINARI - ANALISI DEI CARICHI - AZIONI SULLE STRUTTURE

### 5.1 Azione sismica

Per l'azione sismica si veda il precedente capitolo 4.

### 5.2 Azione del vento

L'azione del vento è calcolata in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [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 3** [Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)]



#### **Classe di rugosità del terreno D** [Aree prive di ostacoli]

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

**$a_s$  (altitudine sul livello del mare della costruzione):**

**Distanza dalla costa**

**$T_R$  (Tempo di ritorno):**

**Categoria di esposizione**

69	[m]
25	[km]
50	[anni]
II	

### Calcolo della velocità di riferimento del vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$	$C_a$
3	27	500	0,37	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) 27,00 m/s**

$$v_r = v_b * c_r$$

$c_r$  coefficiente di ritorno 1,00

**$v_r$  (velocità di riferimento) 27,02 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  $q_r$  456,29 [N/m<sup>2</sup>]**

### Calcolo dei coefficienti

**Coefficiente dinamico  $c_d=1,00$**

**Coefficiente topografico  $c_t=1,00$**

**Coefficiente di esposizione**

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

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

$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
0,19	0,05	4,00

<b>Coefficiente di esposizione minimo</b>	$c_{e,\min}$	<b>1,80</b>	$z < 4,00$
<b>Coefficiente di esposizione alla gronda</b>	$c_{e,\text{gronda}}$	<b>1,80</b>	$z = 3,00$
<b>Coefficiente di esposizione al colmo</b>	$c_{e,\text{colmo}}$	<b>1,80</b>	$z = 3,00$



## Coefficiente di forma

(1) parete sopravento	$c_p$
	0,40
(2) copertura sopravento	$c_p$
	-0,50
(3) copertura sottovento	$c_p$
	-0,80
(4) parete sottovento	$c_p$
	-0,80

## Calcolo della pressione del vento

### Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

$c_d$  (coefficiente dinamico)       $c_t$  (coefficiente topografico)       $c_e$  (coefficiente di esposizione)

$c_p$  (coefficiente di forma)

	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_d$	$c_t$	$c_e$	$c_p$	$P$ [kN/m <sup>2</sup> ]
(1) par. sopravent.	0,456	1,00	1,00	1,801	0,40	0,33
(2) cop. sopravent.	0,456	1,00	1,00	2,085	-0,50	-0,48
(3) cop. Sottovent.	0,456	1,00	1,00	2,085	-0,80	-0,76
(4) par. sottovent.	0,456	1,00	1,00	1,801	-0,80	-0,66

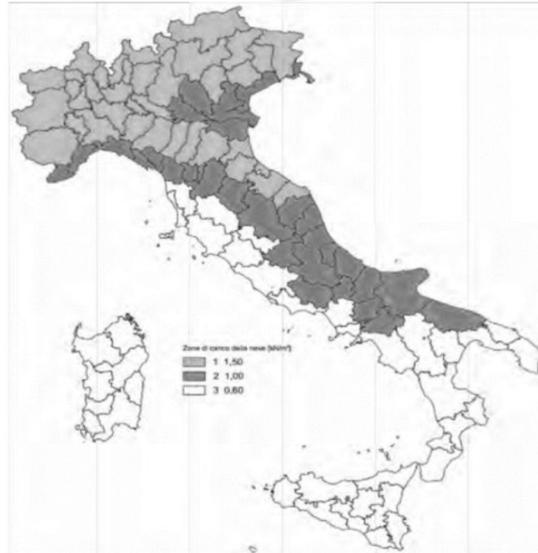
## Pressione del vento in direzione tangenziale $q_{tan}$ 9,52 [N/m<sup>2</sup>]

### 5.3 Azione della neve

L'azione della neve è calcolata in conformità a quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [cap. 3.4].

**Definizione dei dati:** Comune di Ortanova, zona II, 69 m s.l.m.

<p><b>Zona II</b>                      Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona</p>	<p><math>q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2</math>      <math>a_s \leq 200 \text{ m}</math>  <math>q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2</math>      <math>a_s &gt; 200 \text{ m}</math></p>
--	---



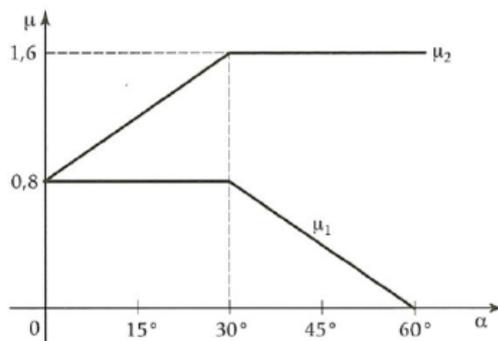
**Calcolo del carico neve al suolo:**  $q_{sk} = 1,00$  [KN/m<sup>2</sup>]

**Calcolo dei coefficienti**

**Classe di topografia [normale]  $c_E=0,90$**

**Coefficiente termico  $c_t=1,00$**

**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	$0.8(60-a)/30$	0,00
$\mu_2 (\alpha)$	$0.8+0,8 a/30$	1,60	0,00

**Calcolo del carico neve sulle strutture fotovoltaiche:**  $q_s = \mu_1 q_{sk} c_E c_t = 0,80$  [KN/m<sup>2</sup>]

#### 5.4 Carichi variabili

Gli orizzontamenti delle cabine potranno presentare, in funzione delle tipologie di destinazioni d'uso, i seguenti carichi variabili:

B1. Uffici non aperti al pubblico:  $q_k = 2,00$   $\left[ \frac{kN}{m^2} \right]$ ;



H1. Coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione:  $q_k = 0,50 \left[ \frac{kN}{m^2} \right];$

### **5.5 Carichi permanenti strutturali (pesi propri) e non strutturali**

I sovraccarichi permanenti adottati sono i seguenti:

- solai di copertura piani non praticabili:  $g = 1,5 \text{ kN/m}^2;$
- solai intermedi praticabili:  $g = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le murature e i parapetti portati genereranno i seguenti sovraccarichi sulle strutture portanti: muratura esterna di tamponamento in laterizio forato (s=30 cm):  $460 \text{ daN/m}^2$

### **5.6 Caratteristiche del terreno di fondazione**

Il terreno di fondazione è caratterizzato da uno strato superficiale di terreno vegetale, al di sotto del quale affiorano sabbie-argillose di colore marroncino/giallastro e ancora più in profondità ritroviamo ulteriori depositi a carattere prevalentemente sabbioso, sciolti e caratterizzati da maggior addensamento, caratterizzato da una  $V_{seq}$  media superiore a 180 m/s rientrando nella classificazione delle NTC 2019 nella Categoria C, "Depositati 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.".

Pertanto, è stata ipotizzata, in via del tutto cautelativa, la seguente tipologia di terreno di fondazione:

#### **facies costituita da sabbie limose:**

$\gamma$  (peso di volume) =  $1529 \text{ kg/m}^3;$

$\phi$  (angolo di attrito interno) =  $15^\circ;$

$c_u$  (coesione non drenata) =  $55 \text{ KPa};$

$E_d$  (modulo edometrico) =  $48255.39 \text{ KPa};$

$K$  (modulo di taglio) =  $20000 \text{ KPa};$

Vista la caratterizzazione geologica del sito e vista la successione stratigrafica determinata attraverso le indagini geognostiche ed i risultati della modellazione strutturale, per l'intervento di progetto di realizzazione di strutture fotovoltaiche infisse, della tipologia a tracker, si prevedono fondazioni profonde costituite da pali metallici direttamente infissi nel terreno.

Alla base di ciascuno dei telai tridimensionali in acciaio, tracker fotovoltaici, è prevista la realizzazione di 2 pali infissi, in estremità, per lo scarico degli sforzi al suolo. Dallo studio del modello strutturale si sono ricavate le massime sollecitazioni sulle fondazioni per il loro dimensionamento.

Per la determinazione delle azioni agenti sul palo, e la determinazione della resistenza  $R_d$  viene utilizzato l'Approccio 2 (A1 + M1 + R3).

Per le platee di fondazione, riguardanti le cabine elettriche, si prevede una tipologia di fondazione superficiale estesa, a platea. Per il calcolo della portanza di tale fondazione, è stata utilizzata la seguente formula di Terzaghi:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \phi / 2)}$$

$$a = e^{(0,75 \cdot \pi - \phi / 2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Per le cabine elettriche le cui dimensioni in pianta si aggirano a 30mq , applicando la suddetta formula, si ottiene una resistenza ultima pari a circa **745,6 kN/m<sup>2</sup>**.

Pertanto, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 3, in via del tutto cautelativa, è stata assunta una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa:

$$q_{amm.} = 248,5 \text{ kN/m}^2$$

Per i fabbricati (magazzino e control room), avendo una dimensione in pianta maggiore, applicando la formula, si ottiene in media una resistenza ultima pari a circa **806,6 kN/m<sup>2</sup>**.

Pertanto, imponendo un coefficiente di sicurezza pari a 3, si assume una tensione ammissibile massima del terreno di fondazione pari a circa:

$$q_{amm.} = 268,8 \text{ kN/m}^2$$

che risulta compatibile con la tipologia di terreno di fondazione esistente e di edificio da realizzare.

Di seguito si riportano le azioni massime provenienti dalla modellazione strutturale, le verifiche di resistenza della portanza (GEO) dei pali in termini di compressione e trazione per carichi assiali verticali e le verifiche di resistenza (STRU) allo SLU delle sezioni.

Le azioni che producono le massime sollecitazioni sulle fondazioni sono quelle provenienti dalle combinazioni sismiche e vengono ricavate dalle reazioni vincolari del modello di calcolo.

In particolare visto il sistema fondale adottato, le azioni sismiche mandano alternativamente in compressione e trazione ciascuna delle coppie di pali che costituiscono la fondazione di ogni telaio.

## Verifiche di portanza del palo in compressione $R_{d,c}$ ed in trazione $R_{d,t}$

Il calcolo della portanza  $R_d$  del sistema terreno più palo di fondazione avviene tramite le indicazioni di paragrafi §6.2.4.1.2 e §6.4.3.1 delle NTC 2018. Il calcolo avviene tramite l'Approccio 2.

### Portata alla base $P_b$ per terreni coesivi in condizioni non drenate

$$P_b = \sigma'_v + 9 \cdot C_u$$

dove:

$\sigma'_v$  = tensione litostatica terreno alla base

$C_u$  = coesione non drenata

Ovviamente tale contributo è nullo in caso di palo in trazione.

### Portata laterale $P_l$ in terreni coesivi

$$\text{è data da: } P_l = \alpha \cdot C_u \cdot S_l$$

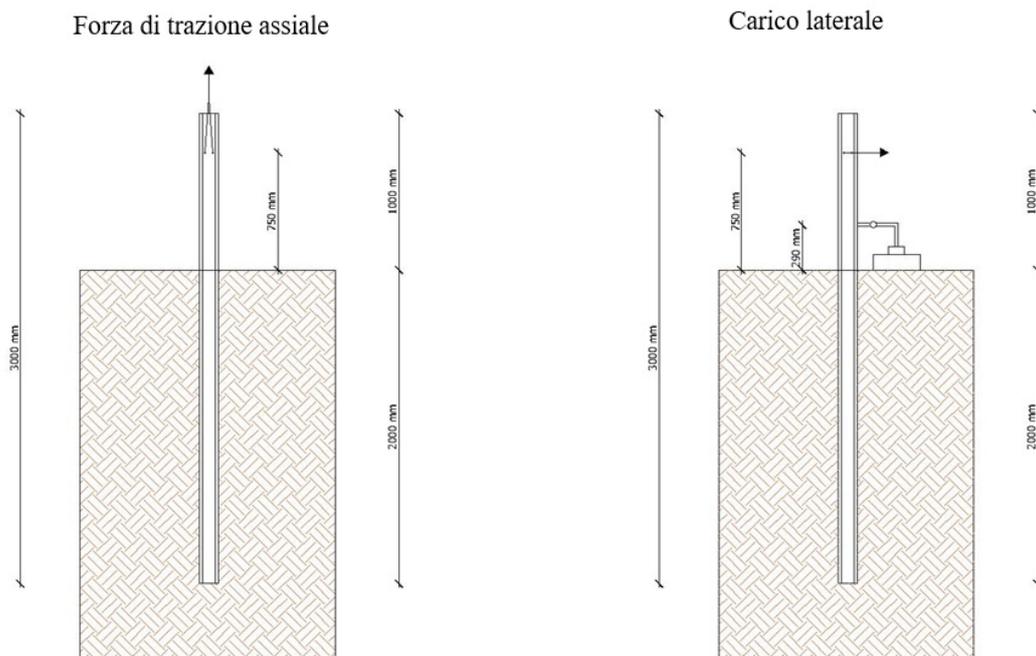
dove:

$\alpha$  = coefficiente adimensionale di portanza

$C_u$  = coesione non drenata

$S_l$  = superficie laterale del palo

In fase esecutiva si confronteranno i valori teorici di progetto, con i risultati delle prove di pull-out, di estrazione dei pali infissi, 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.

## 5.7 Qualità dei materiali

### 5.7.1 *Strutture metalliche portamoduli*

Le strutture portamoduli, saranno metalliche, monopalo, costituite da telai bidirezionali, del tipo tracker.

#### **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)

	$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
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		ad alta resistenza		
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0

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/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$F_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

### 5.7.2 Strutture di elevazione in c.a.

Le strutture di elevazione in c.a. sono costituite da pilastri e travi in c.a.

Gli impalcati sono costituiti da solai con fondello in calcestruzzo e nervature parallele semiprefabbricate a traliccio.

#### Calcestruzzi per strutture di elevazione

I calcestruzzi per le strutture di elevazione saranno confezionati con cemento Portland al calcare classe "32.5 R" al fine 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.

Le prescrizioni relative alla "resistenza", nonché quelle necessarie per garantire la qualità e durabilità dei manufatti, sono le seguenti:

Classe di resistenza:	C28/35 con $R_{ck} \geq 35$ N/mm <sup>2</sup> , su provini cubici
Classe di esposizione:	XC3
Max rapporto a/c:	0.55
Tipo e classe di cemento:	CEM II/A-L 32.5 R (Portland al calcare / UNI-ENV 197/1)
Dosaggio min. di cemento:	320 Kg/m <sup>3</sup>
Dimensione max aggregati:	20 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 per strutture di elevazione**

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

- acciaio tipo Fe B 450 C controllato in stabilimento;
- nervato ad "alta aderenza" (EN 10080);
- saldabile ( $C \leq 0.24\%$ ;  $C_{eq} \leq 0.52\%$ ).

Per quanto concerne reti e tralici di acciaio elettrosaldati, si fa espresso riferimento al punto 2.2.5. del D.M. 9 gennaio 96.

### **5.7.3 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 15 cm, di resistenza caratteristica non inferiore a  $R_{ck} 15 \text{ N/mm}^2$ .

### **Calcestruzzi ed armature per strutture di fondazione**

È stato previsto l'uso di cemento Pozzolatico, tipo CEM IV/B 32.5, allo scopo prevenire i modesti rischi di aggressione da parte dei terreni e delle acque di infiltrazione; la classe 32.5 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

Le caratteristiche prestazionali meccaniche e qualitative di composizione, prescritte per i calcestruzzi relativi alle fondazioni, sono le seguenti:

#### **Calcestruzzo**

Classe di resistenza:	C25/30 con $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ , su provini cubici
Classe di esposizione:	XC2
Max rapporto a/c:	0.60
Tipo e classe di cemento:	CEM IV/B 32.5 R (Pozzolatico/UNI-ENV 197/1)
Dosaggio min. di cemento:	300 $\text{Kg/m}^3$
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 ( $C \leq 0.24\%$ ;  $C_{eq} \leq 0.52\%$ ).



## 6. PROGETTO STRUTTURE

### 6.1 Codice di calcolo utilizzato

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

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

**Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri  
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).**

### **Affidabilita' 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>

### 6.2 Parametri sismici e combinazioni di carico

#### 6.2.1 Riepilogo parametri sismici

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	2
Categoria del Suolo	C
Latitudine del sito oggetto di edificazione	41.32897
Longitudine del sito oggetto di edificazione	15.7101

#### 6.2.2 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate 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 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);

- 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 S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\psi_{Gi}$  e  $\psi_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

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 già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018.

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

I valori dei coefficienti  $\psi_2$  j sono riportati nella Tabella 2.5.I..

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale 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 devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

### 6.2.3 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione:

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.														
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
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
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
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
Var.Neve h<=1000	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50
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
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
Sisma direz. grd 0	0.00	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	0.00	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



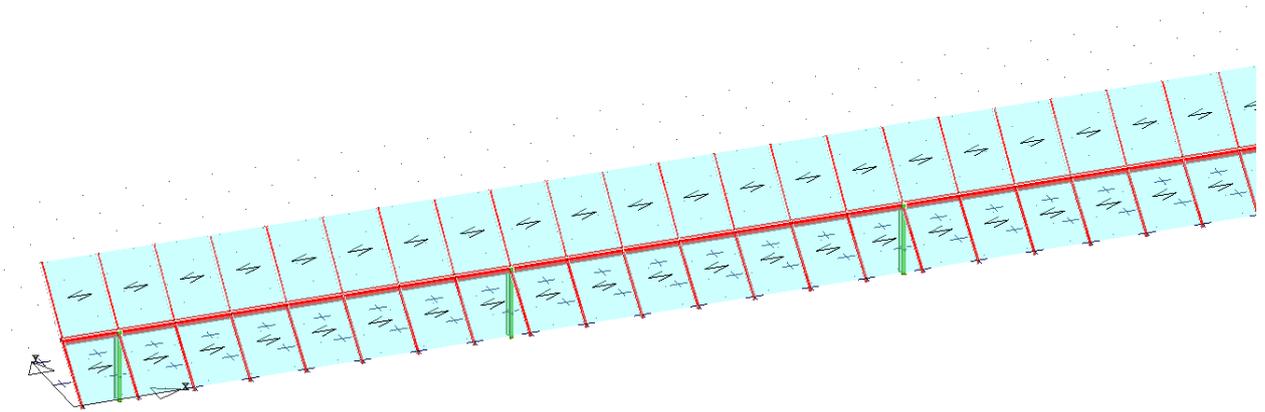
COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Vento	0.00
Var.Neve h<=1000	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00

### 6.3 Struttura di sostegno moduli

La struttura di sostegno dei moduli fotovoltaici è composta da profili metallici che vanno a costituire dei telai la cui campata massima è di circa 9 m.

La struttura è incastrata nel suolo di sedime, tramite i pilastri direttamente infissi nel terreno, per una profondità di circa 1.5 metri.

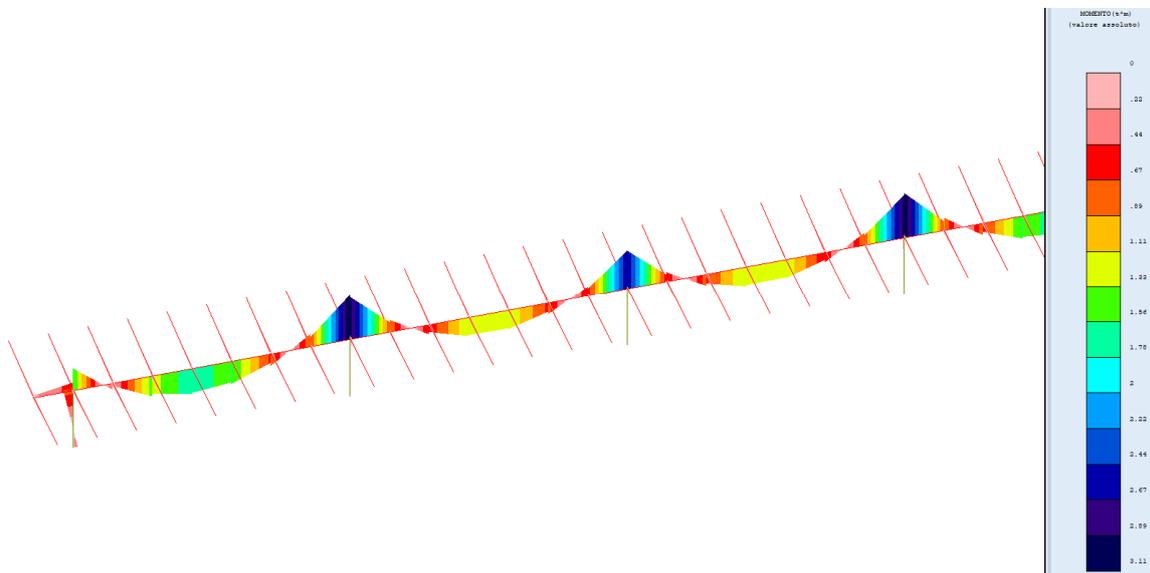
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	74.07	Altezza edificio (m)	1.70
Massima dimens. dir. Y (m)	2.384	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	II Cu=1.0
Longitudine Est (Grd)	15.7101	Latitudine Nord (Grd)	41.32897
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1.00000
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0.00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0.63	Periodo di Ritorno Anni	50.00
Accelerazione Ag/g	0.06	Periodo T'c (sec.)	0.33
Fo	2.53	Fv	0.82
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.80	Periodo TB (sec.)	0.24
Periodo TC (sec.)	0.72	Periodo TD (sec.)	1.83
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0.10	Periodo di Ritorno Anni	475.00
Accelerazione Ag/g	0.14	Periodo T'c (sec.)	0.43
Fo	2.60	Fv	1.29
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.80	Periodo TB (sec.)	0.27
Periodo TC (sec.)	0.82	Periodo TD (sec.)	2.14
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 1			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR. 2			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per carpenteria	1.05	Verif.Instabilita' acciaio:	1.05
Legno per comb. eccez.	1.00	Legno per comb. fondam.:	1.30
Livello conoscenza	NUOVA COSTRUZIONE		



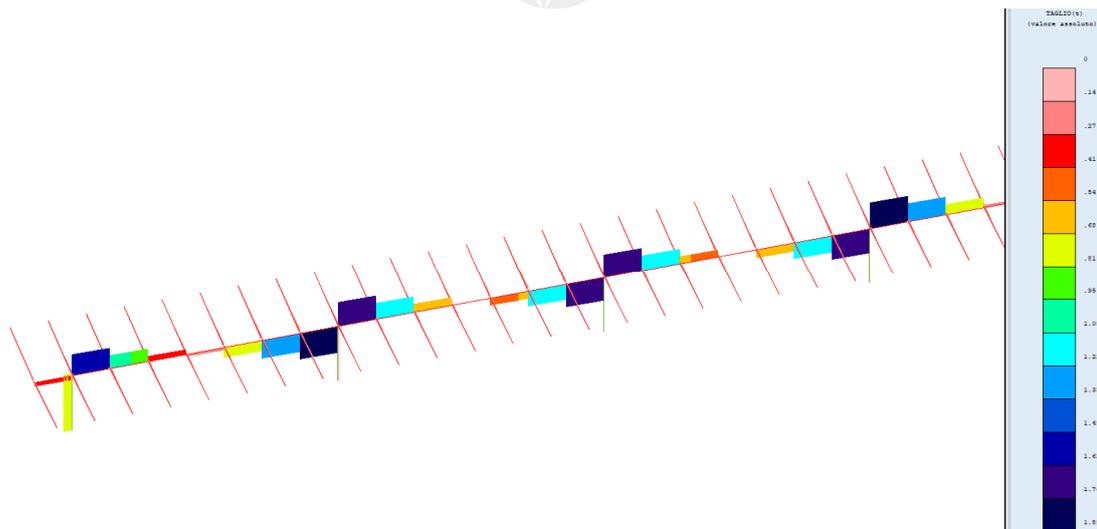
**Figura 12:** Modello struttura porta moduli

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 ( $20 \text{ kg/m}^2$ ), 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.

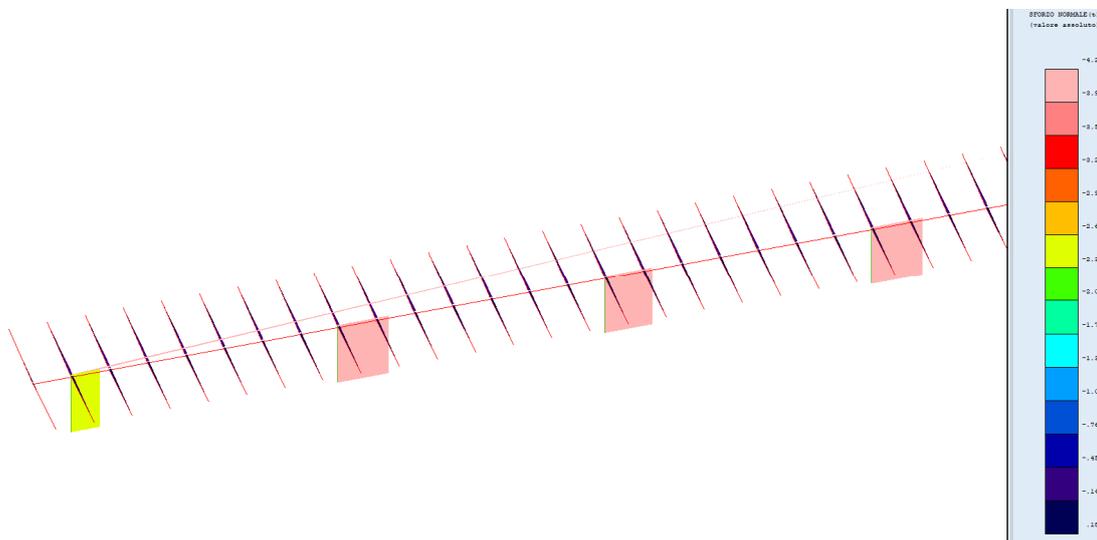
Vengono riportati i diagrammi d'involuppo delle sollecitazioni relativi ad i vari casi di carico.



**Figura 13:** Involuppo diagramma del momento



**Figura 14:** Involuppo diagramma del taglio



**Figura 15:** Involuppo diagramma dello sforzo normale

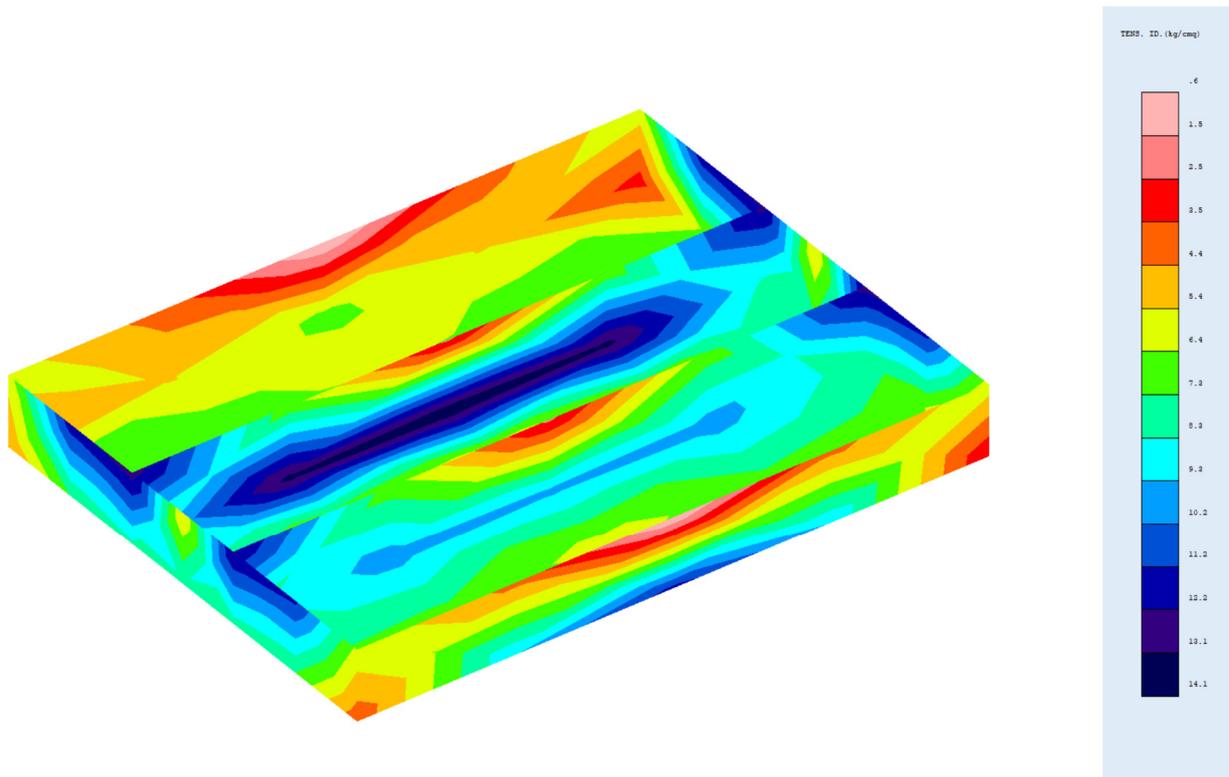
Le sollecitazioni così ottenute si sono confrontate con le resistenze degli elementi costituenti la struttura e la verifica risulta soddisfatta in ciascuna asta.

Resistenze					
Mrd x	Mrd y	Vrdx	Vrdy	Nrd	
(kN*m)		(kN)			
35.2	5.2	22.21	18.09	289	
Sollecitazioni					
Msd x	Msd y	Vsdx	Vsdy	Nsd	
(kN*m)		(kN)			
31.10	0.350	18.90	0.121	42.20	
Verifica rd>sd					
Mx	My	Vx	Vy	N	
OK	OK	OK	OK	OK	

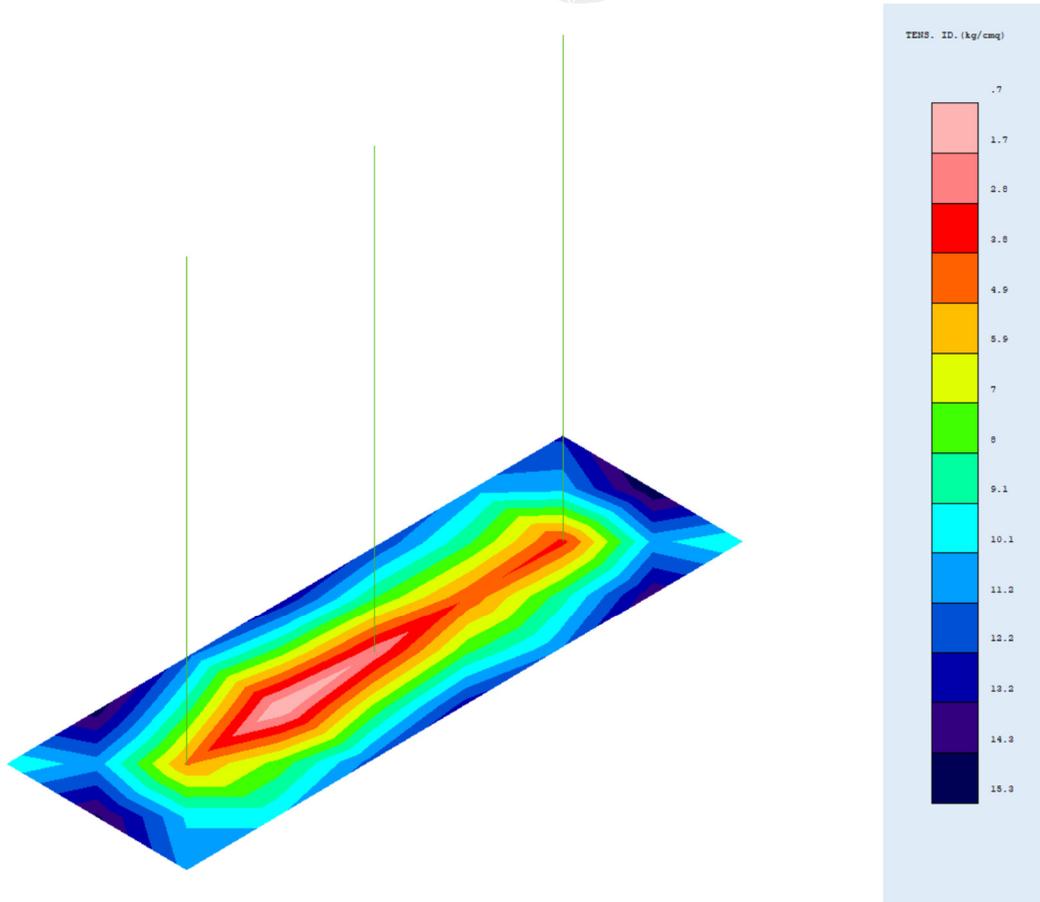
La verifica risulta soddisfatta.

#### 6.4 Strutture apparecchiature elettromeccaniche

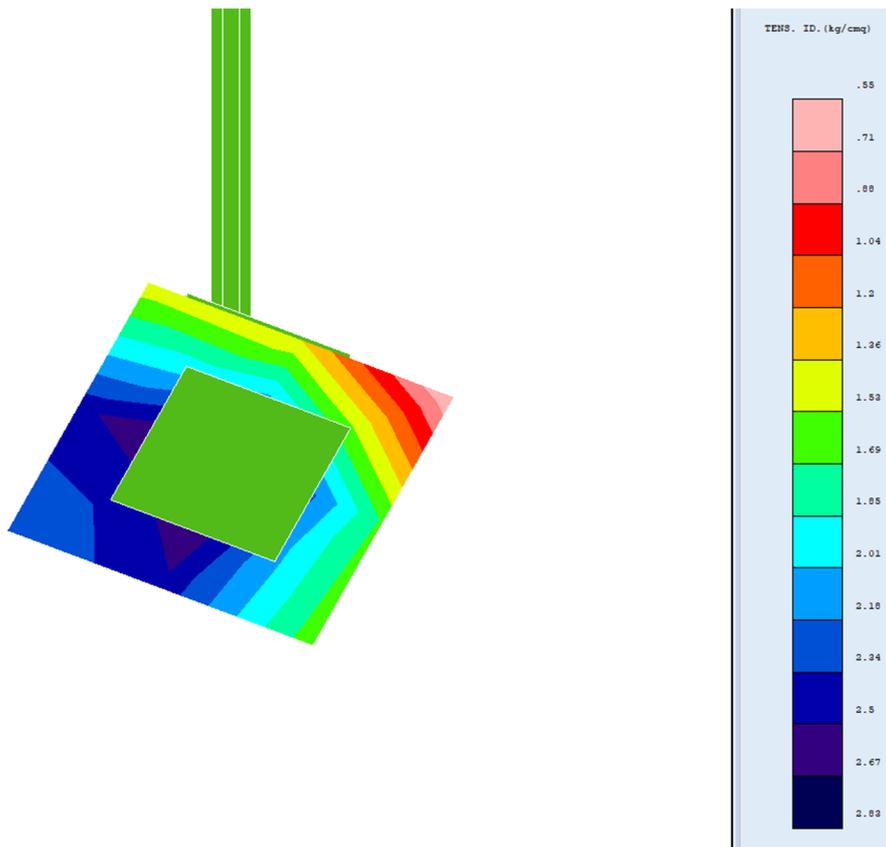
Trattandosi di opere di fondazione assimilabili a platee la verifica strutturale si esegue verificando che in nessun punto si raggiunga la tensione ideale limite del calcestruzzo, di seguito vengono riportati i risultati delle analisi con i relativi coefficienti di sicurezza dati dal rapporto resistenza/sollecitazione, la verifica risulta soddisfatta se si ottiene un coefficiente di sicurezza  $F_s > 1$ .



**Figura 16:** Tensione ideale trasformatore  $F_s=1.86$



**Figura 17:** Tensione ideale interruttore tripolare  $F_s=1.72$

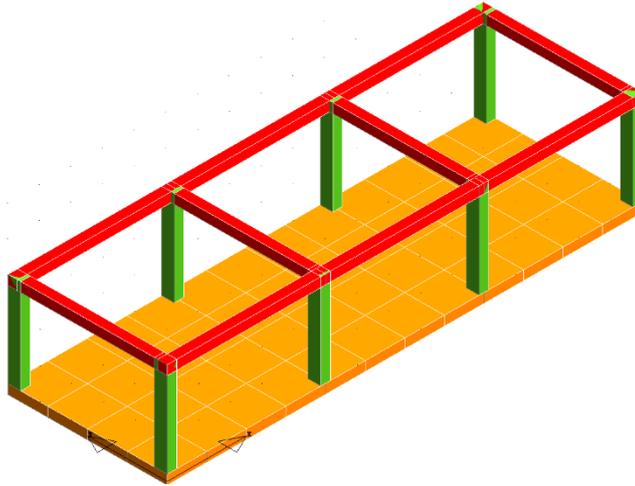


**Figura 18:** Tensione ideale fondazione plinto isolato  $F_s=5.24$



## 6.5 Edificio control room

La struttura dell'edificio sarà realizzata in cemento armato completamente gettato in opera avente altezza massima di 3.00 metri fuori terra. Saranno realizzati, in totale due telai a tre campate in senso longitudinale e quattro telai a una campata in senso trasversale. Dall'analisi del terreno di fondazione e dei carichi gravanti su di esso dovuti alla struttura si è optato per fondazioni di tipo diretto, in particolare, una platea di fondazione sotto tutta la sagoma dell'edificio avente spessore di 30 cm. La copertura sarà realizzata con solai in laterocemento con spessore al finito di 25 cm.



**Figura 19:** Modello strutturale control room

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidità relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

### 6.5.1 *Dimensionamento minimo delle armature*

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

## TRAVI:

area minima delle staffe pari a  $1.5 \cdot b$  mmq/ml, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0,8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. in prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

armatura longitudinale in zona tesa  $\geq 0,15\%$  della sezione di calcestruzzo. alle estremità è disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

in zona sismica, nelle zone critiche il passo staffe è non superiore al minimo di:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per cda e cdb;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per cda e cdb;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

le zone critiche si estendono, per cdb e cda, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro.

nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa è maggiore o uguale a 0,5.

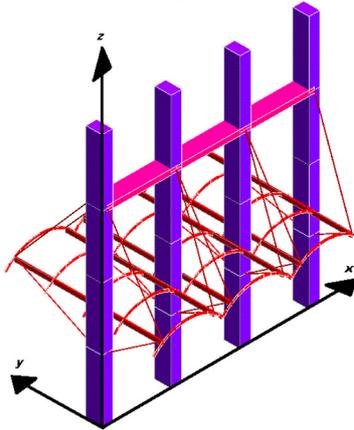
## PILASTRI:

- Armatura longitudinale compresa fra 0,3% e 4% della sezione effettiva e non minore di  $0,10 \cdot N_{ed} / f_{yd}$ ;
- Barre longitudinali con diametro  $\geq 12$  mm;
- Diametro staffe  $\geq 6$  mm e comunque  $\geq 1/4$  del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.
- In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
  - 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CDA e CDB.

### **6.5.2 Sistemi di riferimento**

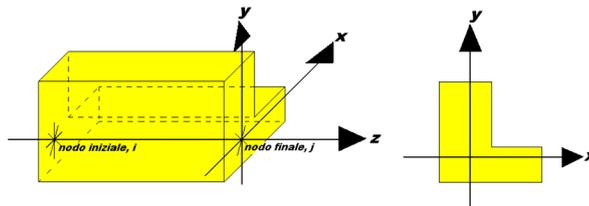
#### 1) SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



## 2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



- UNITÀ DI MISURA

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze]= m

[forze] = kgf / daN

- CONVENZIONI SUI SEGNI

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

### 6.5.3 Criteri di progetto

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO										
Car. N.ro	Peso Strut. kN/mq	Perman. NONstru. dN/mq	Varia bile dN/mq	Neve dN/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal. Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	300	50	50	100	Categ. H	0.0	0.0	0.0		
2	0	600	600	0	Categ. E	1.0	0.9	0.8		

CRITERI DI PROGETTO																		
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'			CARATTER.COSTRUTTIVE				FLAG		
Crit	Elem.	% Rig	% Rig	Classe	Classe	Mod. El	Gamm	Tipo	Tipo	Toll.	Copr	Copr	Fi	Fi	Lun	Li	App	
N.ro		Tors.	Fless	CLS	Acciaio	daN/cm <sup>2</sup>	son	dN/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	staf	ferr	min	st	sta	n.	esi
1	ELEV.	10	100	C25/30	B450C	314758	0.20	2500	ORDIN. XO	POCO SENS.	0.00	3.0	5.4	16	16	60	1	0
3	PILAS	60	100	C25/30	B450C	314758	0.20	2500	ORDIN. XO	POCO SENS.	0.00	3.0	4.7	14	10	50	0	

CRITERI DI PROGETTO																									
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri	Tipo	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/	Mt/	Wra	Wfr	Wpe	scRar	scPer	sfRar	Spo	Spo	Spo	Coe	euk	
Nro	Elem	daN/cm <sup>2</sup>																							
1	ELEV.	250.0	141.0	141.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50	10		0.4	0.3	150.0	112.0	3600					2.0	0.08
3	PILAS	250.0	141.0	141.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50	10		0.4	0.3	150.0	112.0	3600					2.0	0.08

MATERIALI SHELL IN C.A.															
IDEN	%	CARATTERISTICHE					DURABILITA'			COPRIFERRO					
Mat.	Rig	Classe	Classe	Mod. E	Pois-	Gamma	Tipo	Tipo	Toll.	Setti	Piastre				
N.ro	Fis	dN/cm <sup>2</sup>	Acciaio	dN/cm <sup>2</sup>	son	dN/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	(cm)	(cm)				
1	100	C20/25	B450C	299619	0.20	2500	ORDIN. XO	POCO SENS.	0.00	2.0	2.0				

MATERIALI SHELL IN C.A.																									
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri	Tipo	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/	Mt/	Wra	Wfr	Wpe	scRar	scPer	sfRar	Spo	Spo	Spo	Coe	euk	
Nro	Elem	daN/cm <sup>2</sup>																							
1	SETTI	200.0	113.0	113.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50			0.4	0.3	120.0	90.0	3600						

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI E SU PALI											
IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE			IDEN	CARATTER. MECCANICHE		
Crit	KwVert.	KwOriz.	Qlim.	Crit	KwVert.	KwOriz.	Qlim.	Crit	KwVert.	KwOriz.	Qlim.
N.ro	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	N.ro	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	N.ro	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>
1	15.00	0.00	Trz/Cmp	2	10.00	5.00	Trz/Cmp				

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	15.00	Altezza edificio (m)	3.00
Massima dimens. dir. Y (m)	5.00	Differenza temperatura (°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	II Cu=1.0
Longitudine Est (Grd)	15.71010	Latitudine Nord (Grd)	41.32897
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1.00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0.00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0.63	Periodo di Ritorno Anni	50.00
Accelerazione Ag/g	0.05	Periodo T'c (sec.)	0.32
Fo	2.56	Fv	0.81
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.16
Periodo TC (sec.)	0.49	Periodo TD (sec.)	1.82
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0.10	Periodo di Ritorno Anni	475.00
Accelerazione Ag/g	0.15	Periodo T'c (sec.)	0.43
Fo	2.58	Fv	1.33
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.47	Periodo TB (sec.)	0.20
Periodo TC (sec.)	0.60	Periodo TD (sec.)	2.18
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.1			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.2			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1.15	Calcestruzzo CLS armato	1.50
Legno per comb. eccez.	1.00	Legno per comb. fundament.:	1.30
Livello conoscenza	NUOVA COSTRUZIONE		
FRP Collasso Tipo 'A'	1.10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1.20
FRP Collasso Tipo 'B'	1.25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1.50
FRP Resist. Press/Fless	1.00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1.20
FRP Resist. Confinamento	1.10		

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE VENTO			
Zona Geografica	3	Altitudine s.l.m. (m)	69.00
Distanza dalla costa (km)	25.00	Tempo di Ritorno (anni)	50.00
Classe di Rugosita'	C	Coefficiente Topografico	1.00
Coefficiente dinamico	1.00	Coefficiente di attrito	0.02
Velocita' di riferim. (m/s)	27.02	Pressione di riferim.(kg/mq)	45.63
Categoria di Esposizione	II		
Edificio dotato di porosita' distribuita uniforme			
Il calcolo delle azioni del vento e' effettuato in base al punto 3.3 delle NTC e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			

Zona Geografica	II	Coefficiente Termico	1.00
Altitudine sito s.l.m. (m)	69	Coefficiente di forma	1.00
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1.00
Carico di riferimento kg/mq	100	Carico neve di calcolo kg/mq	100.00

Il calcolo della neve e' effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019

**PILASTRI IN C.A. QUOTA 3 m**

Filo N.ro	Sez. N.ro	Tipologia (cm)		Magrone (cm)	Ang. (Grd)	Cod.	dx (cm)	dy (cm)	Crit. N.ro	Tipo Elemento ai fini sismici
1	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	1	15.00	20.00	3	SismoResist.
2	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	5	0.00	20.00	3	SismoResist.
3	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	5	0.00	20.00	3	SismoResist.
4	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	4	-15.00	20.00	3	SismoResist.
5	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	2	15.00	-20.00	3	SismoResist.
6	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	7	0.00	-20.00	3	SismoResist.
7	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	7	0.00	-20.00	3	SismoResist.
8	2	Rett.	30.00 x 40.00	0.0	0.00	3	-15.00	-20.00	3	SismoResist.

**TRAVI IN C.A. ALLA QUOTA 3 m**

Trav N.ro	Sez. N.ro	DATI GENERALI		QUOTE								SCOSTAMENTI										CARICHI									
		Tipo Elem. x il sisma	Ang Grd	Fil in.	Fil fin.	Q in. (m)	Q fin. (m)	Dxi cm	Dyi cm	Dzi cm	Dxf cm	Dyf cm	Dzf cm	Pann. daN/m	ramp. daN/m	Ball. daN/m	Espl. daN/m	Tot. daN/m	Torc. daN	Orizz. daN/m	Assial. daN/m	Ali %	Cr Nr	Cit Geo							
1	1	Tel.SismoRes.	0	1	2	3.00	3.00	0	15	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
2	1	Tel.SismoRes.	0	2	3	3.00	3.00	0	15	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
3	1	Tel.SismoRes.	0	3	4	3.00	3.00	0	15	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
4	1	Tel.SismoRes.	0	5	6	3.00	3.00	0	-15	0	0	-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
5	1	Tel.SismoRes.	0	6	7	3.00	3.00	0	-15	0	0	-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
6	1	Tel.SismoRes.	0	7	8	3.00	3.00	0	-15	0	0	-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1							
7	1	Tel.SismoRes.	0	1	5	3.00	3.00	15	0	0	15	0	0	1197	0	0	0	1197	0	0	0	0	0	1							
8	1	Tel.SismoRes.	0	2	6	3.00	3.00	0	0	0	0	0	0	2372	0	0	0	2372	0	0	0	0	0	1							
9	1	Tel.SismoRes.	0	3	7	3.00	3.00	0	0	0	0	0	0	2372	0	0	0	2372	0	0	0	0	0	1							
10	1	Tel.SismoRes.	0	4	8	3.00	3.00	-15	0	0	-15	0	0	1197	0	0	0	1197	0	0	0	0	0	1							

**GEOMETRIA PIASTRE ALLA QUOTA 0 m**

Piastra N.ro	Filo 1	Filo 2	Filo 3	Filo 4	Tipo Car.	Quota Filo1	Quota Filo2	Quota Filo3	Quota Filo4	Tipo Sez.	Spess. cm	Kwinkl. daN/cm	Tipo Mat.
1	1	2	6	5	2	0	0	0	0	1	30.0	10.0	1
2	4	8	7	3	2	0	0	0	0	1	30.0	10.0	1
3	3	7	6	2	2	0	0	0	0	1	30.0	10.0	1

**6.5.4 Combinazioni di carico**

**COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.**

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.Bibl.Arch.	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	0.80
Var.Neve h<=1000	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	0.00
Var.Coperture	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.90	0.00	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
Corr. Tors. 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	1.00
Corr. Tors. 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	0.30
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 A1 - S.L.V. / S.L.D.**

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.Bibl.Arch.	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
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
Var.Coperture	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
Corr. Tors. dir. 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
Corr. Tors. dir. 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
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 A1 - S.L.V. / S.L.D.**

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.Bibl.Arch.	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
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
Var.Coperture	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
Corr. Tors. dir. 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
Corr. Tors. dir. 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
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

**COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.**

DESCRIZIONI	46
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.80

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.													
DESCRIZIONI	46												
Var.Neve h<=1000	0.00												
Var.Coperture	0.00												
Vento dir. 0	0.00												
Vento dir. 90	0.00												
Vento dir. 180	0.00												
Vento dir. 270	0.00												
Corr. Tors. dir. 0	0.30												
Corr. Tors. dir. 90	1.00												
Sisma direz. grd 0	-0.30												
Sisma direz. grd 90	-1.00												

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.														
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
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
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
Var.Bibl.Arch.	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.Neve h<=1000	0.50	1.00	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50	0.50
Var.Coperture	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	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	0.60	0.60	1.00	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	0.60	0.60	1.00	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	0.60	0.60	1.00
Corr. Tors. 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
Corr. Tors. 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
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
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

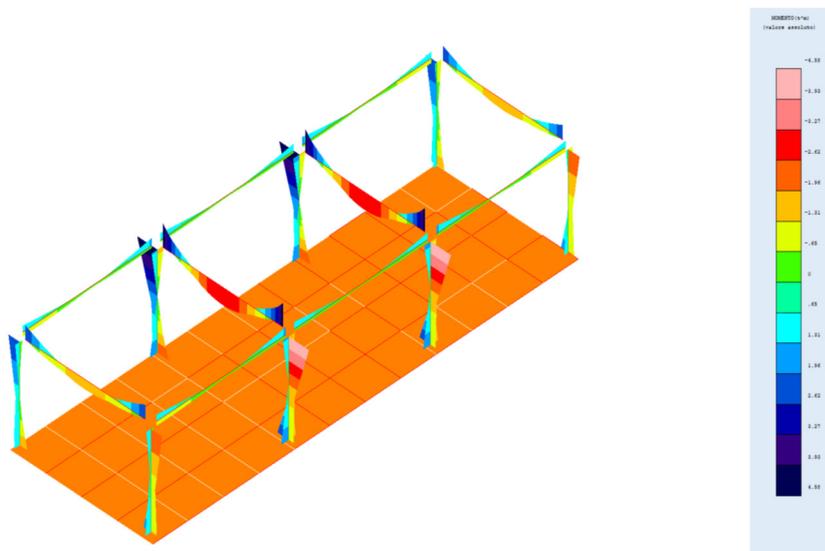
COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.						
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.90	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

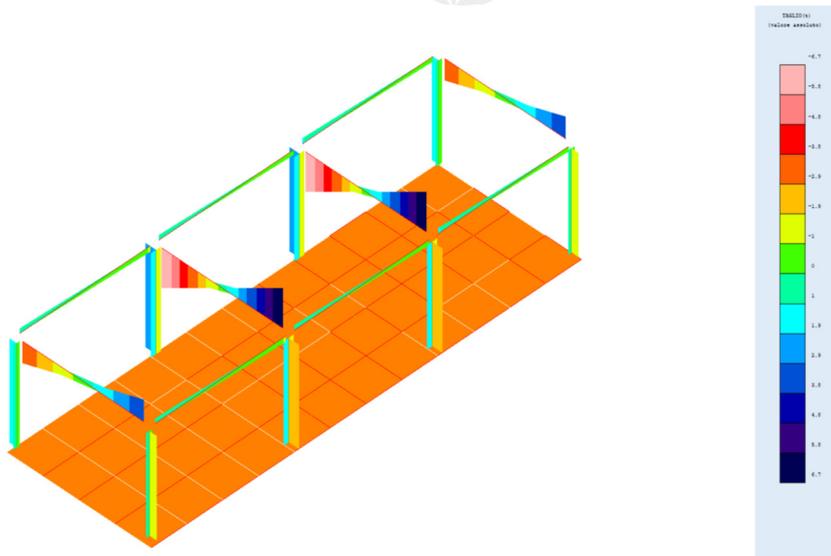
COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Vento dir. 180	0.00
Vento dir. 270	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00

**6.5.5 Risultati analisi**

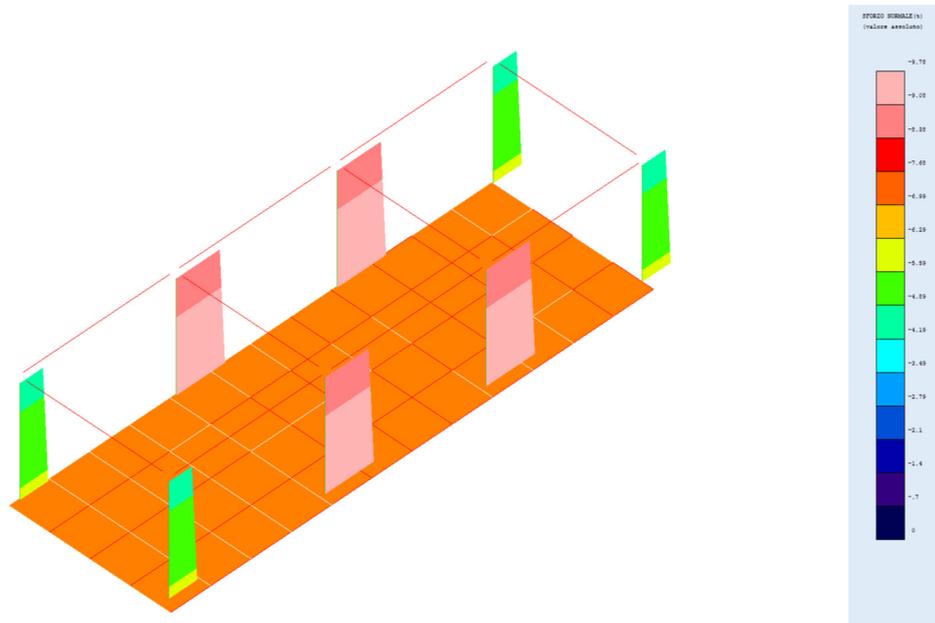
Dalle analisi eseguite come precedentemente descritto si ottengono i seguenti diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni.



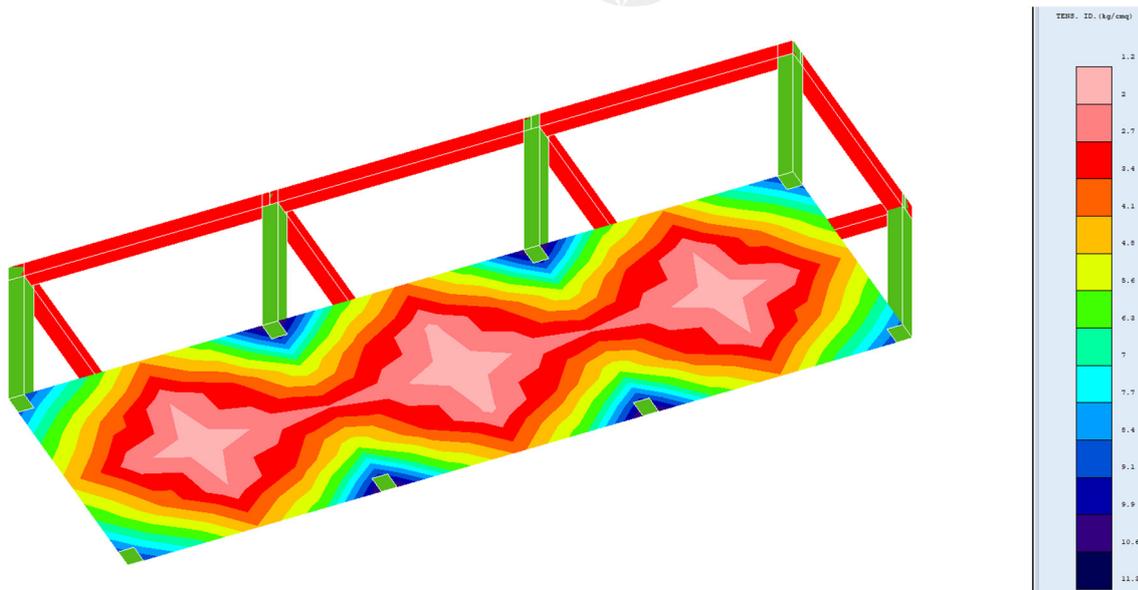
**Figura 20:** Diagramma di inviluppo momento flettente



**Figura 21:** Diagramma di involucro taglio



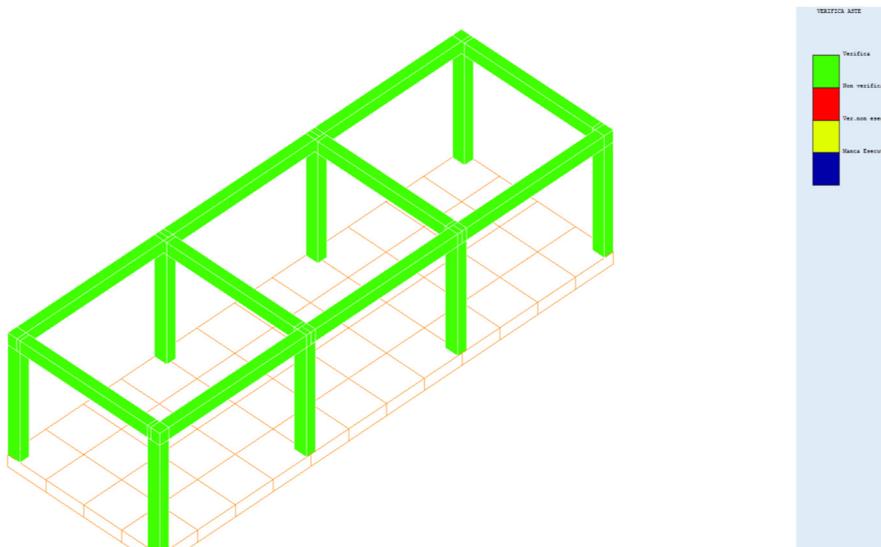
**Figura 22:** Diagramma di involucro sforzo normale



**Figura 23:** Tensione ideale platea di fondazione FS = 1.34

Dai diagrammi di sollecitazione ottenuti dalle varie condizioni di carico il programma, in automatico, ha progettato le barre di armatura secondo le NTC 2018 e la struttura risulta verificata.

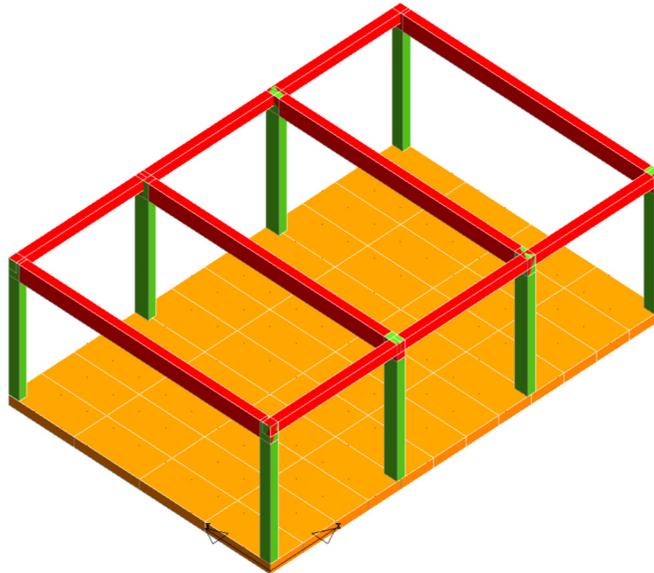
Per informazioni più dettagliate riguardo la distinta delle armature si rimanda ai grafici prodotti.



**Figura 24:** Verifica struttura

## 6.6 Edificio Magazzino

La struttura dell'edificio sarà realizzata in cemento armato completamente gettato in opera avente altezza massima di 4.00 metri fuori terra. Saranno realizzati, in totale due telai a tre campate in senso longitudinale e quattro telai a una campata in senso trasversale. Dall'analisi del terreno di fondazione e dei carichi gravanti su di esso dovuti alla struttura si è optato per fondazioni di tipo diretto, in particolare, una platea di fondazione sotto tutta la sagoma dell'edificio avente spessore di 30 cm. La copertura sarà realizzata con solai in laterocemento con spessore al finito di 25 cm.



**Figura 25:** Modello strutturale magazzino

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidezza relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

**6.6.1** Dimensionamento minimo delle armature

Vedi paragrafo 6.5.1

**6.6.2** Criteri di progetto

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO										
Car. N.ro	Peso Strut dN/mq	Perman. NONstru dN/mq	Varia bile dN/mq	Neve dN/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	300	50	50	100	Categ. H	0.0	0.0	0.0		
2	0	600	600	0	Categ. E	1.0	0.9	0.8		

CRITERI DI PROGETTO															
IDEN	ASTE ELEVAZIONE														
Crit N.ro	Def Tag	%Scorr Staffe	P max. Staffe	P min. Staffe	tMtnin dN/cm <sup>2</sup>	Ferri parete	Elim cm	Tipo verif.	Fl. rett.	DenX pos.	DenX neg.	DenY pos.	DenY neg.	%Maq car.	%Rid
1	si	100	30	0	3	no	200	Mx	1	0	0	0	0	0	100

CRITERI DI PROGETTO																		
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE						DURABILITA'			CARATTER. COSTRUTTIVE				FLAG			
Crit	Elem.	% Rig	% Rig	Classe	Classe	Mod. El	Pois	Gamma	Tipo	Tipo	Toll.	Copr	Copr	Fi	Fi	Lun	Li	App
N.ro		Tors.	Fless	CLS	Acciaio	daN/cm <sup>2</sup>	son	dN/mc	Ambiente	Armatura	Copr.	staf	ferr	min	st	sta	n.	esi
1	ELEV.	10	100	C25/30	B450C	314758	0.20	2500	ORDIN. X0	POCO SENS.	0.00	3.0	5.4	16	16	60	1	0
3	PILAS	60	100	C25/30	B450C	314758	0.20	2500	ORDIN. X0	POCO SENS.	0.00	3.0	4.7	14	10	50	0	0

CRITERI DI PROGETTO																									
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri N.ro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra	Wfr	Wpe	scRar	scPer	sfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk	
1	ELEV.	250.0	141.0	141.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50	10	0.4	0.3	150.0	112.0	3600						2.0	0.08
3	PILAS	250.0	141.0	141.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50	10	0.4	0.3	150.0	112.0	3600						2.0	0.08

MATERIALI SHELL IN C.A.												
IDEN	%	CARATTERISTICHE					DURABILITA'			COPRIFERRO		
Mat. N.ro	Rig Fls	Classe dN/cm <sup>2</sup>	Classe Acciaio	Mod. E dN/cm <sup>2</sup>	Pois-son	Gamma dN/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Setti (cm)	Piastre (cm)	
1	100	C20/25	B450C	299619	0.20	2500	ORDIN. X0	POCO SENS.	0.00	2.0	2.0	

MATERIALI SHELL IN C.A.																								
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri N.ro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra	Wfr	Wpe	scRar	scPer	sfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk
1	SETTI	200.0	113.0	113.0	4500	4500	3913	2100000	0.20	0.35	1.00	50					120.0	90.0	3600					

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	15.00	Altezza edificio (m)	4.00
Massima dimens. dir. Y (m)	10.00	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	II Cu=1.0
Longitudine Est (Grd)	15.71010	Latitudine Nord (Grd)	41.32897
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1.00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0.00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0.63	Periodo di Ritorno Anni	50.00
Accelerazione Ag/g	0.05	Periodo T'c (sec.)	0.32
Fo	2.56	Fv	0.81
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.16
Periodo TC (sec.)	0.49	Periodo TD (sec.)	1.82
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0.10	Periodo di Ritorno Anni	475.00
Accelerazione Ag/g	0.15	Periodo T'c (sec.)	0.43
Fo	2.58	Fv	1.33
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.47	Periodo TB (sec.)	0.20
Periodo TC (sec.)	0.60	Periodo TD (sec.)	2.18
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.1			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO C.A. - DIR.2			
Classe Duttilita'	MEDIA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/Alfa1	1.15	Fattore riduttivo KW	1.00
Fattore di comportam 'q'	2.76		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1.15	Calcestruzzo CLS armato	1.50
Legno per comb. eccez.	1.00	Legno per comb. fundament.:	1.30
Livello conoscenza	NUOVA COSTRUZIONE		

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE VENTO			
Zona Geografica	3	Altitudine s.l.m. (m)	69.00
Distanza dalla costa (km)	25.00	Tempo di Ritorno (anni)	50.00
Classe di Rugosita'	C	Coefficiente Topografico	1.00
Coefficiente dinamico	1.00	Coefficiente di attrito	0.02
Velocita' di riferim. (m/s)	27.02	Pressione di riferim.(kg/mq)	45.63
Categoria di Esposizione	II		
Edificio dotato di porosita' distribuita uniforme			
Il calcolo delle azioni del vento e' effettuato in base al punto 3.3 delle NTC e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			
DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE			



COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.	
DESCRIZIONI	46
Var.Bibl.Arch.	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Vento dir. 180	0.00
Vento dir. 270	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.30
Corr. Tors. dir. 90	1.00
Sisma direz. grd 0	-0.30
Sisma direz. grd 90	-1.00

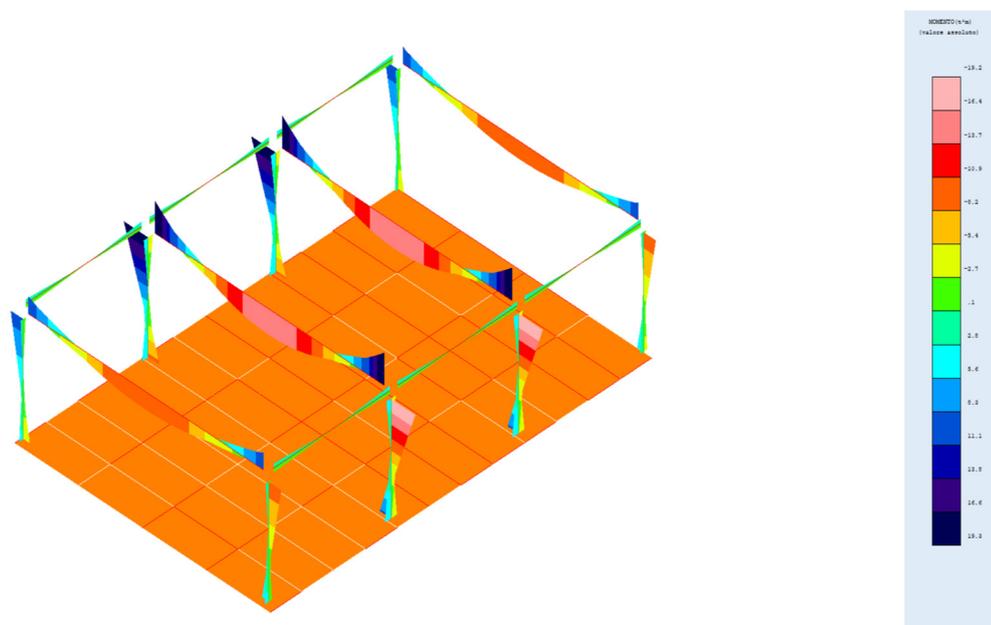
COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.						
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.90	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 0	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
Vento dir. 180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
Vento dir. 270	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20
Corr. Tors. dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

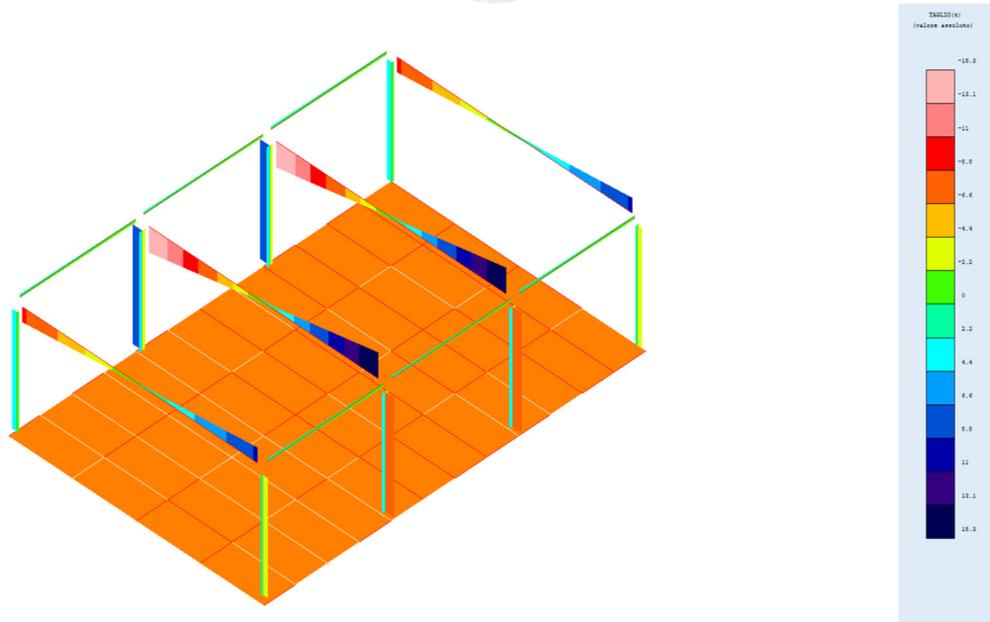
COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Bibl.Arch.	0.80
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
Vento dir. 0	0.00
Vento dir. 90	0.00
Vento dir. 180	0.00
Vento dir. 270	0.00
Corr. Tors. dir. 0	0.00
Corr. Tors. dir. 90	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00

#### 6.6.4 Risultati analisi

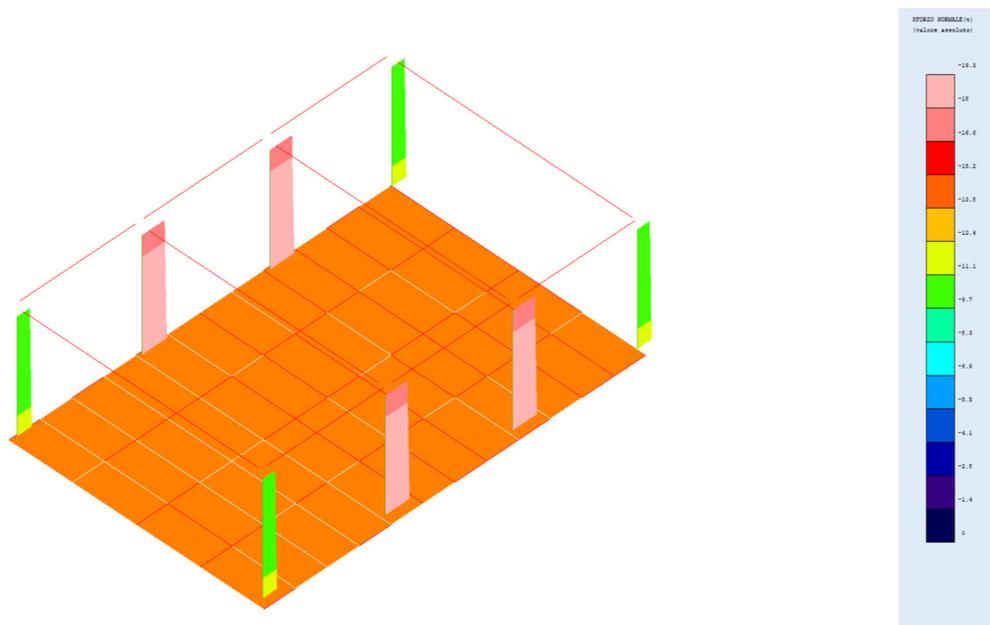
Dalle analisi eseguite come precedentemente descritto si ottengono i seguenti diagrammi di involucro delle sollecitazioni.



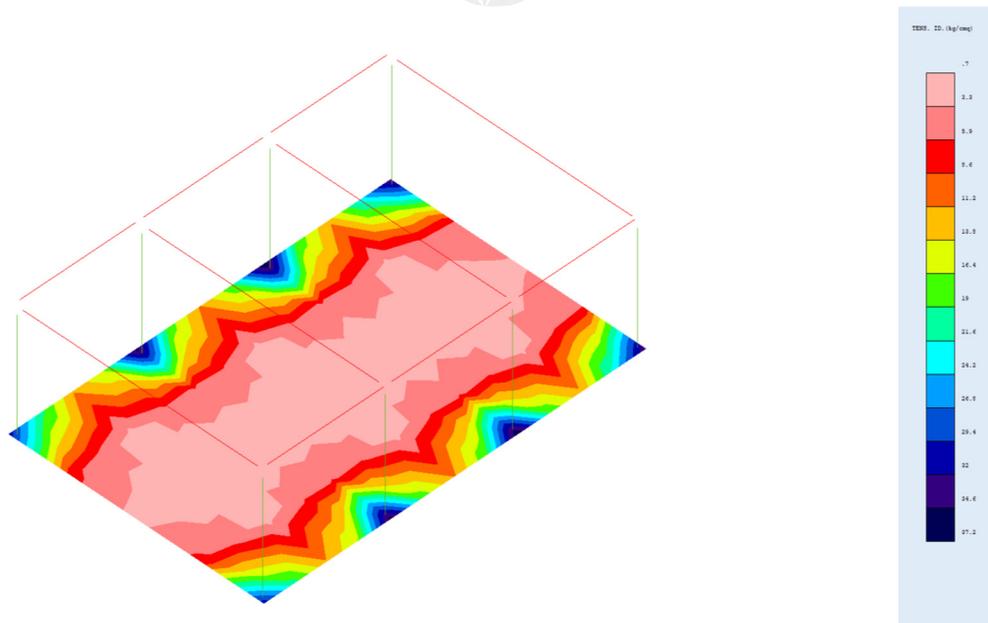
**Figura 26:** Diagramma di involucro momento flettente



**Figura 27:** Diagramma di involucro taglio



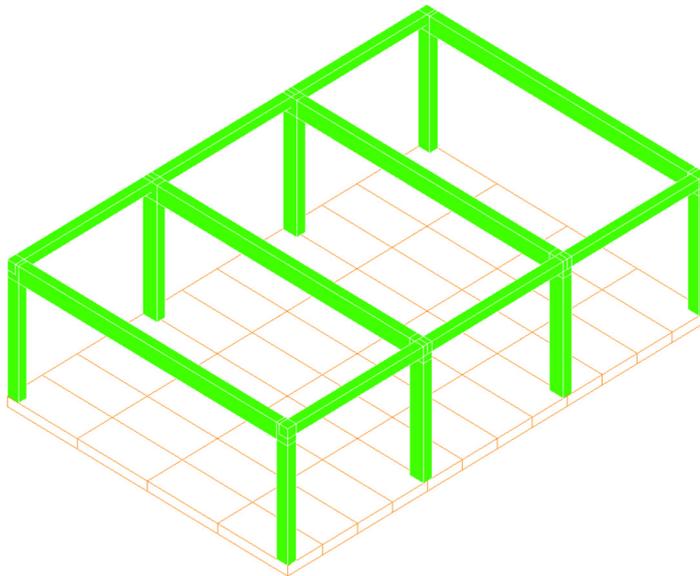
**Figura 28:** Diagramma di involucro sforzo normale



**Figura 29:** Tensione ideale platea di fondazione FS = 1.25

Dai diagrammi di sollecitazione ottenuti dalle varie condizioni di carico il programma, in automatico, ha progettato le barre di armatura secondo le NTC 2018 e la struttura risulta verificata.

Per informazioni più dettagliate riguardo la distinta delle armature si rimanda ai grafici prodotti.



**Figura 30:** Verifica struttura

## 7. VERIFICHE GEOTECNICHE

La fase di progetto e verifica delle strutture si conclude con le verifiche geotecniche allo scopo di acclarare quale metodologia di opere di fondazioni eseguire in base alla tipologia di struttura. Tali verifiche sono preliminari in quanto il progetto esecutivo determinerà l'esatta tipologia e geometria delle opere di fondazione basandosi su dati forniti da indagini strumentali appositamente eseguite, quali Nspt o pull-out tests, per ricavare parametri di resistenza del suolo meno approssimati.

### 7.1 Combinazioni delle azioni sulla costruzione

Per le verifiche geotecniche è stato utilizzato l'approccio 2 dell'eurocodice 7 con un'unica combinazione di carico:

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)		
Tipo di fondazione	Su Pali Infissi		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacità Portante			2.30
Scorrimento			1.10
Resist. alla Base			1.15
Resist. Lat. a Compr.			1.15
Resist. Lat. a Traz.			1.25
Carichi Trasversali			1.30
Fattore di correlazione CSI per il calcolo di Rk pali			1.70

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U. - A1									
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Peso Strutturale	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
Perm.Non Strutturale	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Vento dir. 0	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Vento dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00

### 7.2 Verifica lunghezza d'infissione Strutture di supporto moduli

I pali di sostegno delle strutture porta moduli saranno allocati per battitura.

In via semplificata si procede alla verifica della lunghezza d'infissione, pari a 1.5 metri, ipotizzata in fase di progetto. La lunghezza di infissione definitiva sarà individuata in fase esecutiva in seguito alla realizzazione di pull-out 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.

Come si evince dalla relazione geologica le strutture di supporto dei moduli saranno impostati su litologie sciolte, nello specifico Sabbie limose. Poiché queste litologie provengono da uno studio di massima e non sono state eseguite indagini geotecniche mirate alla realizzazione del parco fotovoltaico, in fase di progettazione definitiva si è proceduti verificando il pilastro della struttura

nella combinazione più gravosa, quella dovuta al vento, infisso nel terreno con le caratteristiche di resistenza più scarse:

**facies costituita da sabbie limose:**

$\gamma$  (peso di volume) = 1529 kg/m<sup>3</sup>;

$\phi$  (angolo di attrito interno) = 15°;

$C_u$  (coesione non drenata) = 55 KPa;

$E_d$  (modulo edometrico) = 48255.39 KPa;

$K$  (modulo di taglio) = 20000 KPa;

La capacità laterale è stata calcolata secondo le ntc 2018 come segue:

- In terreni coesivi in condizioni non drenate:

$$Q_{later} = \alpha \times C_{um} \times A_s$$

essendo

$C_{um}$  = coesione non drenata media lungo lo strato

$A_s$  = area della superficie laterale del palo

$\alpha$  = coeff. riduttivo in funzione delle modalità esecutive:

- per pali infissi:

$\alpha = 1$  per  $C_u \leq 25$  kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>)

$\alpha = 1-0,011(C_u-25)$  per  $25 < C_u < 70$  kPa

$\alpha = 0,5$  per  $C_u \geq 70$  kPa (0,70 kg/cm<sup>2</sup>)

- per pali trivellati:

$\alpha = 0,7$  per  $C_u \leq 25$  kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>)

$\alpha = 0,7-0,008(C_u-25)$  per  $25 < C_u < 70$  kPa

$\alpha = 0,35$  per  $C_u \geq 70$  kPa (0,70 kg/cm<sup>2</sup>)

- In terreni coesivi in condizioni drenate:

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

essendo

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

$\mu$  = coefficiente di attrito:

$\mu = \tan \phi'$  per pali trivellati

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

	Infissione	$\gamma$	$C_u$	$\phi$
	m	kg/mc	kPa	°
<b>Sabbie limose</b>	1.5	1529	55.00	15



L infiss.	Suolo	Cu	$\phi$	$\mu$	Q lat	Q totale (kN)
m		kpa	°		kN	$\gamma_r = 1.15$
1.5	Sabbie limose	55.00	15	0.384524	67.505	58.7001

Poiché lo sforzo normale massimo alla base della struttura derivante dall'involuppo delle combinazioni di carico risulta essere circa 42.20 kN (fig. 15), minore della resistenza laterale massima del palo infisso, pari a 58.7001 kN ottenuta applicando un coefficiente di sicurezza  $\gamma_r = 1.15$  (NTC 2018), la verifica risulta quindi soddisfatta.

Nel caso in cui, a valle di indagini più dettagliate, in alcuni punti dell'impianto il terreno dovesse avere caratteristiche più scadenti si procederà ad installare i pali di supporto delle strutture con il metodo del pre drilling come descritto in precedenza, a scopo di esempio si esegue una verifica della fondazione con il pilastro annegato in un palo di calcestruzzo diametro di 50 cm realizzato con il metodo del pre drilling.

L infiss.	Suolo	Cu	$\phi$	$\mu$	Q lat	Q totale (kN)
m		kPa	°		kN	$\gamma_r = 1.15$
1.5	Sabbie Limose	55.00	15	0.85599	140.8199	122.4521

Impostando gli stessi parametri geotecnici della verifica precedente, utilizzando il metodo del pre drilling il carico massimo sopportabile dal palo infisso passa da 58.70kN a 122.45kN, ciò è causato dal diametro del palo che offre una superficie maggiorata di contatto terreno-palo ed al maggiore coefficiente d'attrito " $\mu$ " che hanno i pali trivellati.

Si ricorda che l'intero progetto preliminare è stato condotto utilizzando, a vantaggio di sicurezza, i parametri minimi di questa tipologia di suolo, dunque, in fase esecutiva, a valle di indagini più approfondite potrebbe non essere necessario ricorrere al pre drilling.

### 7.3 Verifica a carico orizzontale Strutture di supporto moduli (Ribaltamento)

Come da scheda tecnica del fornitore "I tracker possono resistere fino a velocità 55 km/h, mentre avviano la procedura di sicurezza (ruotando fino a raggiungere l'angolo di sicurezza) quando le raffiche di vento hanno una velocità superiore a 50 km/h" dunque il carico massimo orizzontale che i tracker trasferiranno in fondazione si raggiungerà in corrispondenza di raffiche con velocità di 50 km/h ossia una pressione di 1 kN/m<sup>2</sup>. Tale valore non verrà amplificato, in fase di verifica, con nessun coefficiente di sicurezza in quanto si tratta di un valore imposto dal fornitore e non derivante da uno studio probabilistico.

Il momento alla base che genera la rotazione da verificare è di 11.04 kNm, la verifica consiste nell'accertare che tale sforzo non superi il valore di resistenza del suolo ad azione orizzontale.

Nel caso di terreni uniformi il valore del carico limite orizzontale può essere fatto in forma chiusa.

Si pone:

H = forza orizzontale

e = altezza tra la forza orizzontale e il suolo

d = Diametro palo

L = lunghezza palo

### **Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi**

Nel caso di palo lungo ( $M_y < M_{max}$ )  $H_{lim}$  si ricava dalla formula

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left( 1.5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left( \frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2M_y}{9c_u d^3} + 2.25}$$

Otteniamo che  $H_{lim} = 22.1032$  kN che risulta essere maggiore di 11.04 kN dunque la verifica è soddisfatta.

Si è scelto di ipotizzare una condizione di palo lungo in quanto si ipotizza che il terreno abbia una resistenza inferiore al palo infisso; nel caso contrario si ipotizza che l'elemento debole del collegamento sia il pilastro e la verifica di resistenza, di tale caso, è stata condotta al par. 7.3.

### **7.4 Verifica carico limite**

Per le strutture aventi opere di fondazioni dirette, ossia le cabine e le apparecchiature elettromeccaniche sarà verificato che la pressione trasmessa al suolo sia minore del carico limite definito secondo la formula di Brinch-Hansen come indicato nelle Ntc 2018:

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

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

$\alpha$  = inclinazione base della fondazione

$G$  = peso specifico del terreno

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

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

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:

$\beta$  = inclinazione terreno a valle  
 $c = c_u$  = coesione non drenata (condizioni U)  
 $c = c'$  = coesione drenata (condizioni D)  
 $\Gamma$  = 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)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi \cdot \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$N_g = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$N_c = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D} \quad (\text{Reissner-Meyerhof})$$

$$N_c = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidità (condizioni D):

$$I_r = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidità}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

$E$  = modulo elastico normale

$\mu$  = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp\left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)}\right] = \text{indice di rigidità critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp\left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4\right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2I_r)}{1 + \sin \phi'}\right] \quad \text{in condizioni drenate, per } I_r \leq I_{cr}$$

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'}\right)^{m+1}$$



$$iq = \left( \frac{1-H}{N+B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$ic = iq - \frac{1-iq}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$ic = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

#### Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1-dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \operatorname{arc} \tan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

#### Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

#### Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

#### Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

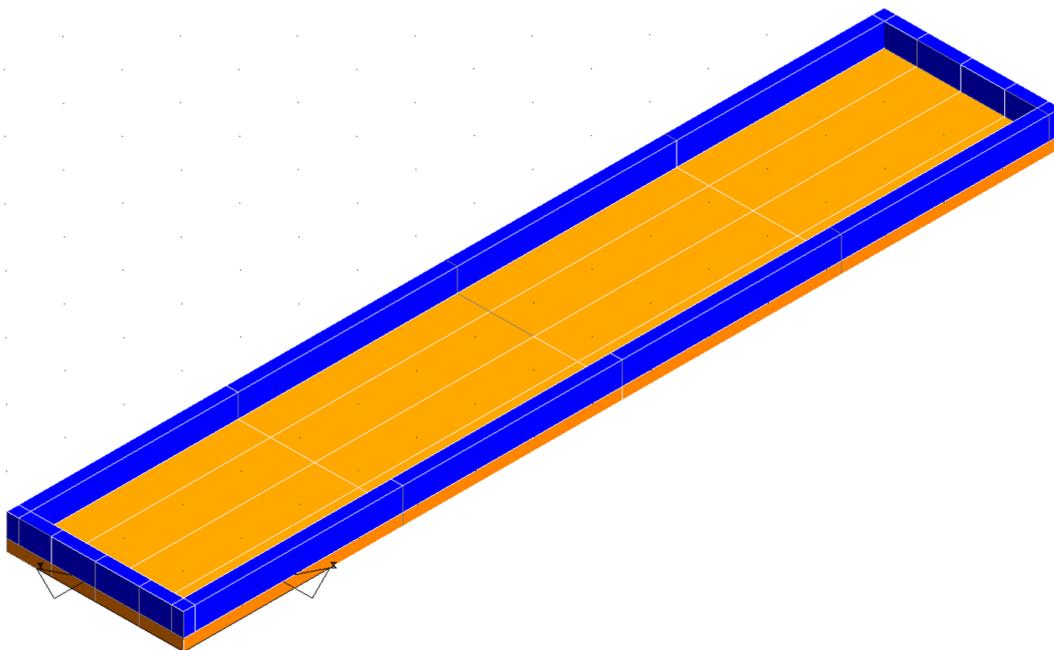
L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto

inerziale). Tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $I_{gk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. Nel caso in cui sia stato attivato il flag per tener conto degli effetti cinematici il valore  $I_{gk}$  modifica invece il solo coefficiente  $N_g$ ; il fattore  $N_g$  viene infatti moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

### **7.5** Verifica carico limite cabine

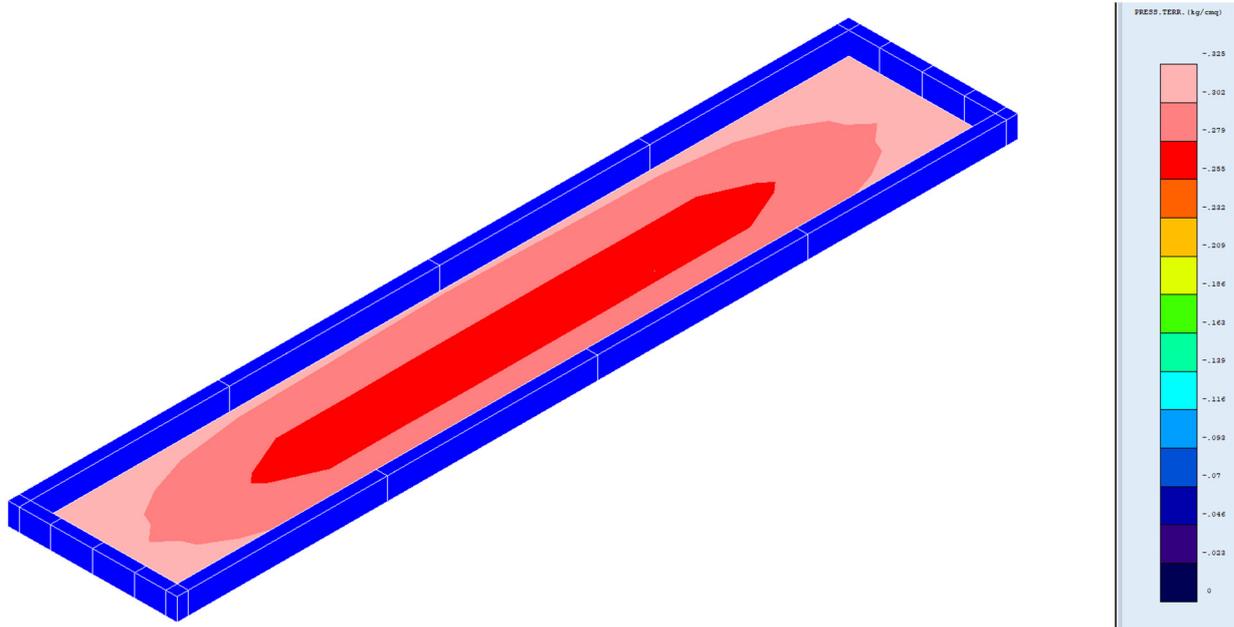
Tutte le cabine presenti all'interno dell'impianto saranno prefabbricate totalmente in officina e poi posate su una platea di magrone, realizzata in opera, non avente alcuna funzione strutturale. In particolare, trattandosi di strutture prefabbricate, saranno dotate di calcoli statici forniti dalla ditta costruttrice, per tale motivo si è proceduto a verificare che il suolo sia capace di sopportare la pressione trasmessa dalle cabine, in particolare, si è verificata la portanza della cabina con impronta maggiore, in quanto risulta essere il caso più gravoso.

La platea di fondazione è stata modellata come una soletta in cemento armato avente 20 cm di spessore e su di essa sono stati applicati i carichi derivanti dalla cabina amplificati secondo i coefficienti delle Ntc 2018.



**Figura 31:** Modello platea di fondazione cabine prefabbricate

Dalle analisi condotte si è ottenuto che la massima pressione trasferita al suolo dalla cabina prefabbricata risulta essere pari a 0.32 kg/cm<sup>2</sup>.



**Figura 32:** Pressioni trasmesse al suolo dalla cabina prefabbricata

Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

**COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER – CABINA PREFABBRICATA - S.L.U.**

Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV
9.81	<b>3.26</b>	<b>1.97</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>

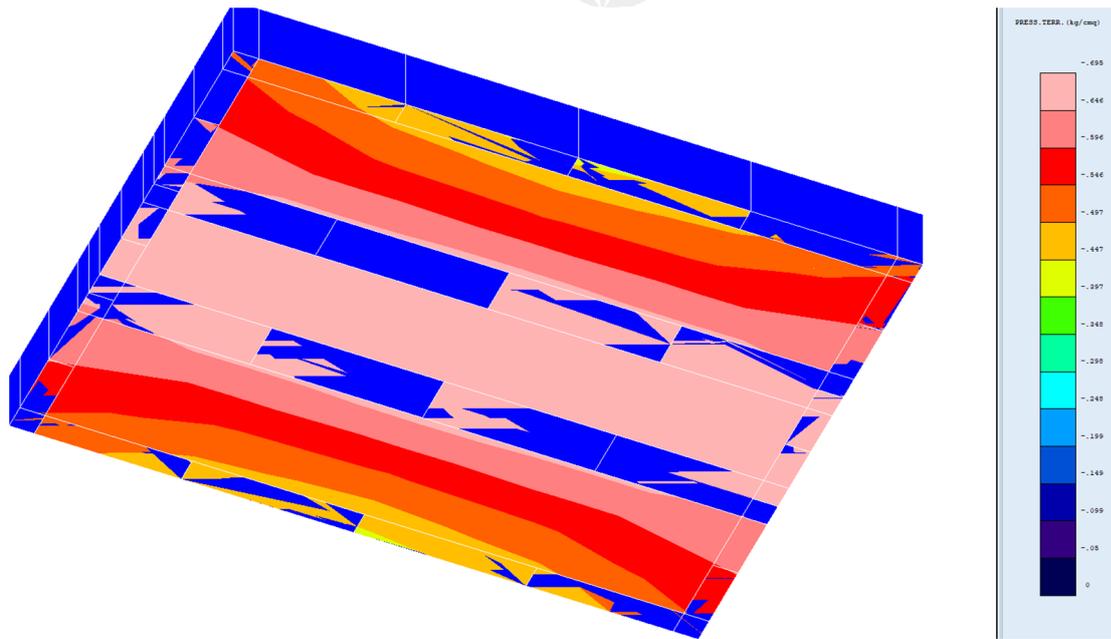
Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.19	<b>1.13</b>	<b>1</b>	<b>1.33</b>	<b>1.23</b>	<b>0.6</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1529</b>	<b>15</b>	<b>1.41</b>

**7.6** Verifica carico limite apparecchiature elettromeccaniche

Per la verifica delle fondazioni delle apparecchiature elettromeccaniche si è proceduti nel medesimo modo utilizzato per le cabine prefabbricate, confrontando il carico trasmesso al suolo derivante dalle analisi con il carico limite del suolo.

**7.6.1** *Trasformatore*

La pressione massima trasmessa al suolo dal trasformatore risulta essere pari a 0.69 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 33:** Pressioni trasmesse al suolo dal trasformatore

Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

**COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER - TRASFORMATORE - S.L.U.**

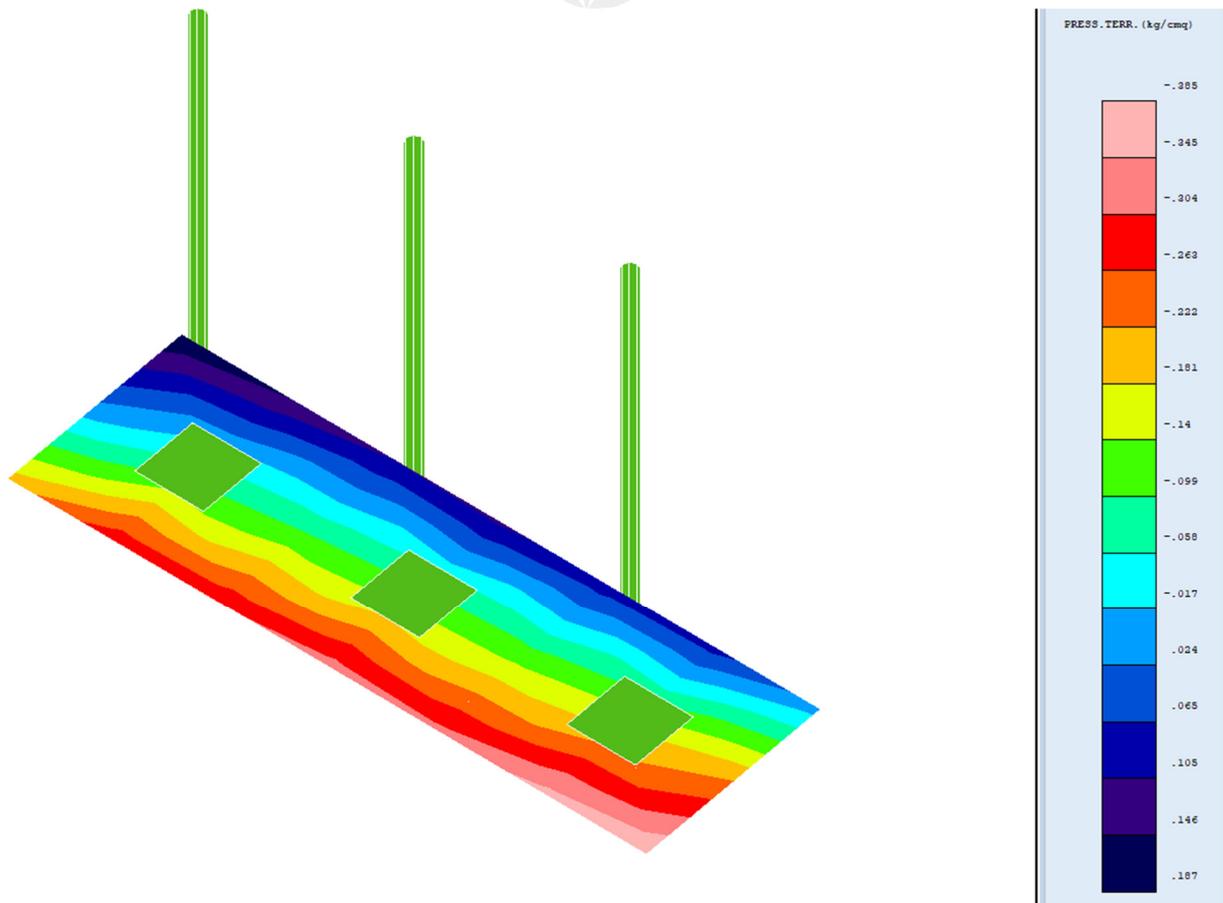
Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV
9.81	<b>3.26</b>	<b>1.97</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>

Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.42	<b>1.55</b>	<b>1</b>	<b>1.43</b>	<b>1.53</b>	<b>0.6</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1529</b>	<b>15</b>	<b>2.64</b>

**7.6.2 Interruttore tripolare**

La pressione massima trasmessa al suolo risulta essere pari a 0.38 kg/cm<sup>2</sup>



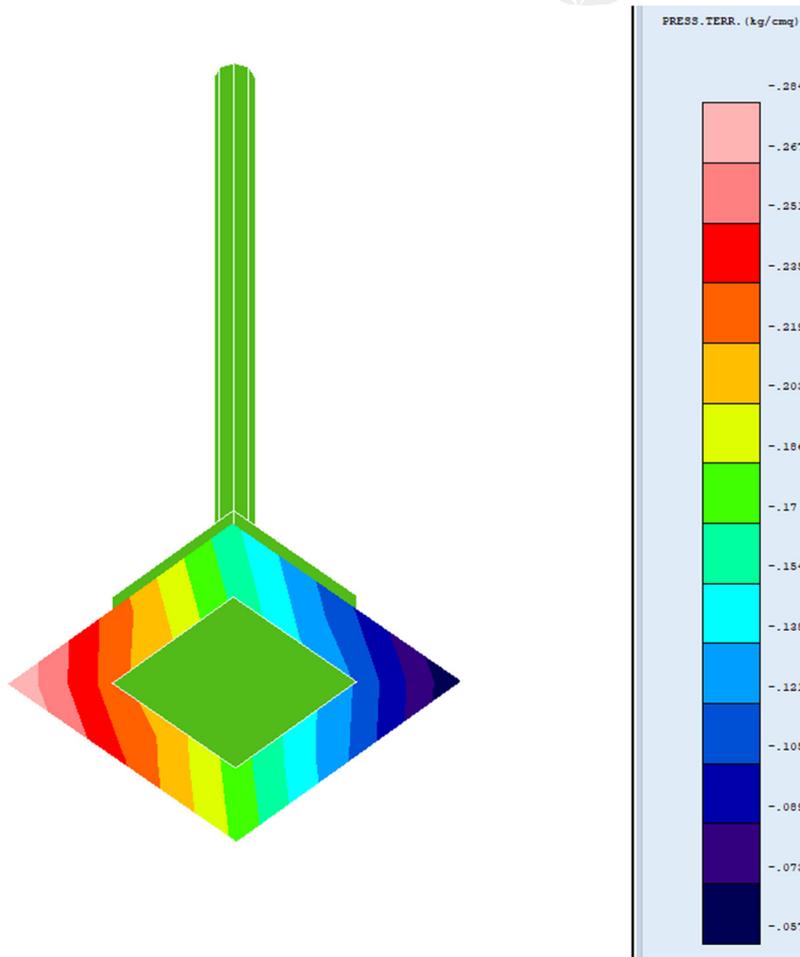
**Figura 34:** Pressioni trasmesse al suolo dall'interruttore tripolare

Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER – INTERRUOTTORE TRIPOLARE - S.L.U.											
Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.			
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV	
9.81	3.26	1.97	1	1	1	1	1	0.93	0.95	0.93	
Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psiq	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.19	1.13	1	1.33	1.23	0.6	1	1	1	1529	15	1.41

### 7.6.3 Plinto isolato

La pressione massima trasmessa al suolo risulta essere pari a 0.28 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 35:** Pressioni trasmesse al suolo dal plinto isolato

Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

**COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER – PLINTO ISOLATO - S.L.U.**

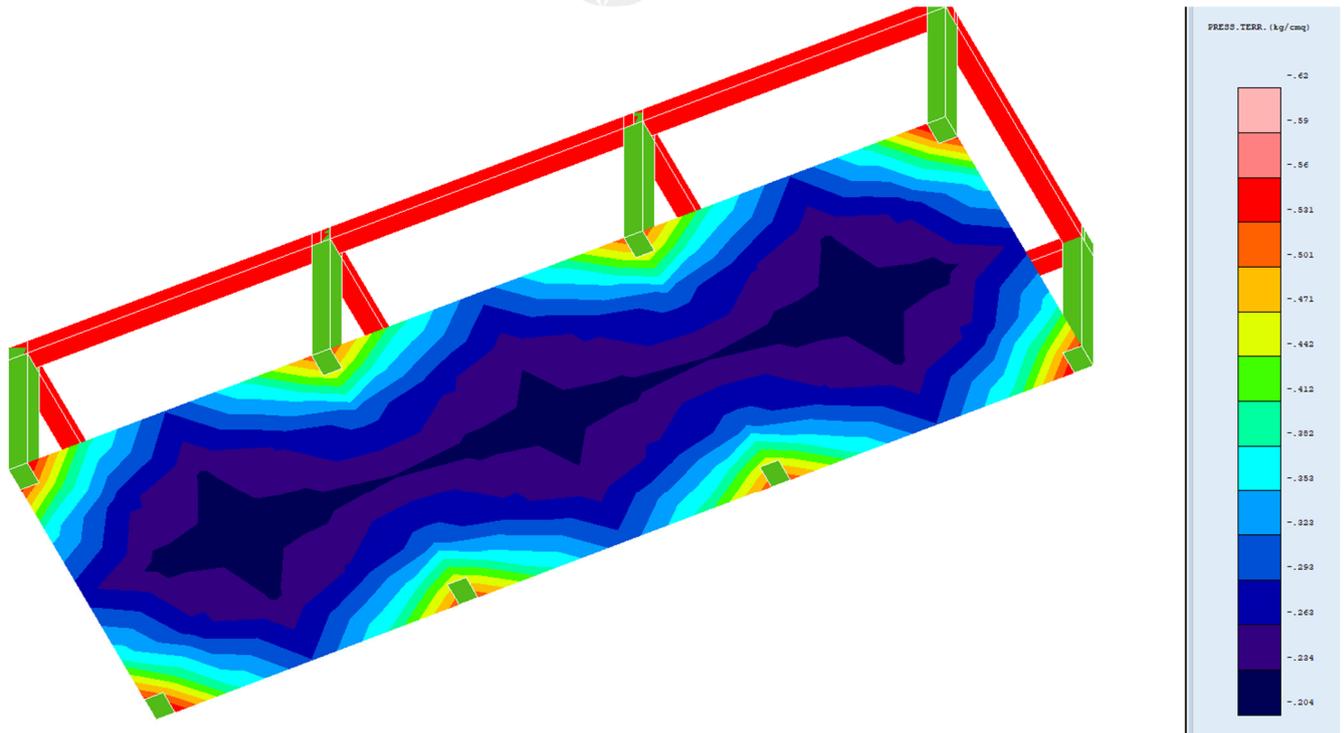
Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV
9.81	3.26	1.97	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.40	1.28	1	1.33	1.23	0.6	1	1	1	1529	15	1.59

**7.7** Verifica carico limite Control Room

La pressione massima trasmessa al suolo dal trasformatore risulta essere pari a 0.62 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 36:** Pressioni trasmesse al suolo dall'edificio Control Room

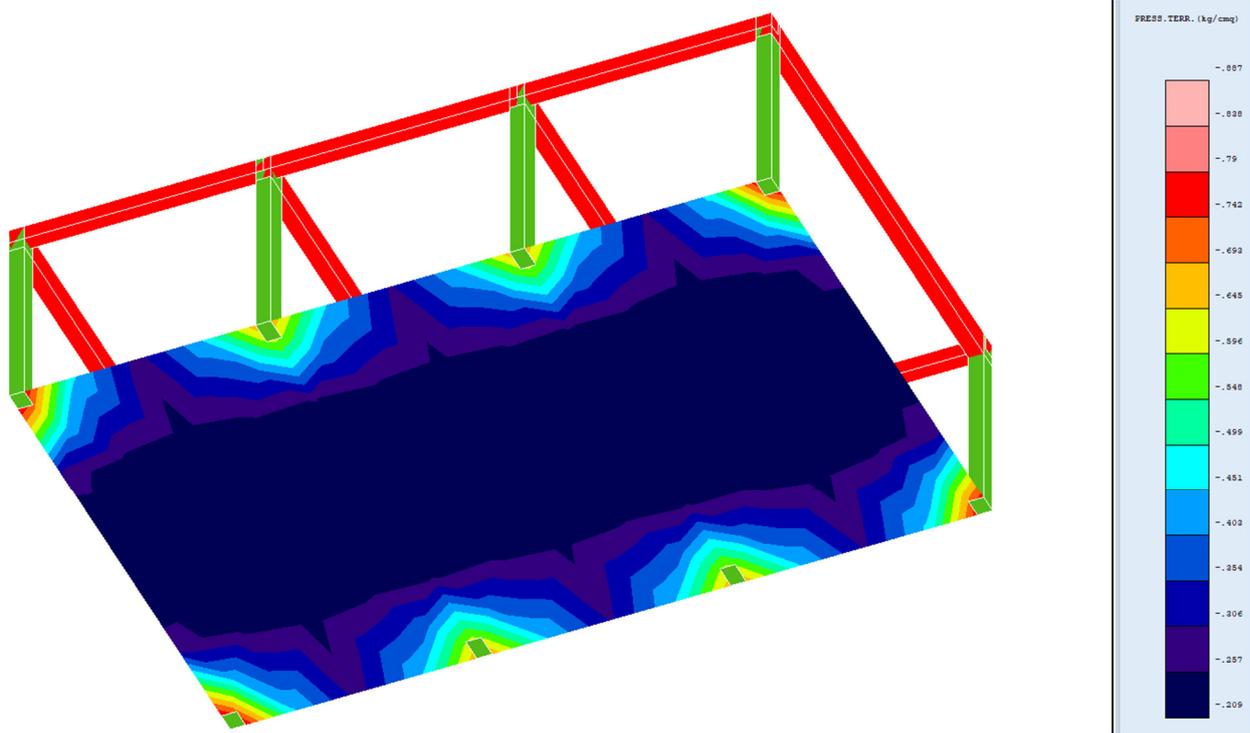
Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

**COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER – CONTROL ROOM - S.L.U.**

Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.			
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV	
10.98	3.94	2.65	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99	
Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.38	1.28	1	1.36	1.27	0.6	1	1	1	1529	15	2.57

**7.8** Verifica carico limite Magazzino

La pressione massima trasmessa al suolo dal trasformatore risulta essere pari a 0.89 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 37:** Pressioni trasmesse al suolo dall'edificio Magazzino

Tale valore è stato confrontato col il carico limite del sottosuolo calcolato secondo le ntc 2018 e la verifica risulta soddisfatta.

**COEFFICIENTI DI PORTANZA PIASTRE WINKLER – MAGAZZINO - S.L.U.**

Brinch Hansen			IclTe	Incl.PianoPosa			Igk	CoeffIncl.Car.		
Nc	Nq	Ng	Gc=Gq	Bc	Bq	Bg	Sism	IcV	IqV	IgV
10.98	3.94	2.65	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

Affondamento			Forma			Punzonamento			dens	angolo	Qlim
Dc	Dq	Dg	Sc	Sq	Sg	Psic	Psig	Psig	γ	φ	kg/cmq
1.27	1.20	1	1.36	1.27	0.6	1	1	1	1529	15	2.42