

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI FOGGIA

Comune:
Troia

Località "Perazzone - S. Andrea - Convegna"

PROGETTO DEFINITIVO DI UN IMPIANTO AGROVOLTAICO E RELATIVE
OPERE DI CONNESSIONE ALLA RTN NEL COMUNE DI TROIA AVENTE
POTENZA NOMINALE PARI A 40 MW E POTENZA DI CONNESSIONE PARI A
34,825 MW

Sezione 0:

RELAZIONI GENERALI

Titolo elaborato:

RELAZIONE GEOTECNICA

N. Elaborato: 0.9

Scala: -

Committente

ENGIE NDT S.r.l.

Via Chiese, 72 -
20126 MILANO
PART.IVA/CF: 12112940965

Progettazione



sede legale e operativa

San Giorgio Del Sannio (BN) via de Gasperi 61

sede operativa

Lucera (FG) Via Alfonso La Cava 114

P.IVA 01465940623

Azienda con sistema gestione qualità Certificato N. 50 100 11873



Progettista

Dott. Ing. Nicola FORTE



Rev.	Data	Elaborazione	Approvazione	Emissione	DESCRIZIONE
00	GENNAIO 2022	SC sigla	NF sigla	NF sigla	Emissione Progetto Definitivo
		Nome File sorgente	Nome file stampa	Formato di stampa	

Nome File sorgente


FV.TRO03.PD.0.9.doc

Nome file stampa

FV.TRO03.PD.0.9.pdf


Formato di stampa

A4

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 1 di 23
---	-----------------------------	---	--

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
3.1	IDROGEOLOGIA	5
4	MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	6
4.1	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI DIRETTE	6
4.2	MODELLAZIONE GEOTECNICA FONDAZIONI INDIRETTE	7
4.2.1	PORTANZA TRASVERSALE DEI PALI - ANALISI AD ELEMENTI FINITI	7
4.3	PERICOLOSITÀ SISMICA	7
5	SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	8
6	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI INDIRETTE	8
6.1	ANALISI DEI PALI	9
6.2	CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA	10
6.3	CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE	10
6.4	RISULTATI FONDAZIONI INDIRETTE	11
7	VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DIRETTE	12
7.1	CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	13
7.1.1	CALCOLO DEI FATTORI N_C , N_Q , N_f	13
7.1.2	CALCOLO DEI FATTORI DI FORMA S_C , S_Q , S_f	14
7.1.3	CALCOLO DEI FATTORI DI PROFONDITÀ DEL PIANO DI POSA D_C , D_Q , D_f	14
7.1.4	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO I_C , I_Q , I_f	14
7.1.5	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI CAMPAGNA B_C , B_Q , B_f	15
7.1.6	CALCOLO DEI FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA G_C , G_Q , G_f	15
7.1.7	CALCOLO DEI FATTORI DI RIDUZIONE PER ROTTURA A PUNZONAMENTO Ψ_C , Ψ_Q , Ψ_f	15
7.1.8	CORREZIONE PER FONDAZIONE TIPO PIASTRA	16
7.2	RISULTATI FONDAZIONI DIRETTE	17

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 2 di 23
---	-----------------------------	---	--

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto agrovoltaiico di potenza nominale di 40 MW e potenza nominale di connessione pari a 34,825 MW da installare nel comune di Troia (FG) nelle località "Perazzone - S. Andrea – Convegna".

Proponente dell'iniziativa è la società ENGIE NDT S.r.l. con sede in Via Chiese, 72 - 20126 MILANO.

L'impianto è organizzato in cinque campi: un campo è previsto in adiacenza alla SP 114 in località "Perazzone"; un secondo campo è localizzato in adiacenza alla SP 109 in località "Convegna"; i restanti campi sono localizzati in prossimità dell'incrocio tra la SP112 e la SP109 in località "S. Andrea".

I cinque campi sono delimitati da recinzione perimetrale provvisti di cancello di accesso. All'esterno della recinzione è prevista una fascia a verde di ampiezza pari a 10 m per garantire la mitigazione ambientale e paesaggistica dell'intervento.

L'impianto agrovoltaiico è costituito da 60704 moduli in silicio monocristallino ognuno di potenza pari a 660Wp.

Tali moduli sono collegati tra di loro in modo da costituire:

- Tracker da 2x14 moduli;
- Tracker da 2x28 moduli;


Le strutture sono in acciaio zincato ancorate al terreno. L'impianto è organizzato in gruppi di stringhe collegati alle cabine di campo.

L'energia elettrica viene prodotta da ogni gruppo di moduli fotovoltaici in corrente continua e viene trasmessa agli inverter ubicati nelle cabine di campo, che provvedono alla conversione in corrente alternata.

Le linee MT in cavo interrato collegano tra loro le cabine di campo, nelle quali sono ubicati i trasformatori MT/BT, e quindi proseguono alla cabina di raccolta prevista all'interno dell'area di impianto ubicata Convegna. Dalla cabina di raccolta si sviluppano due linee 30 kV interrate per il trasferimento dell'energia alla stazione elettrica di utente 30/150 kV. Da quest'ultima una volta innalzata alla tensione di 150 kV, l'energia viene trasferita mediante un cavidotto a 150 KV allo stallo di consegna previsto nel futuro ampliamento della sezione a 150 kV della stazione elettrica esistente 380/150 kV di Troia di proprietà TERNA S.p.A.

La presente relazione geotecnica riguarda la modellazione geotecnica del "volume significativo" che interessa i siti di realizzazione dell'impianto.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati dalle indagini, i cui risultati sono evidenziati nella relazione "Relazione geologica, geotecnica, idrogeomorfologica e sismica" a firma del geologo Stefano Finamore.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 3 di 23
---	-----------------------------	---	--

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica

- Roma 1981.

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)


“Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord.)

“Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.

- **Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica”** - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”.*

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	4 di 23

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come illustrato nella “Relazione geologica, geotecnica, idrogeomorfologica e sismica”, la situazione litostratigrafica, geotecnica, geosismica ed idrogeologica dell’area oggetto di studio, è stata ricostruita sulla base dei dati da studi ed indagini geologiche condotti in aree adiacenti alla zona interessata da questo studio, dalle osservazioni dirette di campagna, opportunamente completate dai dati e delle notizie ricavati dalla cartografia ufficiale, dalla letteratura tecnico-scientifica e della banca dati del Servizio Geologico d’Italia. inoltre sono state eseguite n. 4 indagini sismiche MASW nell’Area Parco Fotovoltaico.

Di seguito si riportano le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti e la stratigrafia di progetto:

Tabella 1 – Terreni area parco

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
1° complesso										
T001	17.820	8	8	25	20	0,050	0,001	12	40	0,750
2° complesso										
T002	20.000	10	10	30	36	0,000	0,005	12	0	0,000
3° complesso										
T003	19.610	60	60	300	22	0,157	0,030	6	47	0,125

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro “A” di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

Tabella 2 – Stratigrafia area parco

N _{TRN}	Q _i	Q _f	Cmp. S.	Add	ΔEd
	[m]	[m]			
T001	0,00	-0,50	coerente	sciolto	nulla
T002	-0,50	-10,50	incoerente	denso	nulla
T003	-10,50	INF	coerente	denso	nulla


LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Cmp. S.	Comportamento dello strato.
Add	Addensamento dello strato.
ΔEd	Variazione con la profondità del modulo edometrico.

Tabella 3 – Terreni area stazione

N _{TRN}	γ _T	K ₁			φ	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _{1X}	K _{1Y}	K _{1Z}						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
complesso 1										
T001	20.520	16	16	50	23	0,147	0,037	6	118	0,750
complesso 2										
T002	19.690	30	30	100	24	0,348	0,022	10	278	0,750

LEGENDA:

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	5 di 23

N_{TRN}	Numero identificativo del terreno.
γ_T	Peso specifico del terreno.
K₁	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K _{1X}), Y (K _{1Y}), e Z (K _{1Z}).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c_u	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E_d	Modulo edometrico.
E_{cu}	Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B}	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

Tabella 4 – Stratigrafia area stazione

N_{TRN}	Q_i [m]	Q_f [m]	Cmp. S.	Add	ΔEd
T001	0,00	-6,00	coerente	sciolto	nulla
T002	-6,00	INF	coerente	denso	nulla

LEGENDA:

N_{TRN}	Numero identificativo della stratigrafia.
Q_i	Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).
Q_f	Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).
Cmp. S.	Comportamento dello strato.
Add	Addensamento dello strato.
ΔEd	Variazione con la profondità del modulo edometrico.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "equivalente" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "significativa" (stabilita come "Multiplo della dimensione Significativa della fondazione").


$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_i^n [\text{Parametro "J"} (\text{strato}, i) \cdot \text{Spessore} (\text{strato}, i)]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1, ..., n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

Come specificato nella "Relazione geologica, geotecnica, idrogeomorfologica e sismica" in fase esecutiva, e non appena sarà disponibile l'accesso alle aree verrà effettuato un dettagliato e puntuale piano di indagini in campo e di laboratorio che permetterà una caratterizzazione di ancora maggior dettaglio sui parametri geotecnici e quindi un'ottimizzazione sulla progettazione delle opere fondali.

3.1 Idrogeologia

Le indicazioni riportate nella "Relazione geologica, geotecnica, idrogeomorfologica e sismica" evidenziano la presenza di una falda a quota 2.50 m dal piano campagna per l'area parco, mentre nel sito di stazione la falda si attesta ad una profondità di 6.00 m dal piano campagna.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 6 di 23
---	-----------------------------	---	--

4 MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Ai fini della determinazione dell'azione sismica come evidenziato nella “*Relazione geologica, geotecnica, idrogeomorfologica e sismica*” sono stati adoperati i risultati di indagini sismiche pregresse, nonché i risultati di ulteriori 4 indagini sismiche MASW eseguite.

I risultati disponibili, permettono di classificare sia per l'area parco che l'area stazione, il profilo stratigrafico, sia di categoria: **C [Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

4.1 Modellazione geotecnica fondazioni dirette

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

La modellazione del suolo come letto di molle alla Winkler prevede la definizione delle costanti di sottofondo del terreno che vengono definite tramite la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm (i valori assunti sono definiti sulla base di letteratura ufficiale (Rif. *Fondazioni C. Viggiani, 2003*);

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di “*Riduzione Automatica*” è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$


$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B} \quad \text{per terreni coerenti}$$

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	7 di 23

4.2 Modellazione geotecnica fondazioni indirette

4.2.1 Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

4.3 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe delle opere e la vita nominale, in particola è stata considerata una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.


Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Tabella 5 - parametri di pericolosità sismica

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T_c^*	T_B	T_c	T_D
			S_s	C_c					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0477	1,500	1,580	2,404	0,290	0,153	0,458	1,791
SLD	50	0,0595	1,500	1,514	2,494	0,330	0,167	0,500	1,838
SLV	475	0,1517	1,465	1,372	2,582	0,444	0,203	0,610	2,207
SLC	975	0,1993	1,392	1,341	2,577	0,476	0,213	0,639	2,397

LEGENDA:

- T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.
- a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.
- S_s Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- C_c Coefficienti di Amplificazione di T_c allo SLO/SLD/SLV/SLC.
- F_0 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c^* Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.
- T_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.
- T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 8 di 23
---	-----------------------------	---	--

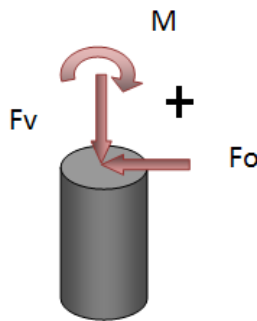
5 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno ed alle azioni agenti sulle strutture. Per il progetto in esame sono previste **fondazioni indirette** per le strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici e **fondazioni dirette** per le cabine e le opere di stazione.

6 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI INDIRETTE

Le verifiche sono state sviluppate considerando solo gli SLU di tipo geotecnico che si attingono in seguito al raggiungimento del carico limite del palo. Al riguardo si deve osservare che per la geometria e le caratteristiche strutturali della fondazione (plinto circolare ad elevata rigidezza come riportato nella relazione tecnica di calcolo strutturale) e per la posizione dei pali (distribuiti lungo una circonferenza a ridosso del bordo esterno del plinto) si esclude la verifica a stabilità globale.


Per quanto riguarda il segno dei carichi esso adotta la seguente convenzione:



Convenzione positiva dei carichi

Nel dettaglio le verifiche agli SLU sono state sviluppate secondo gli approcci indicati dalla normativa **A_i+M_i+R_i** dove con A_i sono indicati i fattori di combinazione dei carichi, con M_i quelli riduttivi dei parametri caratteristici del terreno e R_i quelli di riduzione della resistenza caratteristica. I coefficienti di sicurezza da applicare alle azioni sono riportati nella tabella 6.2.I del cap.6 (progettazione geotecnica) della norma, i coefficienti di sicurezza da applicare ai parametri geotecnici del terreno sono riportati nella tabella 6.2.II e sono unitari. I coefficienti di sicurezza da applicare alle resistenze sono maggiori dell'unità e sono riportati nella tabella 6.4.II.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito; il valore caratteristico della resistenza R_{c,k} (o R_{t,k}) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate R_{c,cal} (R_{t,cal}) i fattori di correlazione ξ riportati di seguito (Tab. 6.4.IV NTC 18) in funzione del numero n di verticali di indagine

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	9 di 23

$$R_{c,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

$$R_{t,k} = \text{MIN} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \eta$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II della norma riportata di seguito.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per i carichi trasversali si adottano i seguenti coefficienti:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_t = 1,0$	$\gamma_t = 1,6$	$\gamma_t = 1,3$

6.1 Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:


$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 10 di 23
---	-----------------------------	---	---

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

6.2 Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Sono stati utilizzati i coefficienti di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

6.3 Capacità portante per resistenza laterale


La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 11 di 23
---	-----------------------------	---	---

6.4 Risultati fondazioni indirette

Per quanto concerne il sistema terreno-fondazione, le strutture dei pannelli fotovoltaici sono previste essere infisse nel terreno, pertanto, le verifiche sono condotte in accordo a quanto specificato dal § 6.4.3.1 del D.M. 17/01/2018 per gli SLU per le fondazioni profonde.

Al fine di poter utilizzare le classiche formule statiche per i pali infissi, la sezione dei profili impiegati per le colonne verticali viene ricondotta ad un palo equivalente il cui perimetro della sezione è uguale al perimetro della sezione della colonna verticale.

Dai risultati dell'analisi si ottengono i seguenti risultati per verifiche a carichi verticali e trasversali:

Tabella 6 - carico limite verticale


$N_{d,comp}$ [kN]	$N_{d,traz}$ [kN]	$R_{d,tot}$ [kN]	$R_{lat,traz}$ [kN]	CS_{totale}	$CS_{trazione}$
51,76	-4,43	61,57	-42,6	1,19	9,61

Tabella 7 - carico limite orizzontale

infissione [m]	F_e [kN]	F_d [kN]	CS
4	22,72	37,96	1,67

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche è pari a **400 cm**.

In fase di progettazione esecutiva, la lunghezza di infissione delle colonne verticali, potrà essere ottimizzata prescrivendo delle prove di carico su pali pilota. Qualora la profondità di infissione desunta anche dalle prove fosse "significativa" si valuterà l'adozione di un altro tipo di fondazione.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	12 di 23

7 VERIFICHE DI SICUREZZA FONDAZIONI DIRETTE

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 8 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I del D.M. 2018

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 9 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II del D.M. 2018


PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 10 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali - Tabella 6.4.I del D.M. 2018

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

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	13 di 23

7.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

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

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

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

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

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

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, Ψ, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B ;

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L ;

con $B' \leq L'$.

dove:

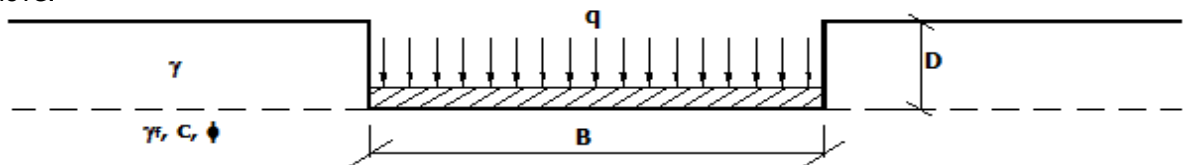


Figura 1 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.1 Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

Tabella 11 - fattori correttivi formula del carico limite


Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)		Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)	
$N_c = 2 + \pi$		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$	
$N_q = 1$		$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$	
$N_\gamma = 0$	se $\omega = 0$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	
$N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$	se $\omega \neq 0$		

dove:

$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

ϕ = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	14 di 23

7.1.2 Calcolo dei fattori di forma s_c , s_q , s_y

Tabella 12 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_y = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_y = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con $B'/L' < 1$.

7.1.3 Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c , d_q , d_y

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1.$$

Tabella 13 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0,4 \cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_y = 1$	$d_y = 1$

7.1.4 Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c , i_q , i_y

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad \text{se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale della fondazione}$$


Tabella 14 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	15 di 23

7.1.5 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna bc, bq, by

Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Tabella 15 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_r = b_q / \cos \omega$	$b_r = b_q / \cos \omega$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\omega < \phi; \quad \omega < 45^\circ.$$

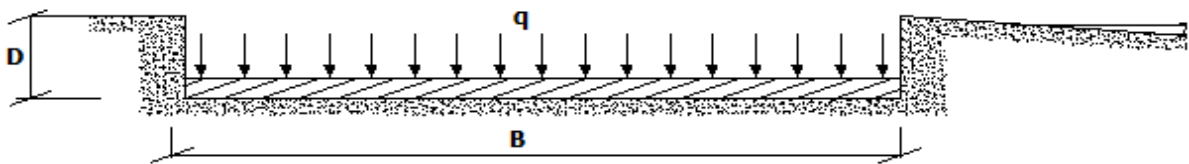


Figura 2 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.6 Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa gc, gq, gy

Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Tabella 16 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_r = 1$	$g_r = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$\varepsilon < 45^\circ$$

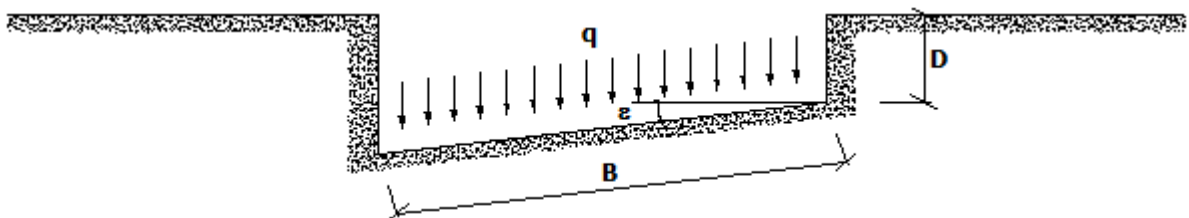



Figura 3 - schematizzazione impostazione di calcolo del carico limite

7.1.7 Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento Ψ_c, Ψ_q, Ψ_r

Si definisce l'indice di rigidità del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice	FV.TRO03.PD.0.9
		Data creazione	03/01/2022
		Data ultima modif.	16/02/2022
		Revisione	00
		Pagina	16 di 23

dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Ψ_c , Ψ_q , Ψ_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3,3 - 0,45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Tabella 17 - fattori correttivi formula del carico limite

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\Psi_c = 0,32 + 0,12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0,6 \cdot \text{Log}(I_r)$	$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\Psi_q = 1$	$\Psi_q = e^{\left\{ \left(0,6 \frac{B'}{L'} - 4,4 \right) \tan \phi + \frac{3,07 \cdot \sin \phi \cdot \text{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\Psi_\gamma = 1$	$\Psi_\gamma = \Psi_q$

7.1.8 Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine “B·N_v”, che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :


$$r_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_γ al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

Tabella 18 - fattori correttivi formula del carico limite

B [m]	2	2,5	3	3,5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “B·N_v” è predominante. Grafici sintetici fondazioni superficiali.

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 17 di 23
---	-----------------------------	---	---

7.2 Risultati fondazioni dirette

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito riportati i risultati sotto forma di grafici sintetici. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda, pertanto la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS > 1$.

Di seguito i risultati maggiormente significativi:

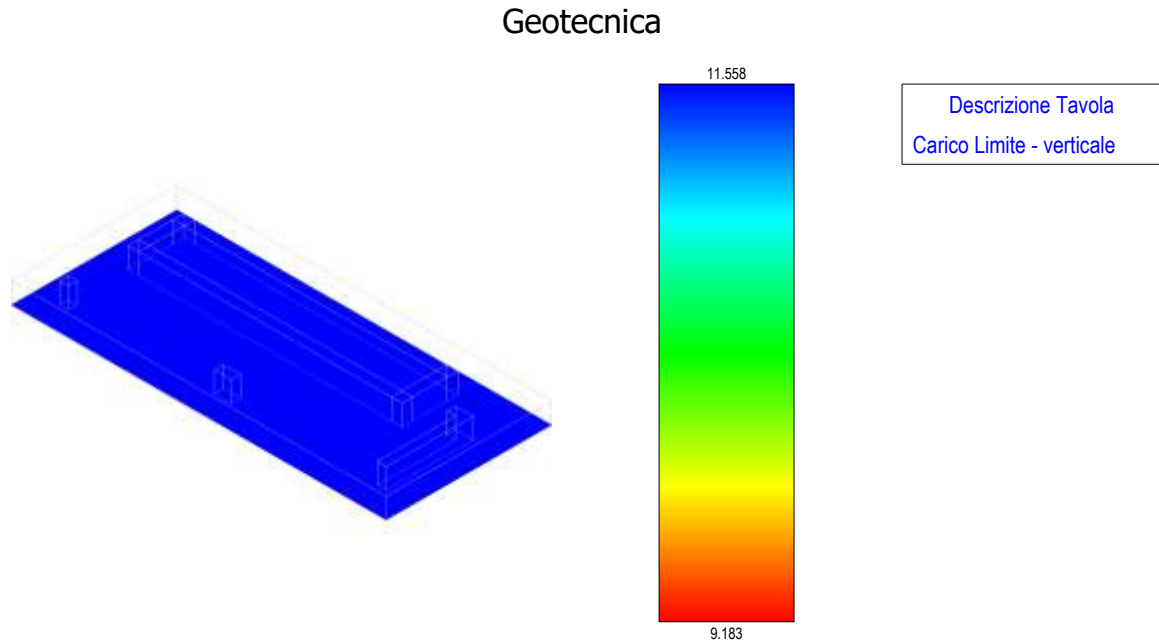


Figura 4 - carico limite - cabina di raccolta

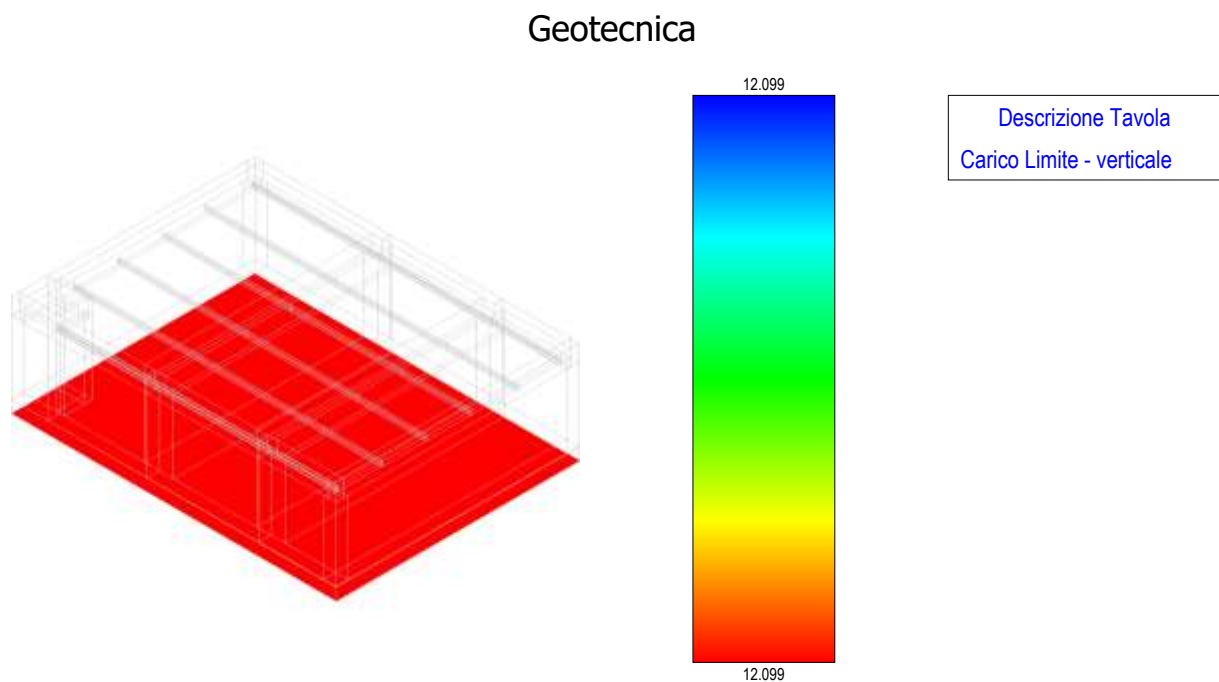



Figura 5 - carico limite – fondazione trasformatore

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 18 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

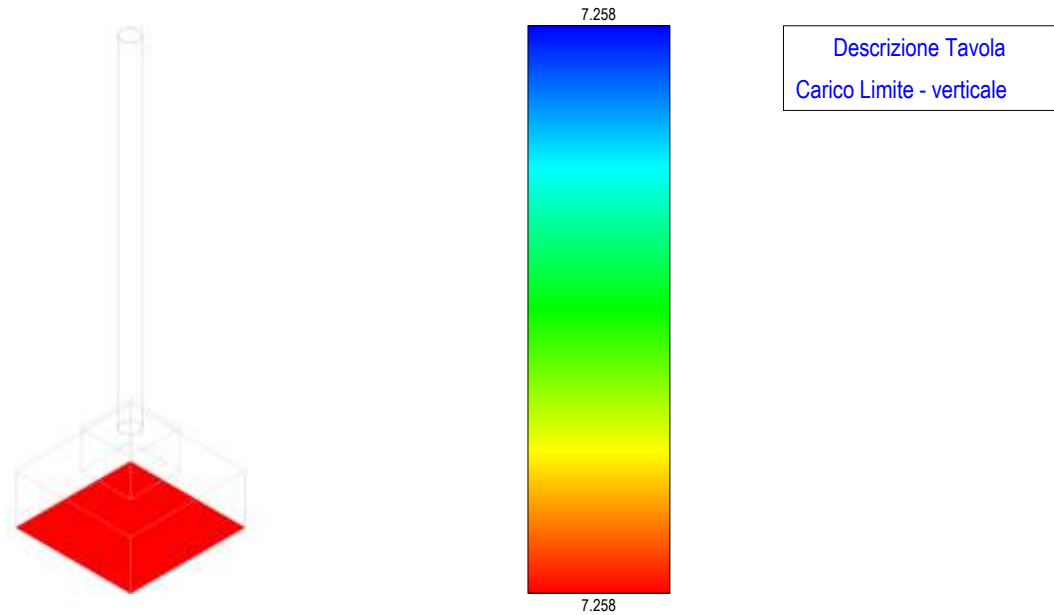


Figura 6 - carico limite – fondazione scaricatore

Geotecnica

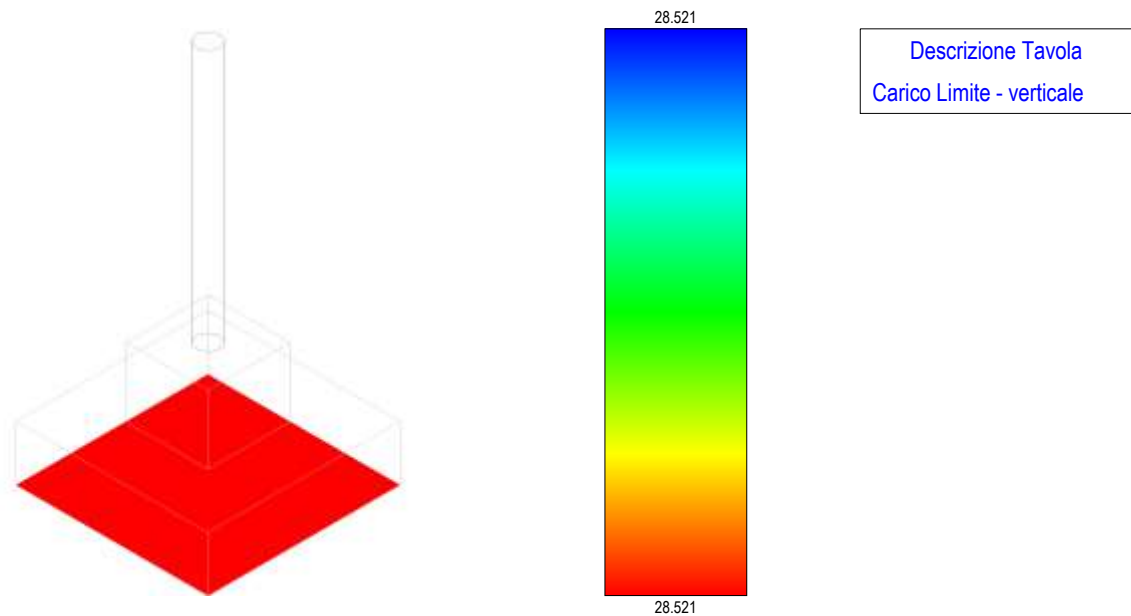


Figura 7 - carico limite – fondazione TVC

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 19 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

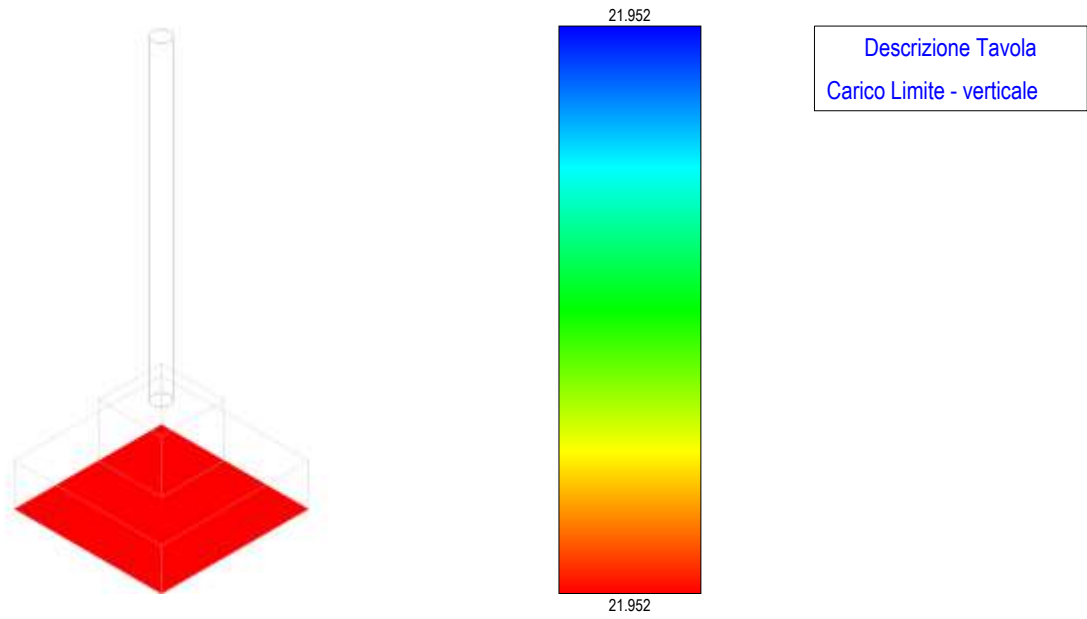


Figura 8 - carico limite – fondazione TA

Geotecnica

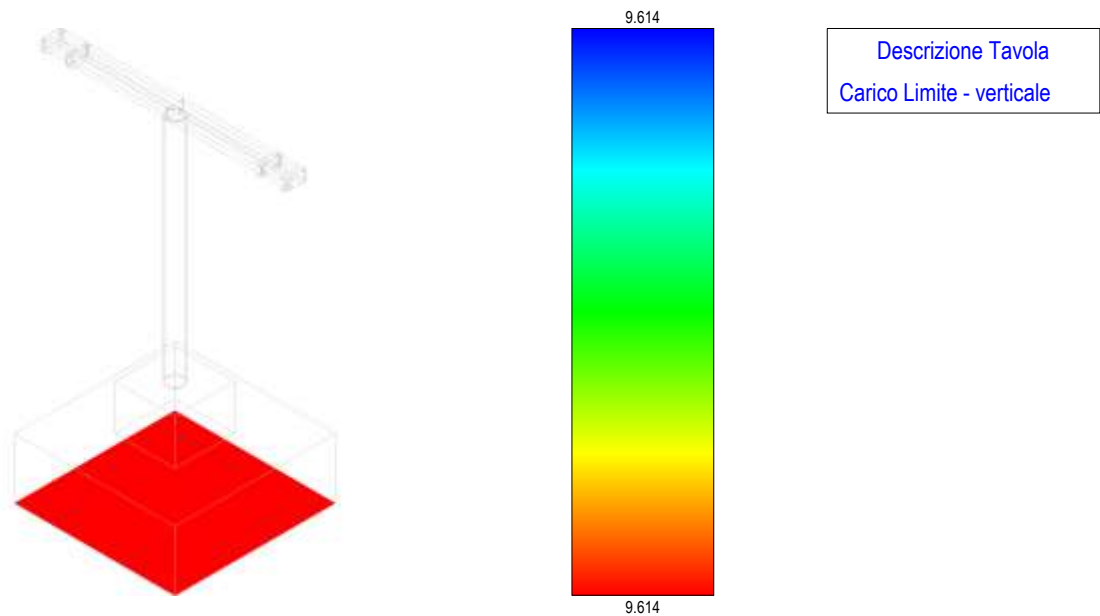



Figura 9 - carico limite – fondazione terminale cavo AT

 TENPROJECT	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 20 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

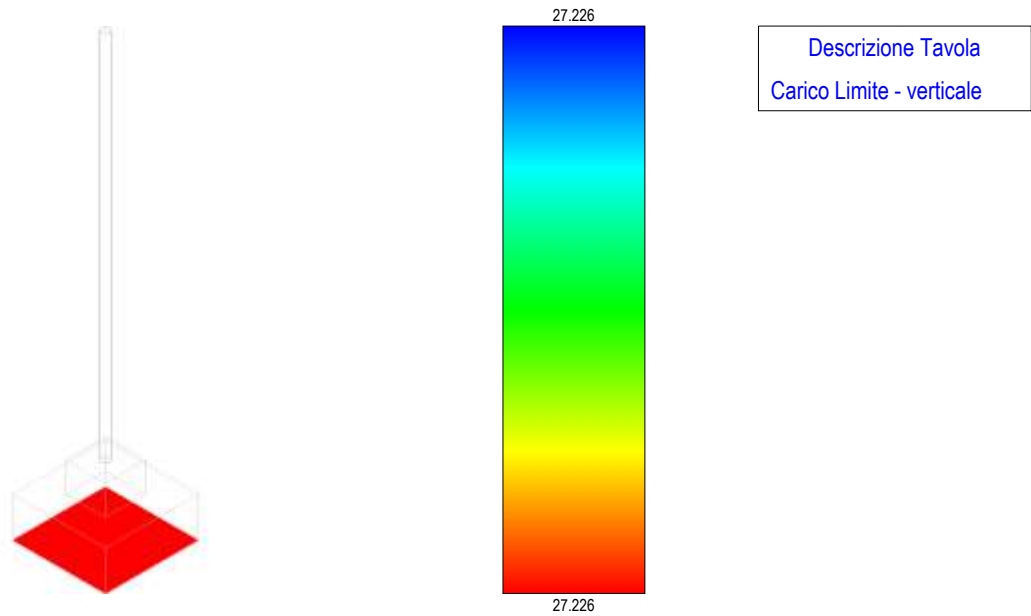


Figura 10 - carico limite – fondazione M.A.T. neutro

Geotecnica

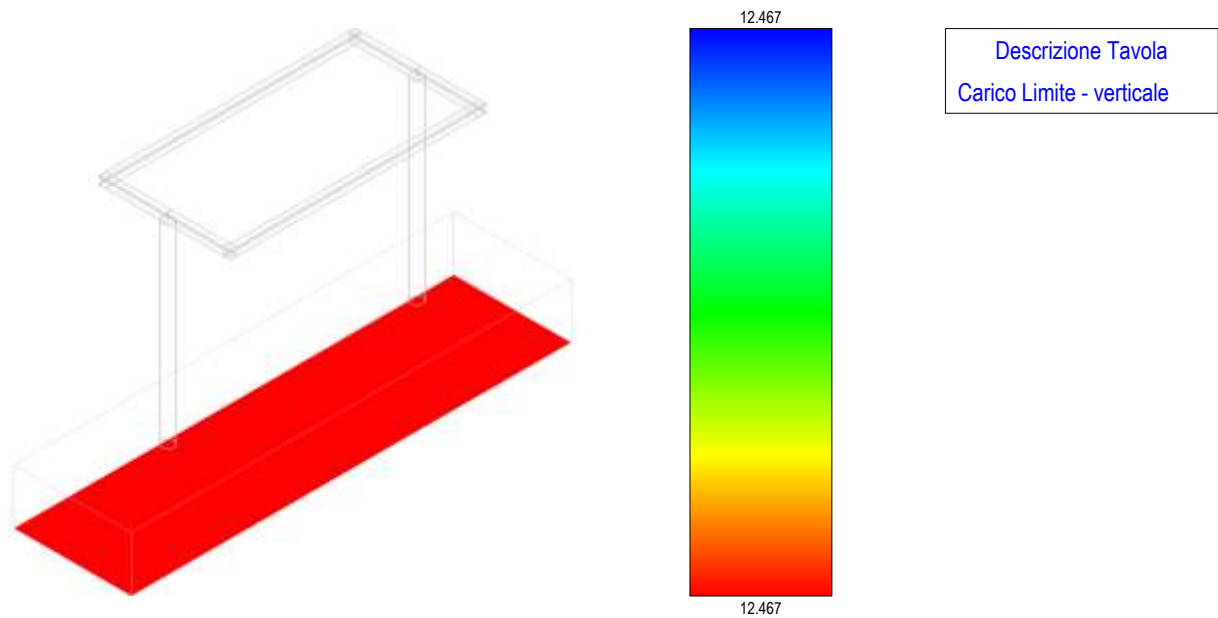



Figura 11 - carico limite – fondazione sezionatore

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 21 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

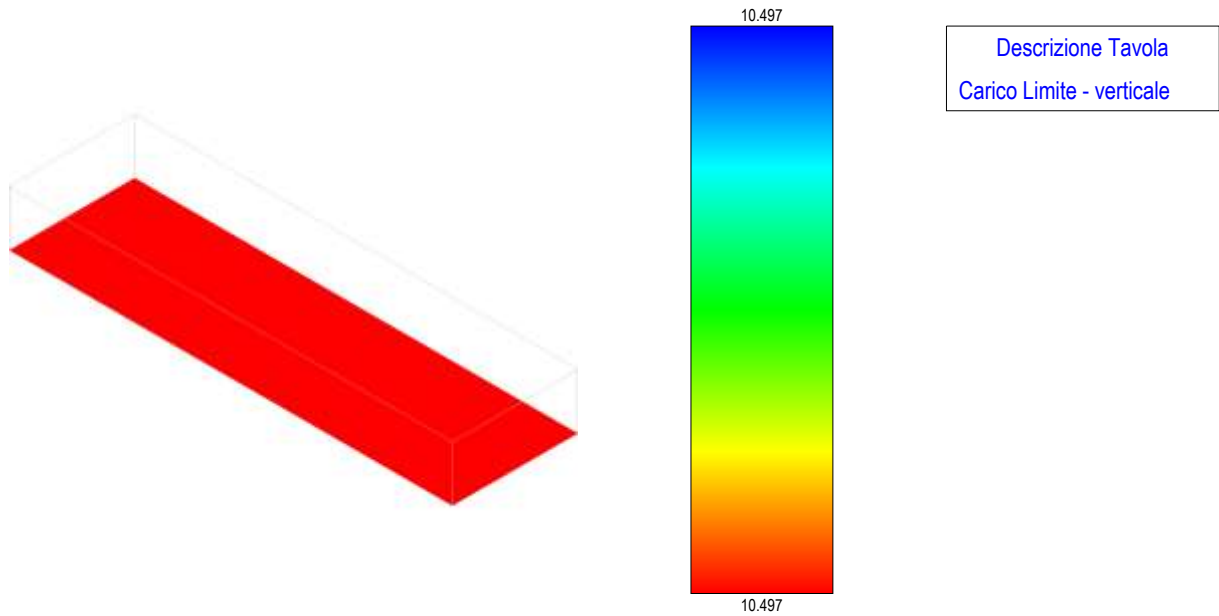


Figura 12 - carico limite – fondazione interruttore

Geotecnica

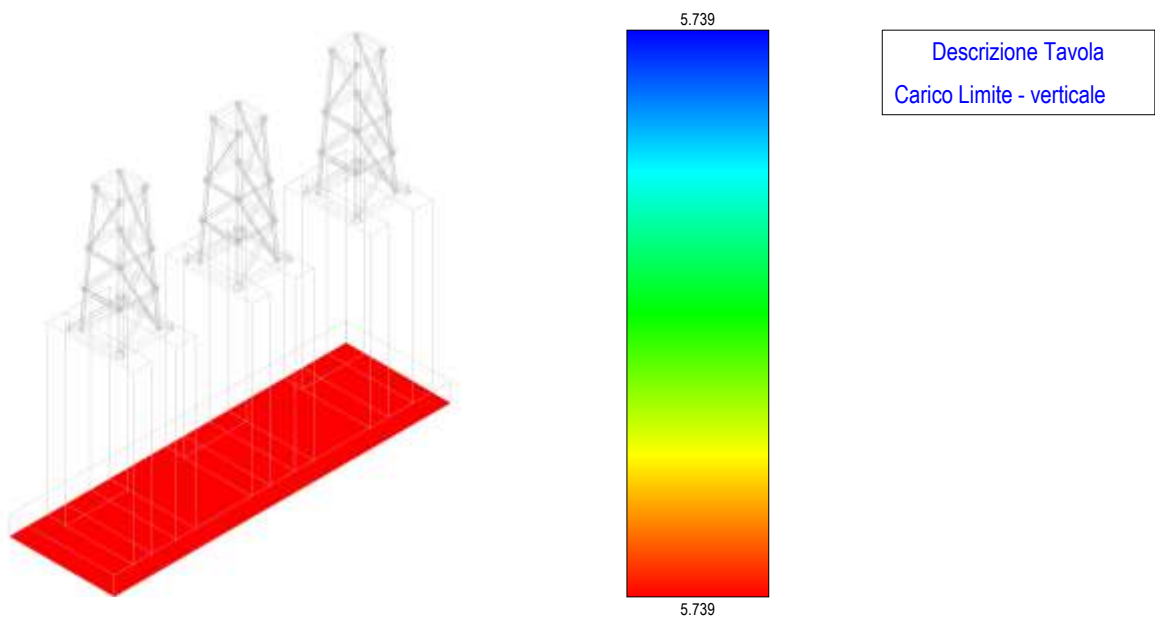



Figura 13 - carico limite – fondazione terminale AT area Terna

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 22 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

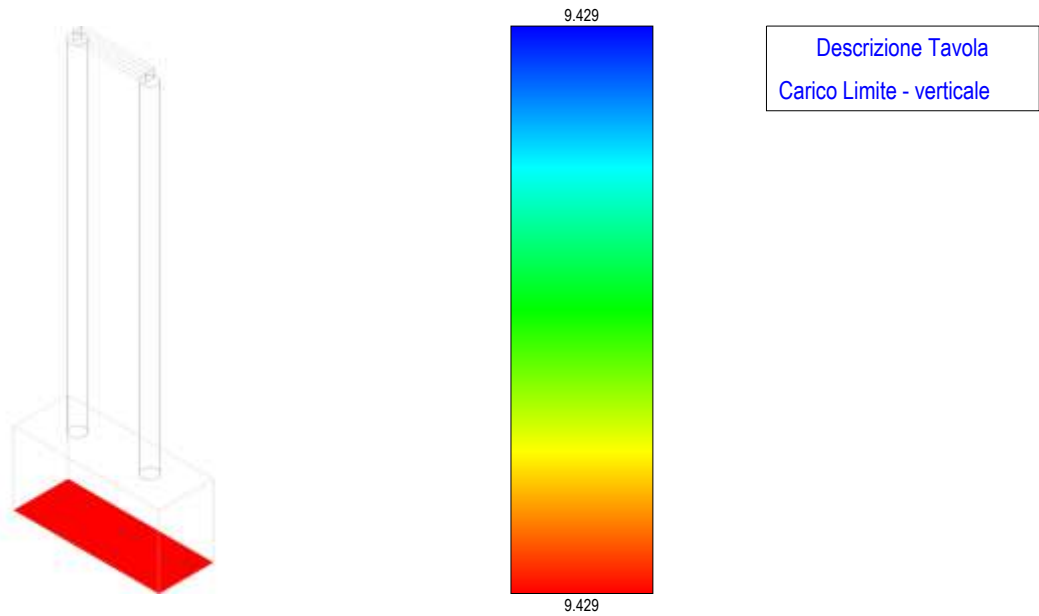


Figura 14 - carico limite – fondazione arrivo cavi MT

Geotecnica

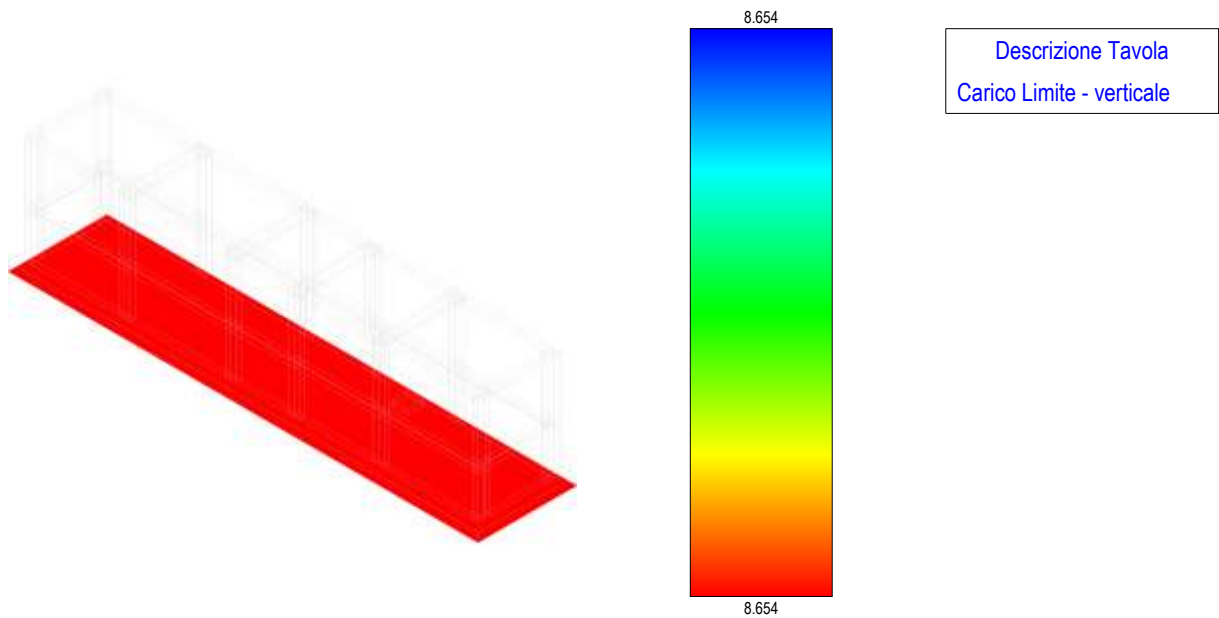



Figura 15 - carico limite – fondazione edificio

	RELAZIONE GEOTECNICA	Codice Data creazione Data ultima modif. Revisione Pagina	FV.TRO03.PD.0.9 03/01/2022 16/02/2022 00 23 di 23
---	-----------------------------	---	---

Geotecnica

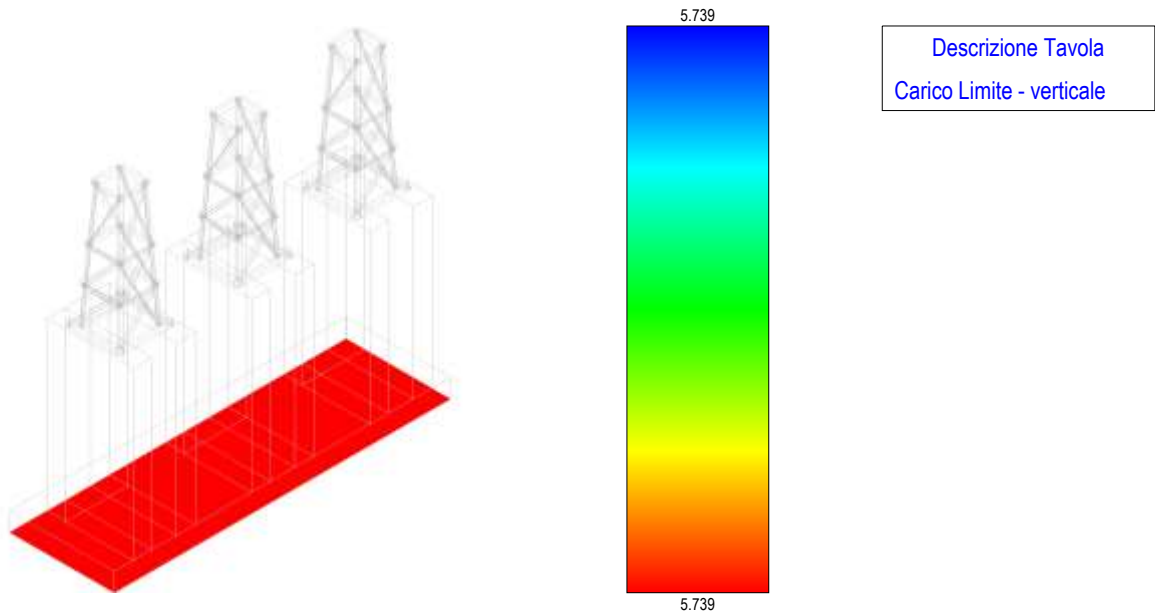


Figura 16 - carico limite – fondazione arrivo cavo AT area Terna