

REGIONE PUGLIA
PROVINCIA DI FOGGIA

Comuni:

Località "Conca d'Oro- Sedia d'Orlando - Santo Spirito"

PROGETTO DEFINITIVO DI UN IMPIANTO FOTOVOLTAICO E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE AVENTE POTENZA NOMINALE PARI A 134.904 MW_p E POTENZA DI IMMISSIONE PARI A 125 MW

Sezione 9: **CALCOLI PRELIMINARI STRUTTURE E IMPIANTI**

Titolo elaborato:
Relazione di calcolo preliminare sulle strutture

N. Elaborato: **9.1**

Scala: -

Proponente

EUROWIND S.r.l.

*Scalo ferroviario S.P. 99, snc
CAP 71022 - Ascoli Satriano (FG)
P.Iva 03241320716*

Amministratore Unico
ADAMO LOMAESTRO

Progettazione



sede legale e operativa
Loc. Chianarile snc Area Industriale - 82010 San Martino Sannita (BN)
sede operativa
Via A.La Cava 114 - 71036 Lucera (FG)

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	NOVEMBRE 2023	LF sigla	PR sigla	NF sigla	Emissione progetto definitivo
Nome file sorgente	FV.ASS06.PD.9.1.R00.doc	Nome file stampa	FV.ASS06.PD.9.1.R00.pdf	Formato di stampa	A4

INDICE

1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	3
1.1	STRUTTURE METALLICHE DI SOSTEGNO DEI PANNELLI FOTOVOLTAICI	4
1.2	CABINE DI CAMPO PREFABBRICATE	7
1.3	CABINA DI RACCOLTA PREFABBRICATA E RELATIVA FONDAZIONE IN OPERA	7
1.4	SOTTOSTAZIONE DI TRASFORMAZIONE 30/150 kV	8
1.4.1	FONDAZIONE TRASFORMATORE DI POTENZA 30/150 kV	9
1.4.2	FONDAZIONE E SOSTEGNO SCARICATORE DI SOVRATENSIONE	9
1.4.3	FONDAZIONE E SOSTEGNO TRASFORMATORE DI TENSIONE CAPACITIVO (TVC)	10
1.4.4	FONDAZIONE E SOSTEGNO TRASFORMATORE DI CORRENTE (TA)	10
1.4.5	FONDAZIONE E SOSTEGNO TERMINALE CAVO AT	11
1.4.6	FONDAZIONE E SOSTEGNO M.A.T. NEUTRO	11
1.4.7	FONDAZIONE E SOSTEGNO SEZIONATORE TRIPOLARE	12
1.4.8	FONDAZIONE INTERRUTTORE	12
1.4.9	FONDAZIONE ARRIVO CAVI MT	13
1.4.10	FONDAZIONE E SOSTEGNO SBARRE AT	13
1.4.11	EDIFICIO UTENTE	14
1.5	OPERE PREVISTE STALLO DI CONSEGNA AMPLIAMENTO DELLA STAZIONE TERNA 150/380 kV	14
1.5.1	ARRIVO CAVI AT	14
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	15
3	MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	16
4	ANALISI DEI CARICHI	18
5	AZIONI SULLA STRUTTURA	18
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI	18
5.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	18
5.3	CARICHI ACCIDENTALI	18
5.4	AZIONE DEL VENTO	19
5.5	AZIONE DELLA NEVE	20
5.6	AZIONE SISMICA	22
6	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	23

7	MODELLO DI CALCOLO E METODO DI ANALISI	24
8	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	25
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI IN ACCIAIO.	25
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI ELEMENTI IN C.A.	46
9	CALCOLO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	71
9.1	CARICO LIMITE	71
10	CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE	72
10.1	ANALISI DEI PALI	72
10.2	CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA	72
10.3	CAPACITÀ PORTANTE PER RESISTENZA LATERALE	73
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	74
12	CONCLUSIONI	81

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto riguarda la realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza nominale installata pari a 139.904 MWp e potenza nominale di connessione pari a 125 MW da installare in provincia di Foggia, nei comuni di Ascoli Satriano, Ortona, Orta Nova, alle località "Conca d'Oro – Sedia d'Orlando – Santo Spirito", con opere di connessione ricadenti nel comune di Deliceto alla località "Piano d'Amendola".

Proponente dell'iniziativa è la società EUROWIND S.r.l. con sede in Ascoli Satriano alla Via Scalo Ferroviario SP 99, snc.

L'impianto fotovoltaico è costituito da 192720 moduli bifacciali in silicio monocristallino ognuno di potenza pari a 700 Wp. Tali moduli sono collegati tra di loro in modo da costituire:

- 305 strutture 2x22 moduli;
- 227 strutture 2x44 moduli;
- 1207 strutture 2x66 moduli.

L'impianto è organizzato in ventiquattro campi: un primo gruppo costituito da quattordici campi è sito alla località Conca d'Oro, nel comune di Ascoli Satriano; un secondo gruppo di otto campi si trova alla località Sedia d'Orlando nei comuni di Ascoli Satriano e Ortona; gli ultimi due campi, infine, si collocano nel comune di Orta Nova alla località Santo Spirito.

I campi sono delimitati da recinzione perimetrale e sono provvisti di cancello di accesso. Ogni stringa di moduli fotovoltaici è montata su una struttura metallica a inseguimento monoassiale (tracker) ancorata al terreno. L'energia elettrica viene prodotta da ogni gruppo di stringhe collegate in parallelo tramite quadri di parallelo DC in corrente continua ("denominati string box") 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 alle cabine di raccolta. Da quest'ultime si sviluppano le linee 30 kV interrate per il trasferimento dell'energia alla stazione elettrica di utente 30/150 kV che, tramite un cavidotto a 150 KV si collega allo stallo arrivo linea AT di progetto all'interno della stazione elettrica esistente e in esercizio di altri produttori. Da quest'ultima, si sviluppa il cavidotto AT esistente e in esercizio per il collegamento all'esistente Stazione Elettrica RTN 150/380 kV Deliceto.

La proposta progettuale presentata è stata sviluppata in modo da ottimizzare al massimo il rapporto tra le opere di progetto e il territorio, limitare al minimo gli impatti ambientali e paesaggistici e garantire la sostenibilità ambientale dell'intervento.

La presente relazione descrive le opere strutturali previste per il progetto in oggetto.

1.1 Strutture metalliche di sostegno dei pannelli fotovoltaici

Per quanto riguarda la sistemazione e l'ancoraggio dei moduli costituenti il generatore fotovoltaico, è previsto l'utilizzo di un sistema di supporto modulare, sviluppato al fine di ottenere un'alta integrazione estetica ad elevata facilità di impiego e di montaggio dei moduli fotovoltaici.

Le strutture di sostegno ipotizzate hanno la caratteristica di poter essere infisse nel terreno senza bisogno di alcun tipo di fondazione in calcestruzzo, compatibilmente alle caratteristiche geotecniche del terreno e alle prove penetrometriche che verranno effettuate in fase esecutiva. Come certificato dal costruttore, le strutture sono in grado di supportare il peso dei moduli anche in presenza di raffiche di vento di elevata velocità, di neve e altri carichi accidentali.

Le strutture che sostengono i moduli fotovoltaici sono posizionate in file parallele opportunamente distanziate in modo da evitare l'ombreggiamento reciproco, consentire le operazioni di pulizia e manutenzione dei pannelli, e avere gli spazi necessari per coltivare agevolmente e con i mezzi agricoli i terreni di interfila. L'altezza al mozzo delle strutture è di 2,35 m dal suolo; l'angolo di rotazione del mozzo è di $\pm 55^\circ$ rispetto all'orizzontale. La struttura portante sarà costituita da colonne verticali infisse nel terreno, un corrente longitudinale e degli arcarecci posti perpendicolarmente al corrente stesso. Le strutture a sostegno dei pannelli fotovoltaici potranno assumere diverse configurazioni:

- Tracker da 2x22 moduli;
- Tracker da 2x44 moduli;
- Tracker da 2x66 moduli;

In tutte le possibili configurazioni il pannello fotovoltaico potrà essere orientato secondo un angolo che va da 0° (pannello orizzontale) a 55° (massima inclinazione).

Nel dettaglio in questa fase sono stati previsti l'utilizzo per le colonne di profilati IPE220, alle quali sono incernierate dei correnti di sezione scatolare 150x150x5 mm e su quest'ultimi si vincolano le aste di sezione omega 70x50x25x3 che servono da sostegni ai pannelli fotovoltaici. Si specifica che in fase esecutiva saranno effettuate ulteriori verifiche ed ulteriori calcoli volti a confermare o eventualmente modificare le soluzioni adottate in fase preliminare.

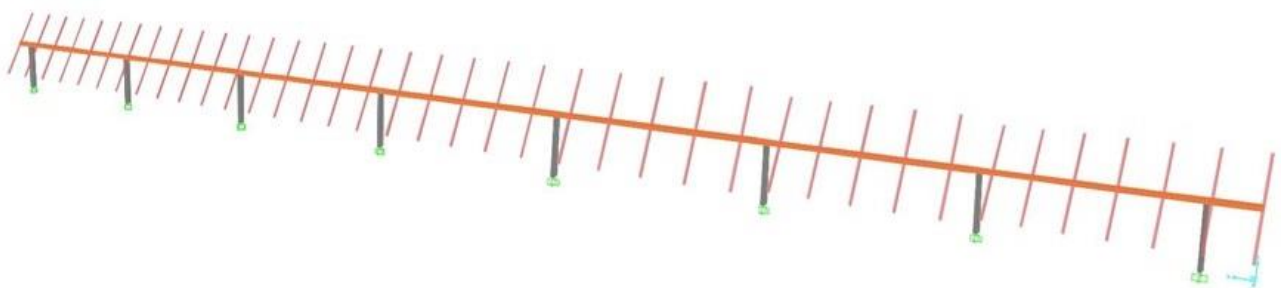


Figura 1 – Vista configurazione tracker 2x66_55°



Figura 2 – Vista configurazione tracker 2x66_0°

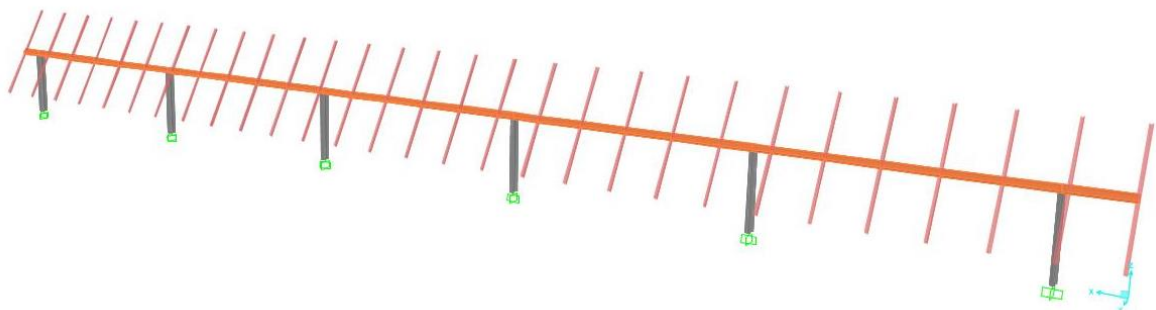


Figura 3 – Vista configurazione tracker 2x44_55°

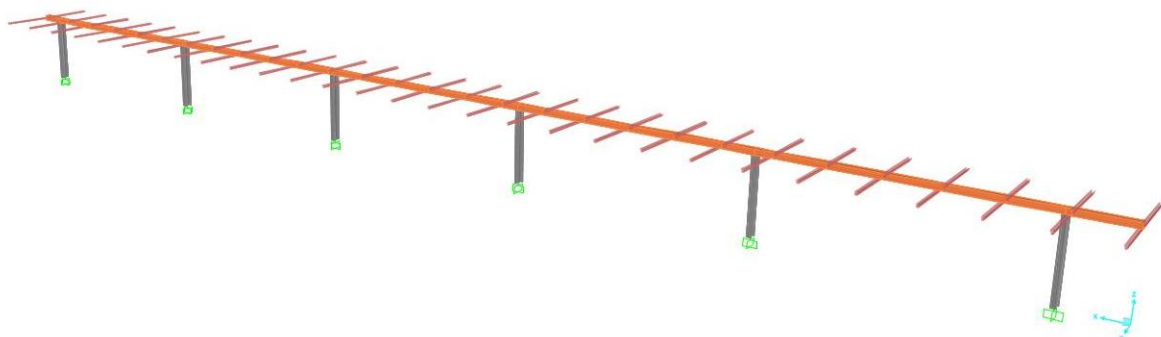


Figura 4 – Vista configurazione tracker 2x44_0°

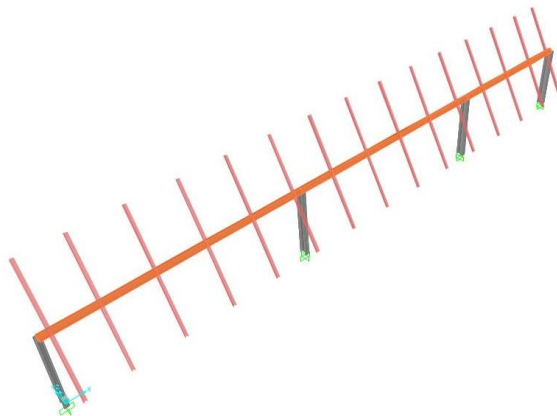


Figura 5 – Vista configurazione tracker 2x22_55°

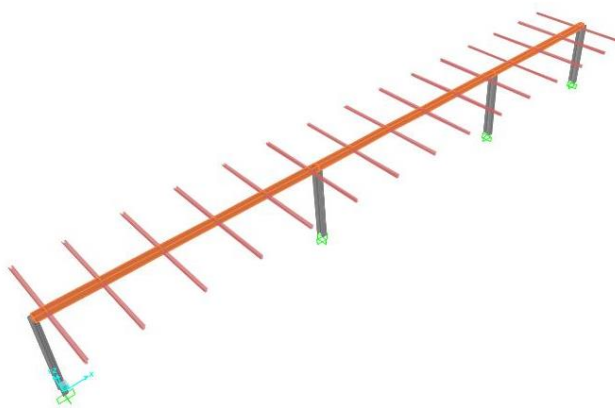


Figura 6 – Vista configurazione tracker 2x22_00°

Inoltre si specifica che in fase di progettazione esecutiva sarà comunque necessario verificare la disponibilità dei profili da parte del fornitore scelto dalla committenza ed eventualmente individuare soluzioni in grado di garantire proprietà meccaniche e inerziali adeguate alle prestazioni richieste.

Perimetralmente all'area del campo fotovoltaico è prevista la realizzazione di una recinzione con lo scopo di proteggere l'impianto stesso. La recinzione perimetrale sarà realizzata con rete in acciaio zincato plastificata verde alta circa 170 m e sormontata da filo spinato, collegata a pali in acciaio tinteggiati verdi alti 2,4 m infissi direttamente nel suolo per una profondità di circa 60 cm. È stata evitata la scelta di recinzioni ancorare a cordoli di fondazione che risulta essere a maggior impatto ambientale. Per consentire l'accesso alle aree d'impianto è previsto per ogni campo un cancello carraio a due ante, con luce netta 5 m ed ante montate su pali in acciaio fissati al suolo con plinti di fondazione in calcestruzzo armato collegati da cordolo.

1.2 Cabine di campo prefabbricate

Ad ogni inverter è associato una cabina di campo, in particolare sono previste trentasette cabine di campo. Tali cabine saranno collegate tra di loro mediante un cavidotto MT interrato denominato che giungerà ad una cabina di raccolta a partire dalla quale si svilupperà un cavidotto MT interrato per il collegamento dell'impianto alla stazione elettrica di utente 30/150 kV. La cabina di campo consiste in una struttura tipo prefabbricata sia nella parte fondale che in elevazione, le dimensioni complessive sono 6.05 x 2.40 x 2.90 m. Nell'elaborato FV.ASS06.PD.4.7.R00 sono riportati i disegni architettonici delle cabine di campo. In aggiunta, ulteriori caratteristiche strutturali effettive di dettaglio della cabina saranno illustrate dal produttore individuato dalla committenza. Si specifica che in fase esecutiva saranno effettuate ulteriori verifiche ed ulteriori calcoli volti a confermare o eventualmente modificare le soluzioni adottate in fase preliminare.

1.3 Cabina di raccolta prefabbricata e relativa fondazione in opera

La cabina di raccolta consiste in una struttura in calcestruzzo armata di tipo prefabbricata di dimensioni complessive 10.16 x 4.76 x 3.50 m. Consultare elaborato di progetto FV.ASS06.PD.4.6.R00. La cabina sarà realizzata mediante una struttura monolitica in calcestruzzo armato vibrato autoportante completa di porta di accesso e griglie di aerazione. Le pareti interne ed esterne avranno uno spessore non inferiore a 7-8 cm mentre il tetto avrà uno spessore non inferiore 6-7 cm e dovrà essere a corpo unico con il resto della struttura. Dovrà essere usata una guaina bituminosa elastomerica, applicata a caldo, per uno spessore non inferiore a 4mm in modo tale da impermeabilizzare il tetto. Il pavimento dovrà essere dimensionato per sopportare un carico concentrato di 50 kN/m² ed un carico uniformemente distribuito non inferiore a 5 kN/m². La fondazione è una platea in c.a. in opera di dimensioni 10.76 x 4.76 x 0.60 m con un cunicolo per il passaggio cavi realizzato con pareti alte 1.90 m e spesse 0.30 m e un basamento di dimensioni 7.85 x 1.60 x 0.40 m. La base della cabina dovrà essere sigillata alla platea, mediante l'applicazione di un giunto elastico tipo: ECOACRIL 150; successivamente la sigillatura dovrà essere rinforzata mediante cemento anti-ritiro. Si specifica che in fase esecutiva saranno effettuate ulteriori verifiche ed ulteriori calcoli volti a confermare o eventualmente modificare le soluzioni adottate in fase preliminare.

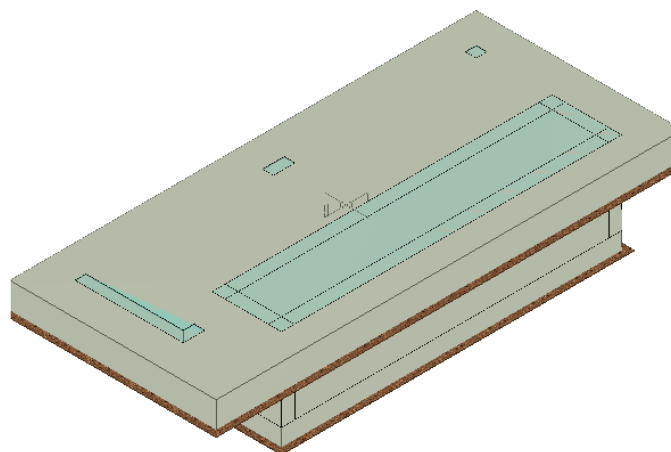


Figura 7 – vista

1.4 Sottostazione di trasformazione 30/150 kV

Il progetto prevede la realizzazione di una sottostazione di trasformazione 30/150 kV di progetto.

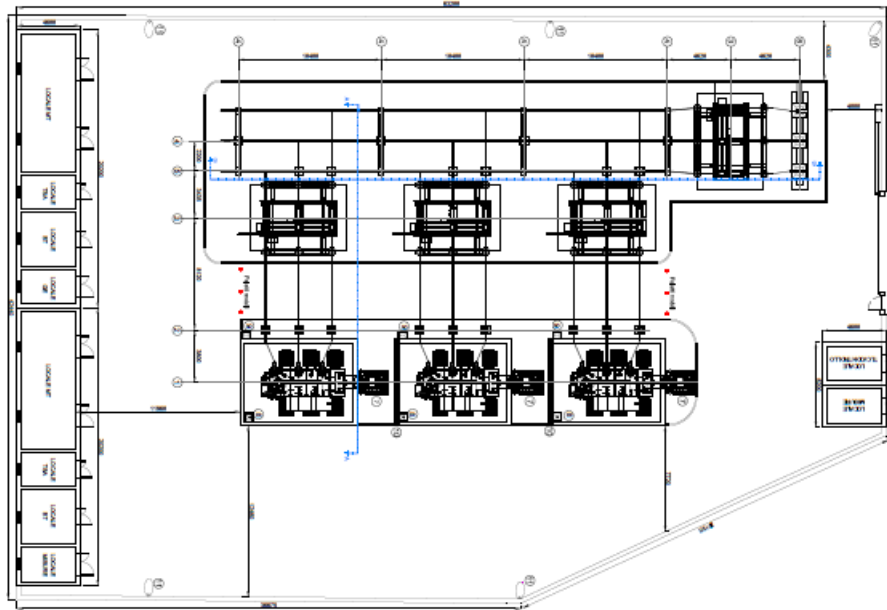


Figura 8 - vista planimetrica della stazione

La stazione elettrica di trasformazione è costituita da un'area elettrica chiusa, al cui interno verranno installate le apparecchiature elettriche ed elettromeccaniche in AT e realizzati i locali tecnici al cui interno verranno installati i quadri MT e BT.

La configurazione attuale prevede la realizzazione di:

- N.3 stalli trasformazione AT/MT, ciascuno caratterizzato dalle seguenti apparecchiature AT:
 - n.1 Trasformatore AT/MT;
 - n.1 Terna di scaricatori di sovratensione;
 - n.1 Modulo compatto integrato "compass" 170 kV (interruttore, sezionatore di linea e di terra, TA, TVI, TVC).
- N. 1 sistema in singola sbarra, a tre campate, comprendente:
 - N.3 terne di conduttori in alluminio acciaio diametro 100/80 in profilo tubolare;
 - N.4 supporti sbarre per conduttori tubolari completi di isolatori

I collegamenti tra le varie apparecchiature A.T. saranno realizzati in tubo in lega di alluminio (UNI EN 755 7), diametro esterno/interno Al 40/30 mm. I collegamenti delle sbarre AT saranno realizzati in tubo in lega di alluminio (UNI EN 755 7), diametro esterno/interno Al 80/100 mm.

Per maggiori dettagli consultare gli elaborati, FV.ASS06.PD.5.2.R00, FV.ASS06.PD.5.3.R00, FV.ASS06.PD.5.4.R00, FV.ASS06.PD.5.5.R00 FV.ASS06.PD.5.6.R00. Si specifica che in fase esecutiva saranno effettuate ulteriori verifiche ed ulteriori calcoli volti a confermare o eventualmente modificare le soluzioni adottate in fase preliminare.

1.4.1 Fondazione trasformatore di potenza 30/150 kV

La vasca ha dimensioni in pianta 8.00 m x 6.00 m ed un'altezza pari a 2.50 m. la platea ha uno spessore di 30 cm, su quest'ultima si innestano le pareti perimetrali che hanno spessore pari a 30 cm per il primo 1.80 m e pari a 20 cm per i restanti 40 cm; i setti centrali porta trasformatore hanno spessore 70 cm per il primo 1.80 m e pari a 50 cm per i restanti 40 cm

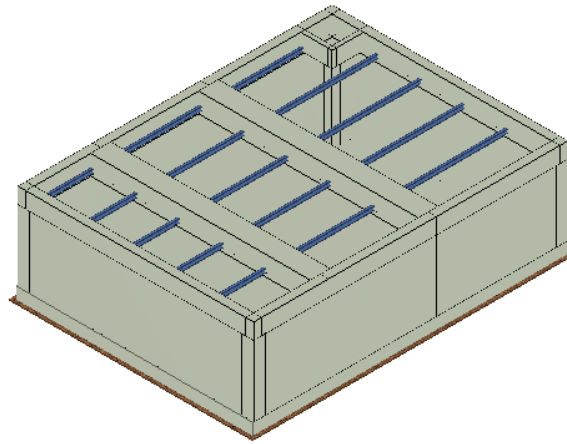


Figura 9 - vista

1.4.2 Fondazione e sostegno scaricatore di sovratensione

Per lo scaricatore è stata considerata come struttura di supporto un profilato tubolare cavo a sezione circolare di diametro 219.1 mm, spessore 4.0 mm ed altezza 4.55 m. I collegamenti sono di tipo flangiato. Si è adottata un tipo di fondazione a plinto isolato di forma quadrata di dimensioni 1.40 m x 1.40 m ed altezza di 60 cm e con un colletto superiore di dimensione 0.60 m x 0.60 m e spessore 45 cm. L'interconnessione tra il plinto e il supporto dell'apparecchiatura elettromeccanica è assicurata da n°4 tirafondi in acciaio zincato a caldo.

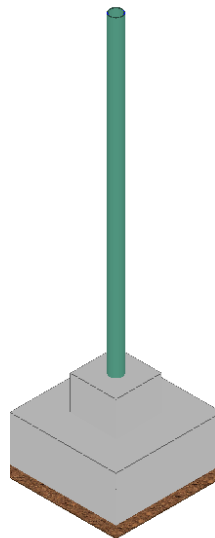


Figura 10 - vista

1.4.3 Fondazione e sostegno trasformatore di tensione capacitivo (TVC)

Per l'apparecchiatura trasformatore di tensione capacitivo è stata considerata come struttura di supporto un profilato tubolare cavo a sezione circolare di diametro 168.3 mm, spessore 6.3 mm ed altezza 1.895 m. I collegamenti sono di tipo flangiato. Il collegamento con la fondazione è effettuato tramite 4 tirafondi ad uncino, annegati in un plinto di fondazione a base quadrata di dimensioni 1.4 x 1.4 m ed altezza ed altezza di 0.60 m e con un colletto superiore di dimensione 0.60 m x 0.60 m e spessore 0.45 m.

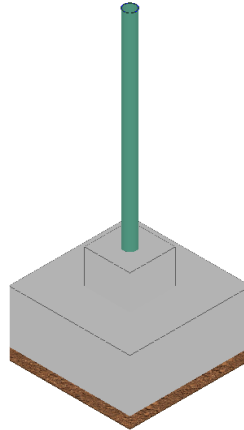


Figura 11 - Vista

1.4.4 Fondazione e sostegno trasformatore di corrente (TA)

Per l'apparecchiatura trasformatore di corrente è stata considerata come struttura di supporto un profilato tubolare cavo a sezione circolare di diametro 168.3 mm, spessore 6.3 mm ed altezza 4.32 m. I collegamenti sono di tipo flangiato. Il collegamento con la fondazione è effettuato tramite 4 tirafondi ad uncino, annegati in un plinto di fondazione a base quadrata di dimensioni 1.4 x 1.4 m ed altezza ed altezza di 0.60 m e con un colletto superiore di dimensione 0.60 m x 0.60 m e spessore 0.45 m.

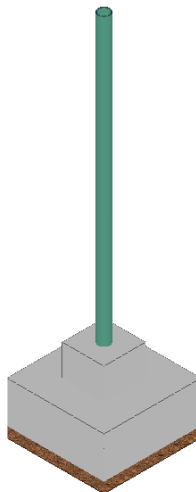


Figura 12 - vista

1.4.5 Fondazione e sostegno terminale cavo AT

Il sostegno metallico per il terminale cavo AT consiste in tre supporti reticolari costituiti da colonne tipo angolari L80x80x10 mm e aste reticolari di tipo angolari L50x50x6 e L60x60x8. I collegamenti sono di tipo bullonato, il collegamento della struttura con la fondazione è effettuato tramite 8x3 tirafondi ad uncino, annegati in membrature verticali costituite da pareti sagomate a "C" di altezza 3.10 m e di spessore 0.35 m.

Le pareti sono collegate ad una platea di fondazione di dimensioni 6.25x1.95x0.35 m.

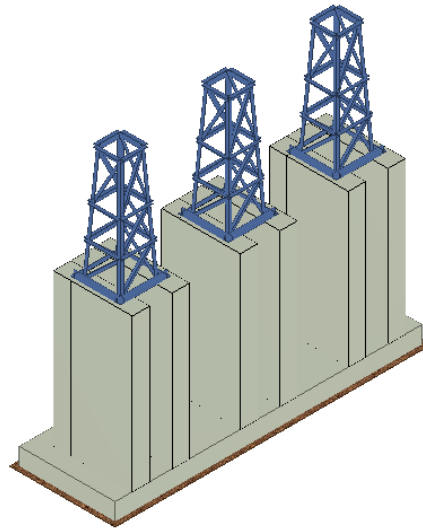


Figura 13 - vista

1.4.6 Fondazione e sostegno M.A.T. neutro

Per il MAT neutro è stata considerata come struttura di supporto un profilato tubolare cavo a sezione circolare di diametro 114.3 mm, spessore 4.5 mm ed altezza 5.6 m. Si è adottata un tipo di fondazione a plinto isolato di forma quadrata di dimensioni 1.40 m x 1.40 m ed altezza di 60 cm e con un colletto superiore di dimensione 0.60 m x 0.60 m e spessore 45 cm. L'interconnessione tra il plinto e il supporto dell'apparecchiatura elettromeccanica è assicurata da n°4 tirafondi in acciaio zincato a caldo.



Figura 1 – Vista

1.4.7 Fondazione e sostegno sezionatore tripolare

Per il Sezionatore è stata considerata come struttura di supporto due profilati tubolari cavi a sezione circolare di diametro 168.3 mm, spessore 6.3 mm ed altezza 2.54 m, sulla quale si innestano travi UPN100. La fondazione a platea di forma rettangolare di dimensioni 1.60 m x 6.00 m e spessore 75 cm. L'interconnessione tra la platea e il supporto dell'apparecchiatura elettromeccanica è assicurata da n°12 tirafondi in acciaio zincato a caldo.

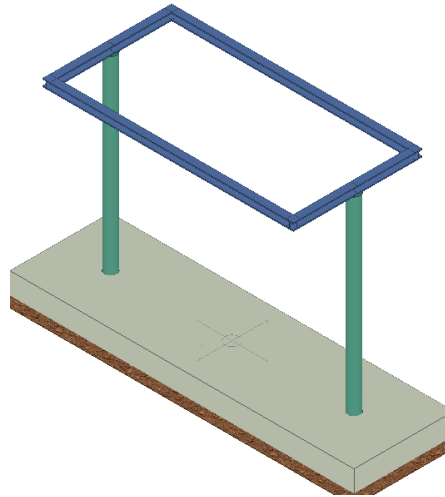


Figura 15 - Vista

1.4.8 Fondazione Interruttore

Per l'interruttore è prevista una platea di fondazione di forma rettangolare di dimensioni 1.60 m x 6.00 m e spessore 75 cm. L'interconnessione tra la platea e il supporto dell'apparecchiatura elettromeccanica è assicurata da n°12 tirafondi in acciaio zincato a caldo.

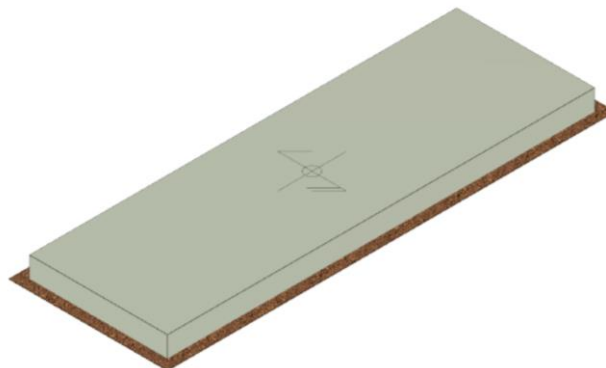


Figura 16 – vista

1.4.9 Fondazione arrivo cavi MT

Per il castelletto cavi MT è stata considerata come struttura di supporto 2 profili tubolari cavi a sezione circolare di diametro 168.3 mm, spessore 4.0 mm ed altezza 3.75 m, sui quali si innestano travi tipo UPN100. I collegamenti sono di tipo flangiati. L'elemento di fondazione è un plinto di dimensioni 1.60 m x 0.60 m x 0.80 m.

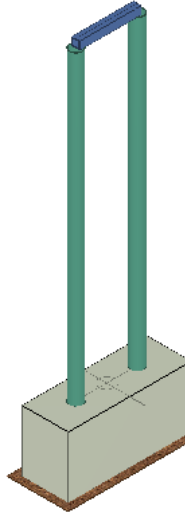


Figura 17 – Vista

1.4.10 Fondazione e sostegno sbarre AT

Per il portale sbarre AT è stata considerata come struttura di supporto un profilo tubolare cavo a sezione circolare di diametro 219.1 mm e spessore 6.0 mm sui quali si innestano travi tipo UPN100 per un'altezza complessiva del sostegno pari a 5.15 m. L'interconnessione tra il plinto e il supporto dell'apparecchiatura elettromeccanica è assicurata da tirafondi in acciaio zincato a caldo.

La fondazione a plinto isolato di forma quadrata di dimensioni 2.45 m x 2.45 m ed altezza di 30 cm e con un colletto superiore di dimensione 0.70 m x 0.70 m e altezza 50 cm.

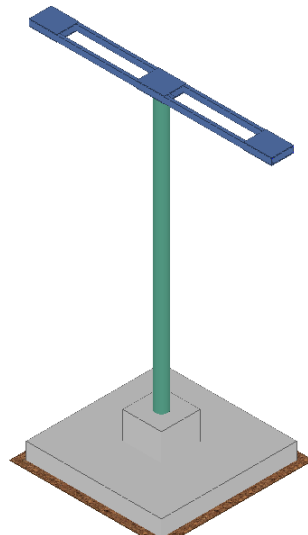


Figura 18 – Vista

1.4.11 Edificio Utente

L'edificio si sviluppa su un livello interrato ed uno fuori terra; la struttura sarà realizzata in c.a. con travi, pilastri e pareti, la fondazione sarà a platea e la copertura sarà realizzata con travetti precompressi e pignatte. L'edificio ha dimensioni in pianta pari a 20.20 x 4.60 ed un'altezza fuori terra di 3.50 m.

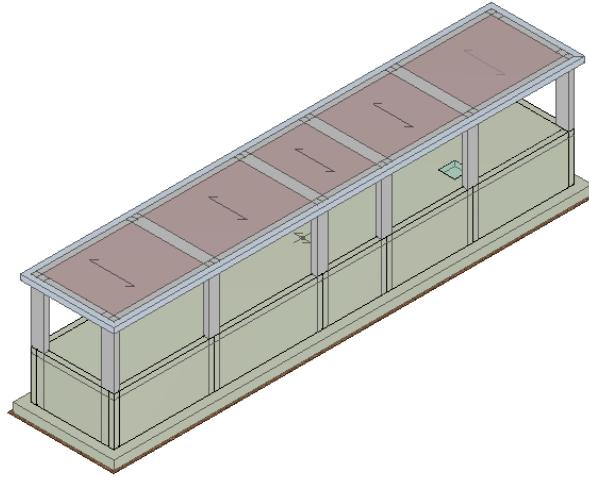


Figura 19 – vista

1.5 Opere previste stallo di consegna ampliamento della stazione Terna 150/380 kV

La sottostazione di trasformazione si collegherà al futuro ampliamento della stessa stazione RTN esistente tramite un cavidotto interrato in alta tensione. Le opere previste nella stazione area Terna a carico del produttore, consistono nella realizzazione dei terminali cavo AT.

1.5.1 Arrivo cavi AT

Il sostegno metallico per l'arrivo in cavo AT consiste in tre supporti reticolari costituiti da colonne tipo angolari L80x80x10 mm e aste reticolari di tipo angolari L50x50x6 e L60x60x8. I collegamenti sono di tipo bullonato, il collegamento della struttura con la fondazione è effettuato tramite 8x3 tirafondi ad uncino, annegati in membrature verticali costituite da pareti sagomate a "C" di altezza 3.10 m e di spessore 0.35 m. Le pareti sono collegate ad una platea di fondazione di dimensioni 6.25x1.95x0.35 m.

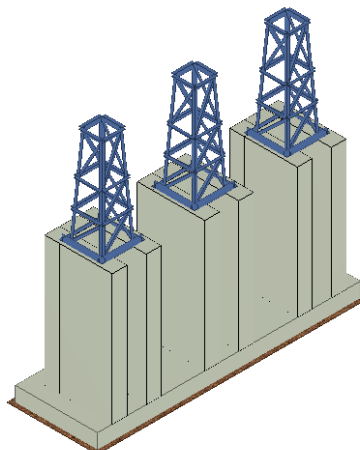


Figura 20 - vista

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 C.S.LL.PP. (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5)

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Eurocodice 3 - *"Progettazione delle strutture in acciaio"* - EN 1993-1-1.

CEI 82-74 – *"Metodi di calcolo delle azioni del vento e criteri di dimensionamento di strutture di supporto di moduli fotovoltaici o di collettori solari"* – 2018-02.

CNR-DT 207 R1/2018 – *"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"*.

3 MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente, particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Tabella 1 - Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T,i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	C _{Erid} [%]	Stz	R _{ck} [N/mm ²]	R _{cm} [N/mm ²]	%R _{ck}	γ _c	f _{cd} [N/mm ²]	f _{ctd} [N/mm ²]	f _{ctm} [N/mm ²]	n	n Ac
Clas C32/40															
002	25,000	0,000010	33,346	13,894	60	P	40,00	-	0,85	1,50	18,81	1,41	3,63	15	003

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}.
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

Tabella 2 - Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k [N/m ³]	α _{T,i} [1/°C]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2} [N/mm ²]	f _{tk,1} / f _{tk,2} [N/mm ²]	f _{yd,1} / f _{yd,2} [N/mm ²]	f _{td} [N/mm ²]	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7} NCnt	Cnt
S275																
003	78 500	0,000012	210,00	80 769	P	275,00 255,00	430 410	261,90 242,86	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
S355																
004	78 500	0,000012	210,00	80 769	P	355,00 335,00	510 470	338,10 319,05	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
Acciaio B450C - (B450C)																
005	78 500	0,000010	210,00	80 769	P	450,00 -	-	391,30 -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.



$\alpha_{T,i}$	Coefficiente di dilatazione termica.
E	Modulo elastico normale.
G	Modulo elastico tangenziale.
Stz	Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{tk,2}$	Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
f_{td}	Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
$f_{yk,1}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yk,2}$	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
$f_{yd,1}$	Resistenza di calcolo (per profili con $t \leq 40$ mm).
$f_{yd,2}$	Resistenza di calcolo (per profili con $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm).
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.

4 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

5 AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni sulla struttura in esame sono valute in accordo al capitolo 3 del D.M. 2018. In particolare sono presenti:

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Carichi accidentali;
- Azione del vento;
- Azione da neve;
- Azione sismica.

Le azioni così ottenute sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico indicate dalla norma di riferimento e riportate in dettaglio al §6 della presente. Da queste si ottengono i valori di progetto delle sollecitazioni da impiegare successivamente nelle verifiche. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

5.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali in acciaio e in c.a. è stato portato in considerazione automaticamente dal programma di calcolo nella modellazione geometrica della struttura, le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione.

Per le fondazioni delle cabine si è tenuto in conto il peso delle opere sovrastanti che, a vantaggio di sicurezza, è stato considerato analogo per tutte le opere fondali e pari a **25000 N/m²**.

5.2 Carichi permanenti non strutturali

Peso proprio dei pannelli fotovoltaici, ognuno dei quali avente peso di **372 N**.

I pesi delle apparecchiature sovrastante i supporti delle opere di stazione, è stato fornito in base alla tipologia. Tali carichi sono stati modellati come azioni concentrate e applicate in sommità alla struttura di sostegno.

La fondazione dell'interruttore è stata dimensionata per un carico di **30000 N**.

Per il trasformatore di potenza si è assunto un carico di **620 kN**.

5.3 Carichi Accidentali

Per le opere fondali si è assunto un carico accidentale pari a **6000 N/m²** (cat. E – aree ad uso industriale, tab. 3.1.II del D.M. 2018).

5.4 Azione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a 1,25 kg/m³);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$v_r = v_b \cdot C_r, \text{ con:}$$

α_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = v_{b,0} \cdot C_a$

dove:

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_{0a} = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

$v_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018 a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni.

C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} C_e(z) &= k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ C_e(z) &= C_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad (\text{relazione 3.3.7 - D.M. 2018});$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

c_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

c_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

Per la valutazione del coefficiente di forma (o pressione) si è fatto riferimento alle indicazioni della norma CEI 82-74, che prende in esame l'inclinazione dei pannelli, le dimensioni complessive della struttura, e le disposizioni geometriche nelle varie configurazioni.

Per il caso in esame:

Tabella 3 - calcolo pressione del vento

Località	Ascoli Satriano - Puglia						
altitudine sito (m)	393						
zona	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_s	C_a		V_b (m/s)	
3	27	500	0,37	1		27,0	
	rugosità	esposizione	k_r	z_0 (m)		z_{min} (m)	
	D	II	0,19	0,05		4	
VELOCITA' RIFERIMENTO	Tr (anni)	C_r		V_r (m/s)		q_r (N/m ²)	
	50	1		27,0		456,29	
opera	h costruzione (m)	angolo (°)	γ_{EF}	C_e	$C_p=C_f$	C_d	p (N/m ²)
pannelli fotovoltaico	2,35	0	0,8	1,80	0,2	1	131
	2,35		0,8	1,80	-0,5	1	-329
pannelli fotovoltaico	4,68	55	-	1,86	0,63	1	535
	4,68		-	1,86	-0,63	1	-535

5.5 Azione della neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

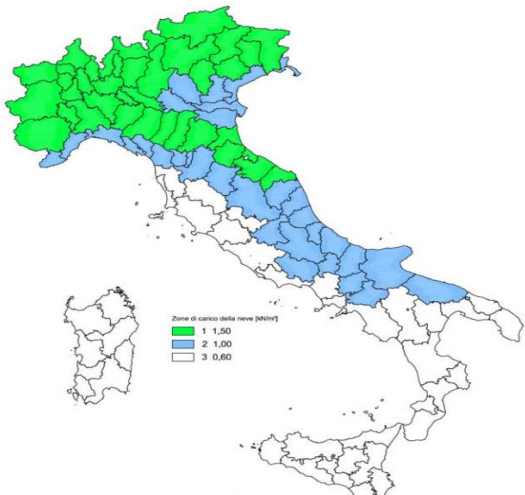
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Tabella 4 - Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2]$ kN/m ²
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50$ kN/m ²	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2]$ kN/m ²
II	$q_{sk} = 1,00$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²
III	$q_{sk} = 0,60$ kN/m ²	$q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2]$ kN/m ²

	<p>Zone di carico della neve</p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>II - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese</p> <p>III: 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>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>
<p>Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>	

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia

Tabella 5 - Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Tabella 6 - Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0.2 + 10 h / b \leq 2.0$

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Tabella 7 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Il carico neve è funzione dell'inclinazione della superficie su cui si deposita, ovvero dell'inclinazione dei pannelli fotovoltaici, si avranno le seguenti due situazioni limite:

- Per $\alpha = 0^\circ$ avremo : $q_s = 1.01 \text{ kN/m}^2$
- Per $\alpha = 60^\circ$ avremo : $q_s = 0.17 \text{ kN/m}^2$

5.6 Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le opere in oggetto sono state progettate per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C** per l'area parco e stazione.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito della stazione assunto come riferimento rispetto al Datum WGS84:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
41.215556	15.557778	390

Si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Tabella 8 - Parametri pericolosità area parco fotovoltaico

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,068	2,497	0,324
SLD	101	0,090	2,457	0,339
SLV	949	0,265	2,398	0,417
SLC	1950	0,369	2,336	0,432

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

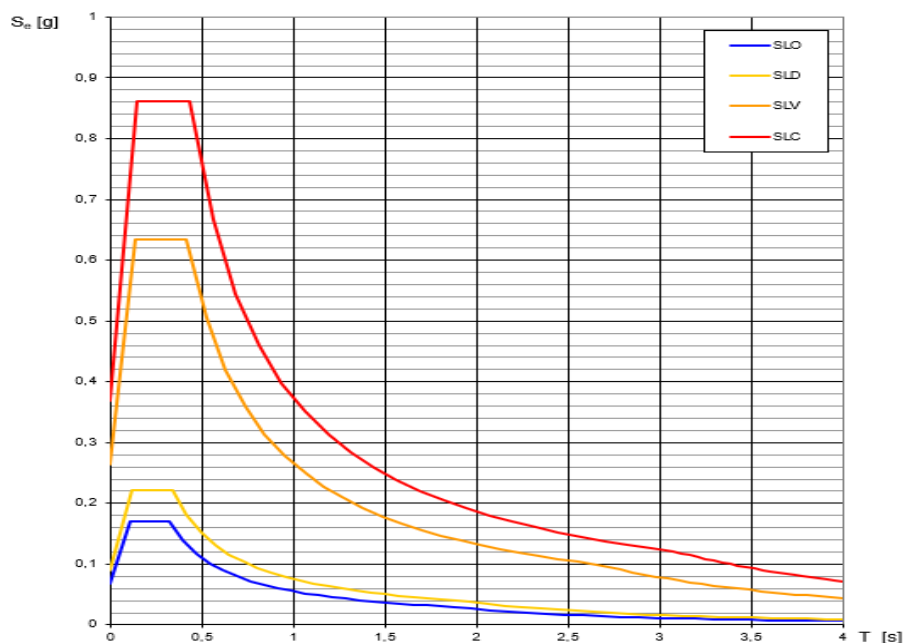


Figura 21 - Grafico spettri

6 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le azioni sulla costruzione sono state combinate secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_{1k} + G_{2k} + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche strutturali e geotecniche sono state effettuate in conformità agli approcci previsti dal D.M.2018 applicando gli opportuni coefficienti richiesti dalle specifiche verifiche.

7 MODELLO DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Le verifiche strutturali preliminari sono state condotte utilizzando un modello di calcolo composto da elementi beam, simulanti il comportamento delle membrature componenti.

Nel dettaglio per le strutture di sostegno dei pannelli, il modello di calcolo impiegato prevede dei vincoli di incastro alla base delle colonne verticali, i correnti orizzontali collegati alla testa delle colonne verticali, sono state muniti, alle estremità degli stessi di vincolo a cerniera, mentre gli arcarecci si sono considerati incastrati al corrente orizzontale.

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Si precisa che per ogni tracker si sono impiegati due modelli di calcolo strutturale. Uno che schematizza l'angolo di inclinazione dei pannelli fotovoltaici $\alpha=0^\circ$ (pannello orizzontale), e uno che schematizza l'angolo di inclinazione $\alpha=60^\circ$ (inclinazione massima).

Per le strutture di stazione, il modello di calcolo prevede degli elementi beam per simulare il comportamento della carpenteria metallica, alla quale è collegata la fondazione, modellata a seconda dei casi, con elementi plinto o platea su di un letto di molle alla Winkler.

Le fondazioni delle cabine sono state modellate come platee su di un letto di molle alla Winkler, sulle quali sono stati applicati i carichi mediante azioni distribuite.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a. segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli elementi di **fondazione** sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

Per le strutture oggetto di progettazione è stata eseguita un'analisi dinamica lineare tenendo conto delle azioni gravitazionali e sismiche.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU – SLV avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si costruiscono le combinazioni sismiche in base al D.M. 2018 secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018, ottenendo un ulteriore insieme di sollecitazioni;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo, tra tutte le combinazioni, con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

8.1 Verifiche strutturali elementi in acciaio.

La progettazione delle strutture è avvenuta in modo da soddisfare le verifiche richieste per gli SLU (statici e sismici) e per gli SLE (statici e sismici) mediante l'ausilio del codice di calcolo. Le verifiche condotte sulle sezioni sono sotto riportate:

Verifiche SLU - SLV

- Flessione: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018;
- Taglio: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018;
- Instabilità: in accordo con § 4.2.4.1.2 del D.M. 17/01/2018;
-

Di seguito una rappresentazione grafica dei risultati maggiormente significativi. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto domanda/capacità, pertanto la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS < 1$.

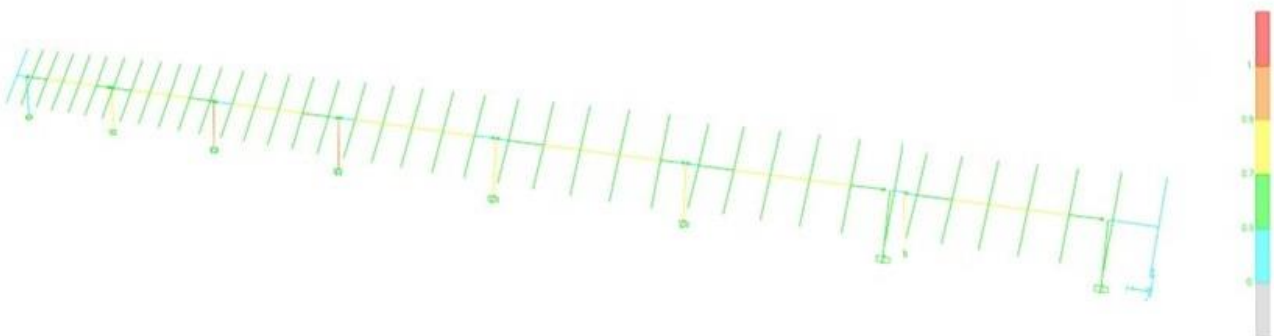


Figura 22 - coefficienti di sicurezza verifica di instabilità configurazione 2x66_55°

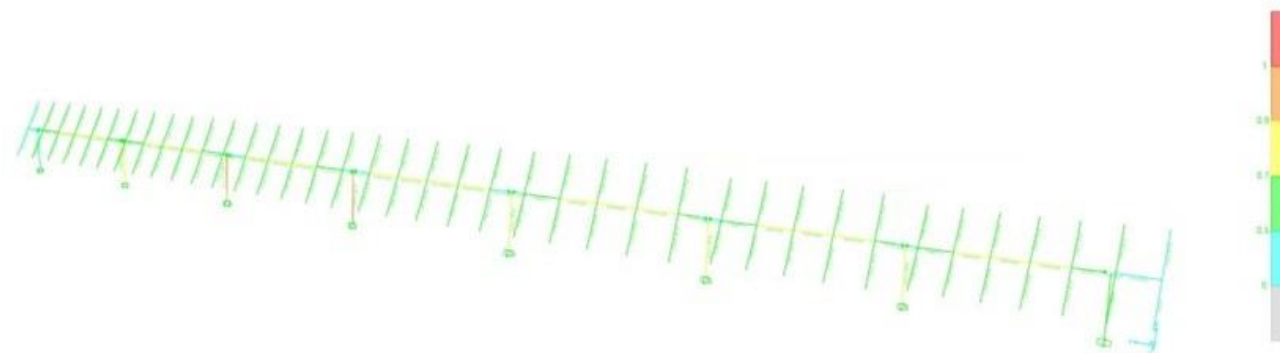


Figura 23 - coefficienti di sicurezza verifica a taglio configurazione 2x66_55°

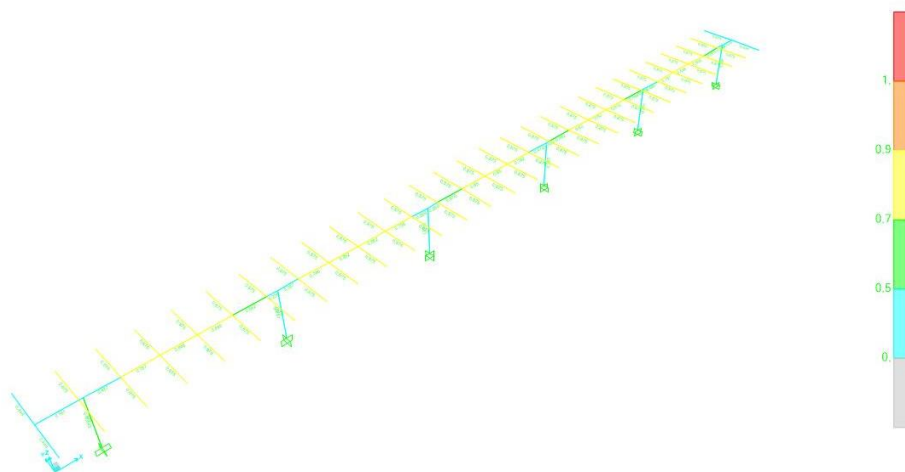


Figura 24 - coefficienti di sicurezza verifica di instabilità configurazione 2x44_0°

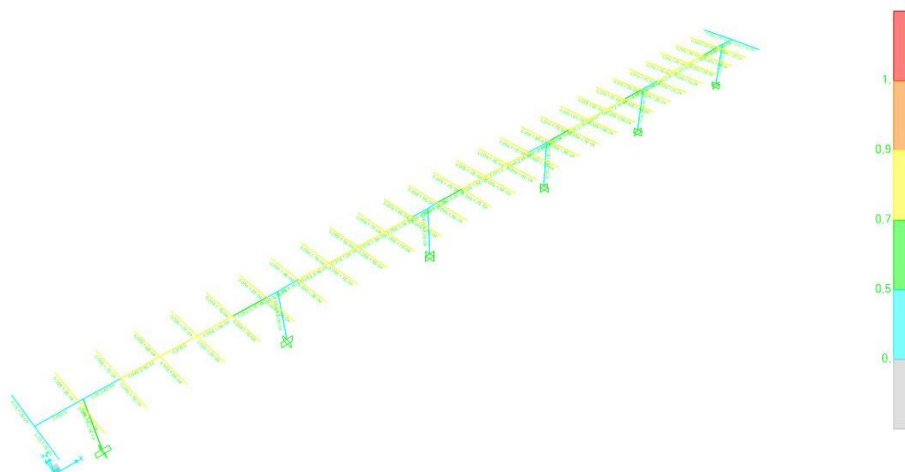


Figura 252 - coefficienti di sicurezza verifica a taglio configurazione 2x44_0°

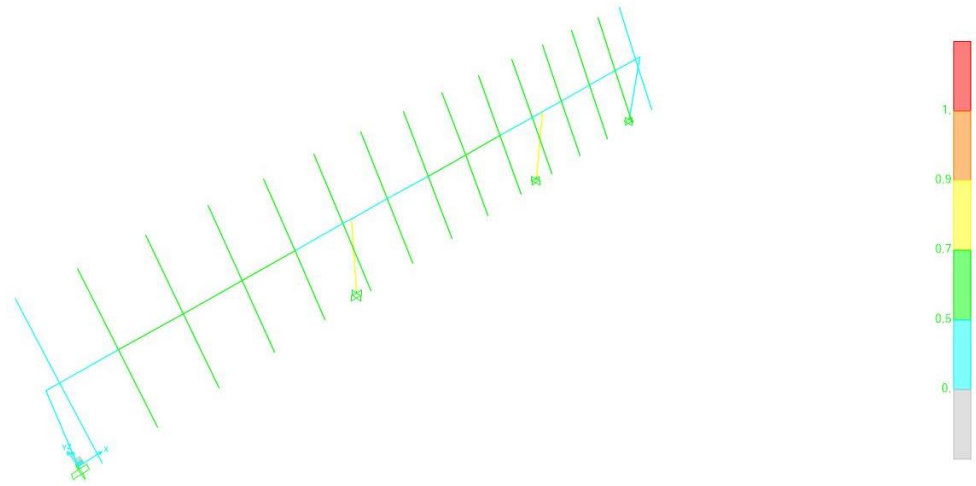


Figura 26 - coefficienti di sicurezza verifica di instabilità configurazione 2x22_55°

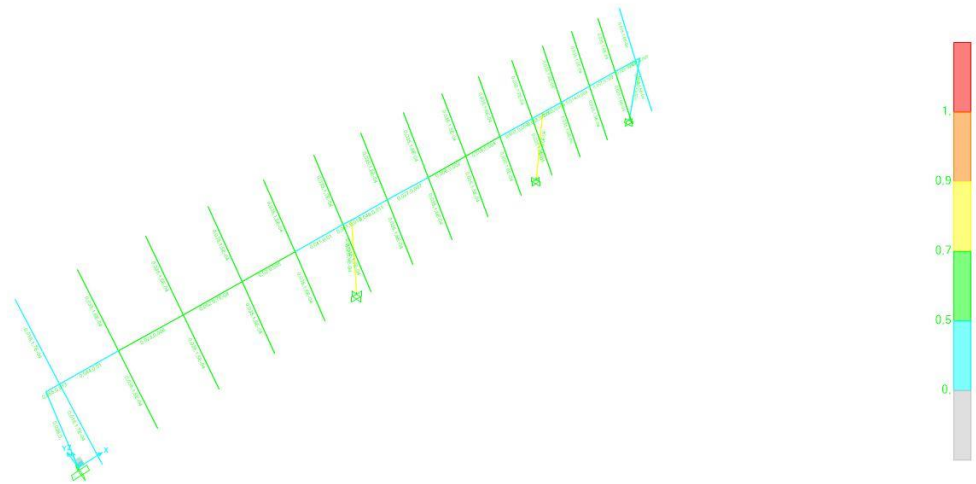


Figura 27 - coefficienti di sicurezza verifica a taglio configurazione 2x22_55°



Steel P-M Interaction Ratios (Italian NTC 2018)

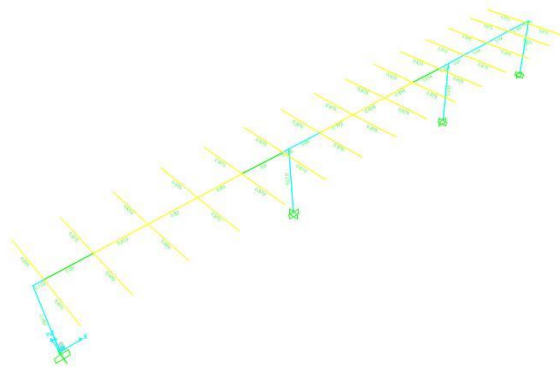


Figura 28 - coefficienti di sicurezza verifica di instabilità configurazione 2x22_0°

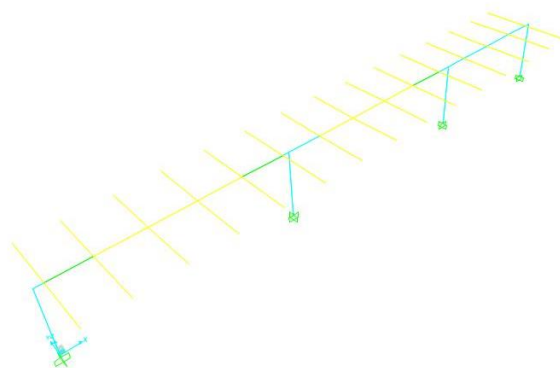


Figura 29 - coefficienti di sicurezza verifica a taglio configurazione 2x22_0°

Di seguito una rappresentazione grafica dei risultati maggiormente significativi delle verifiche sulle opere di stazione. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda, pertanto la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS > 1$.

Coefficienti di Sicurezza

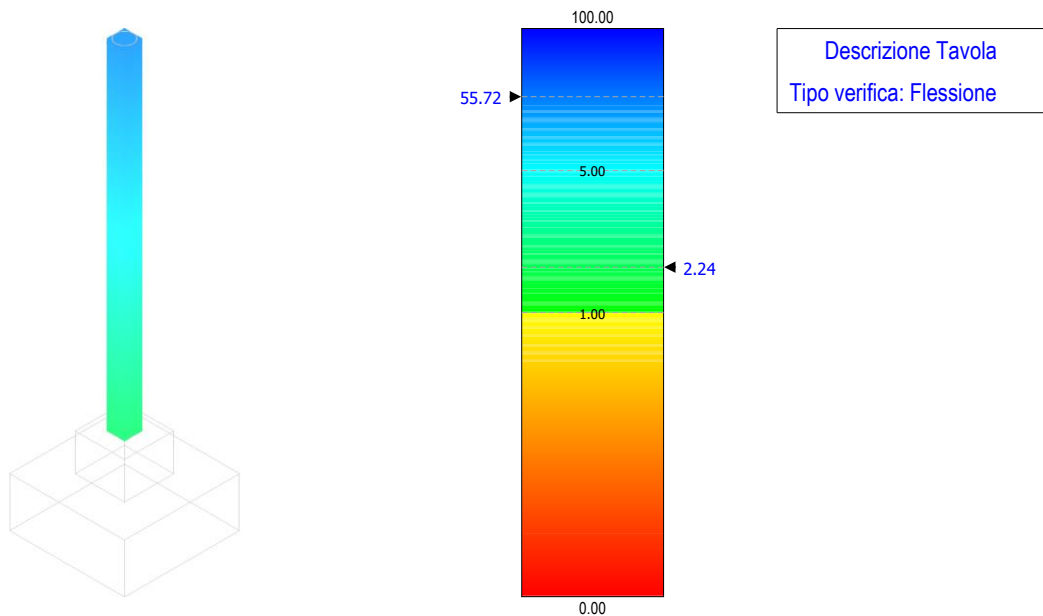


Figura 30 - verifica a flessione – scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

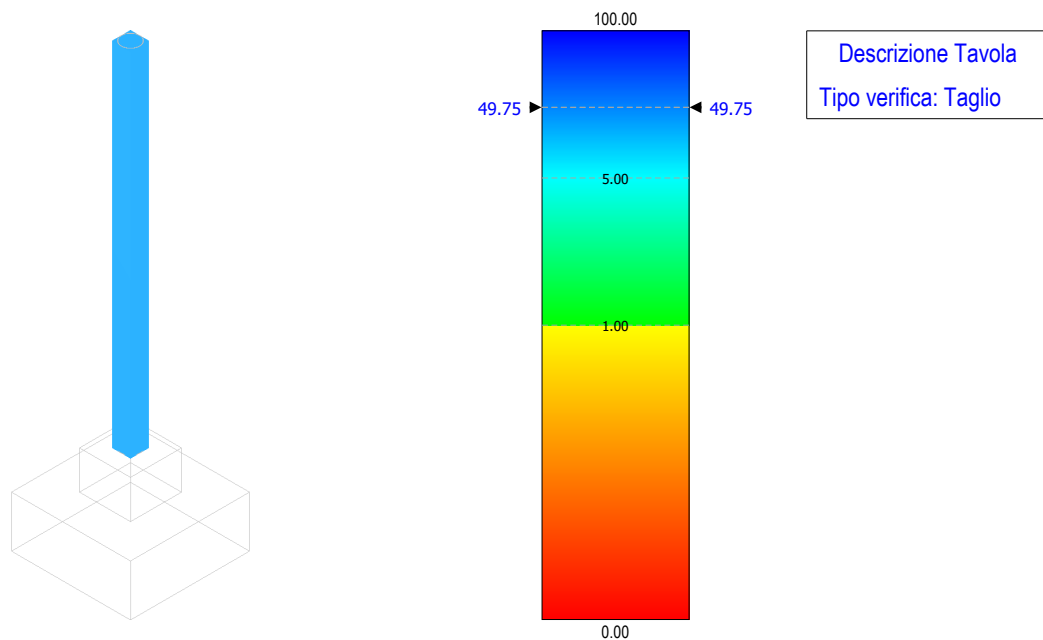


Figura 31 - verifica a taglio – scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

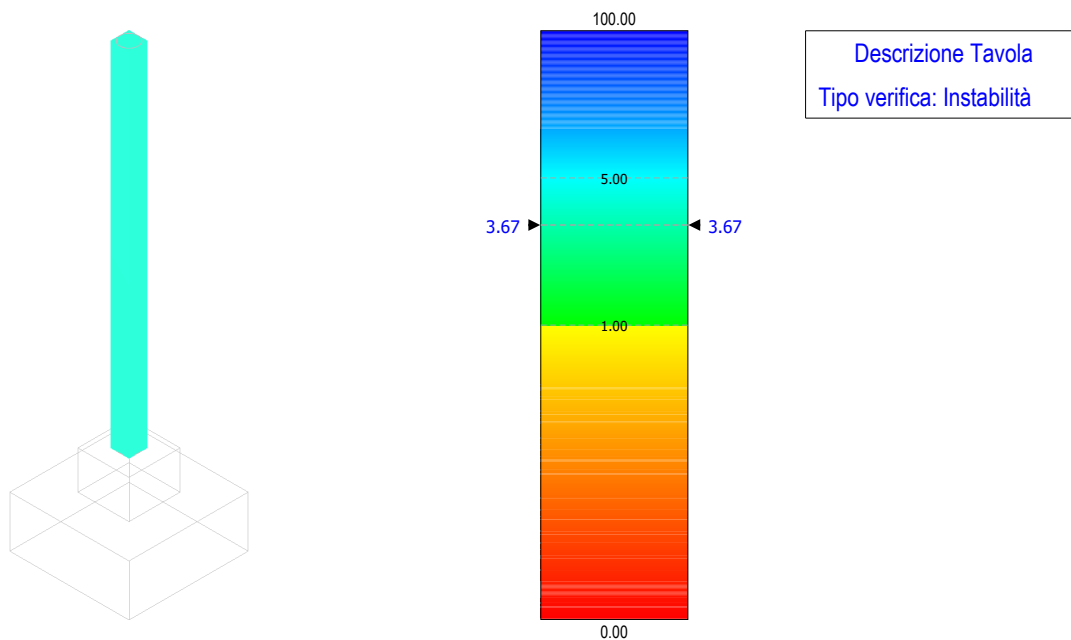


Figura 32 - verifica a instabilità – scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

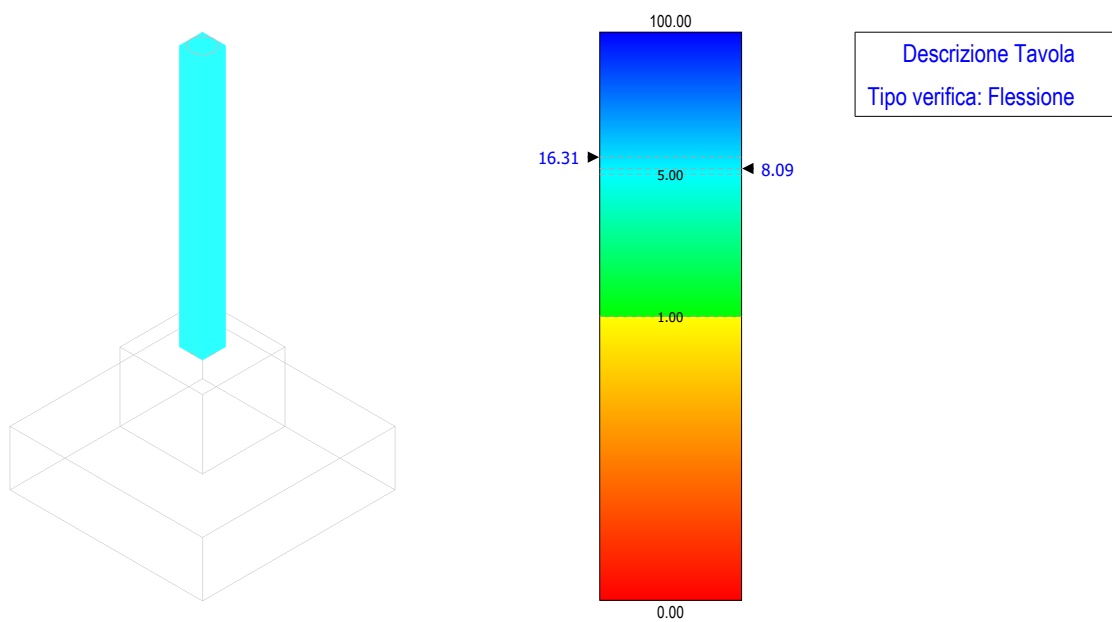


Figura 33 - verifica a flessione – TVC



Coefficienti di Sicurezza

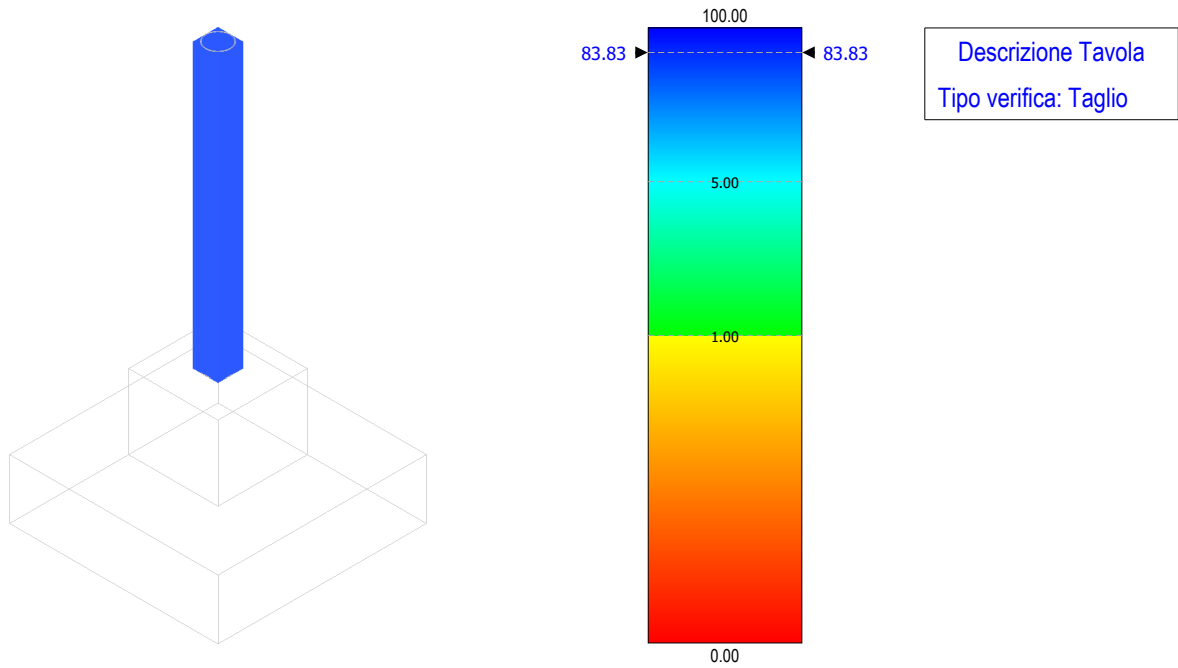


Figura 33 - verifica a taglio – TVC

Coefficienti di Sicurezza

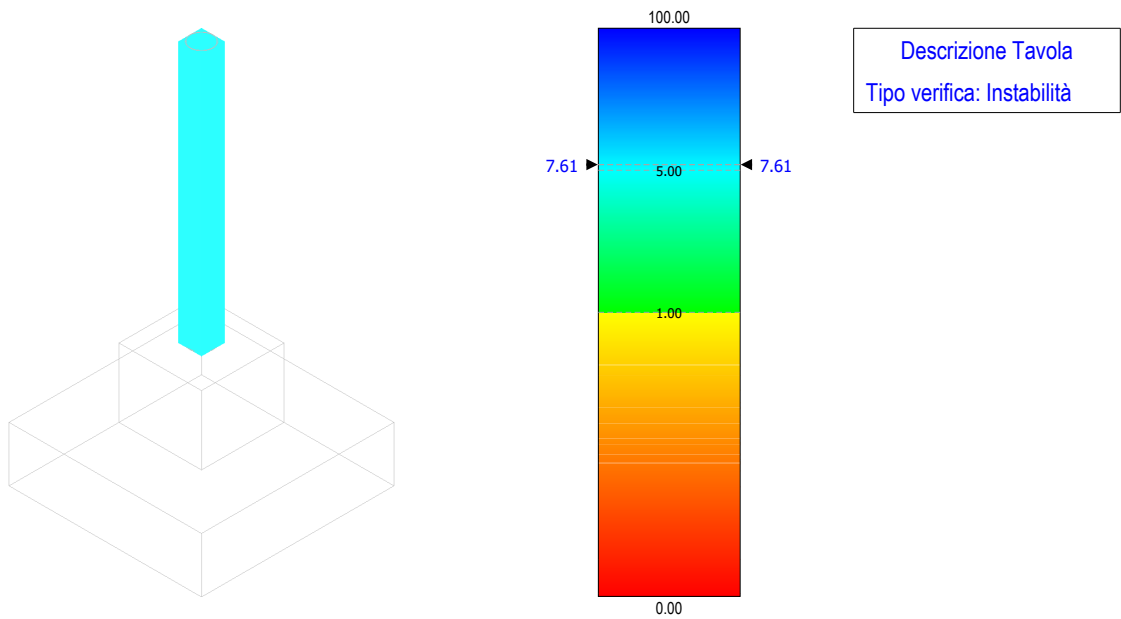


Figura 34 - verifica instabilità – TVC



Coefficienti di Sicurezza

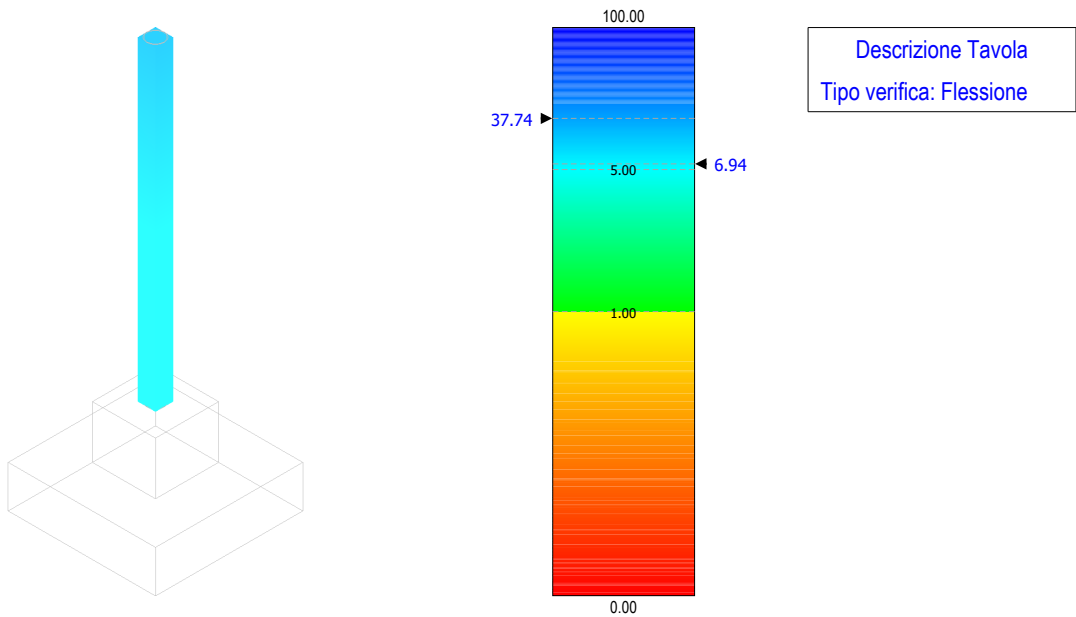


Figura 35 - verifica a flessione – TA

Coefficienti di Sicurezza

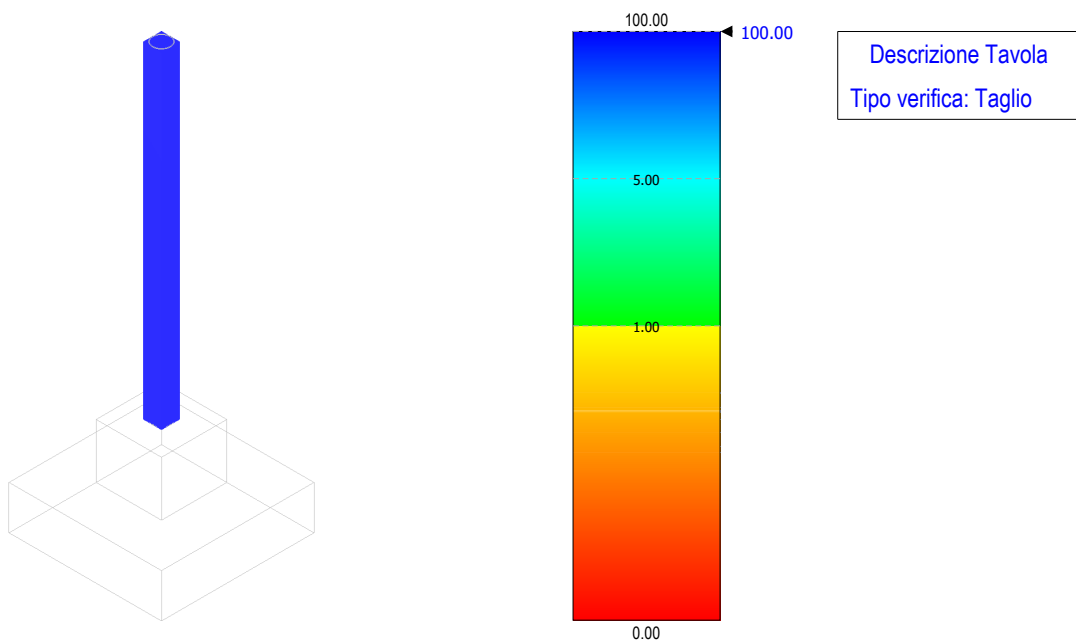


Figura 36 - verifica a taglio – TA

Coefficienti di Sicurezza

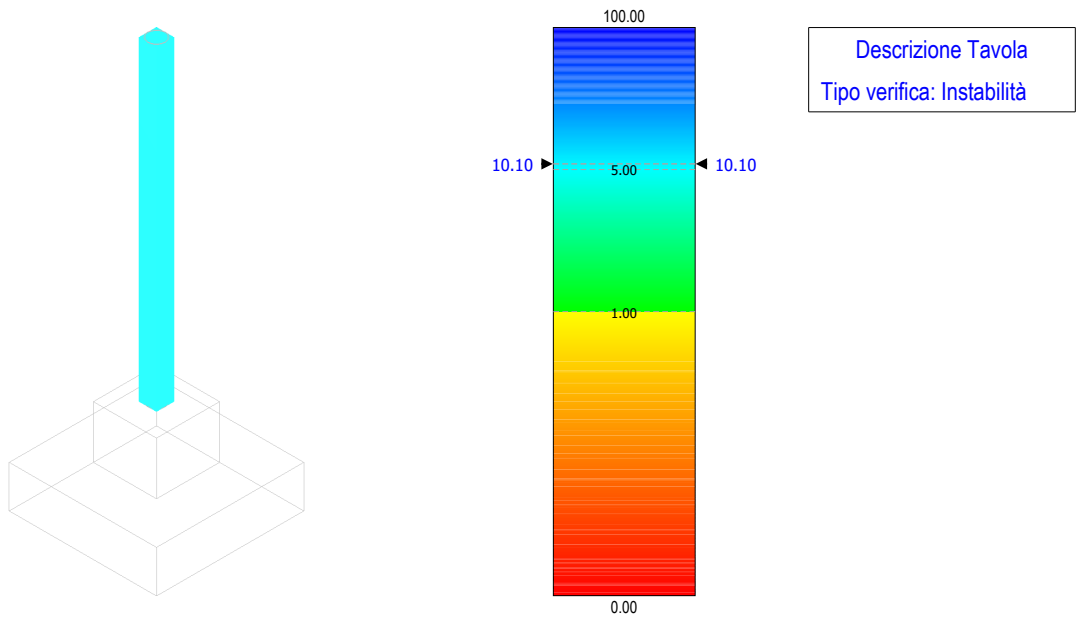


Figura 37 - verifica instabilità – TA

Coefficienti di Sicurezza

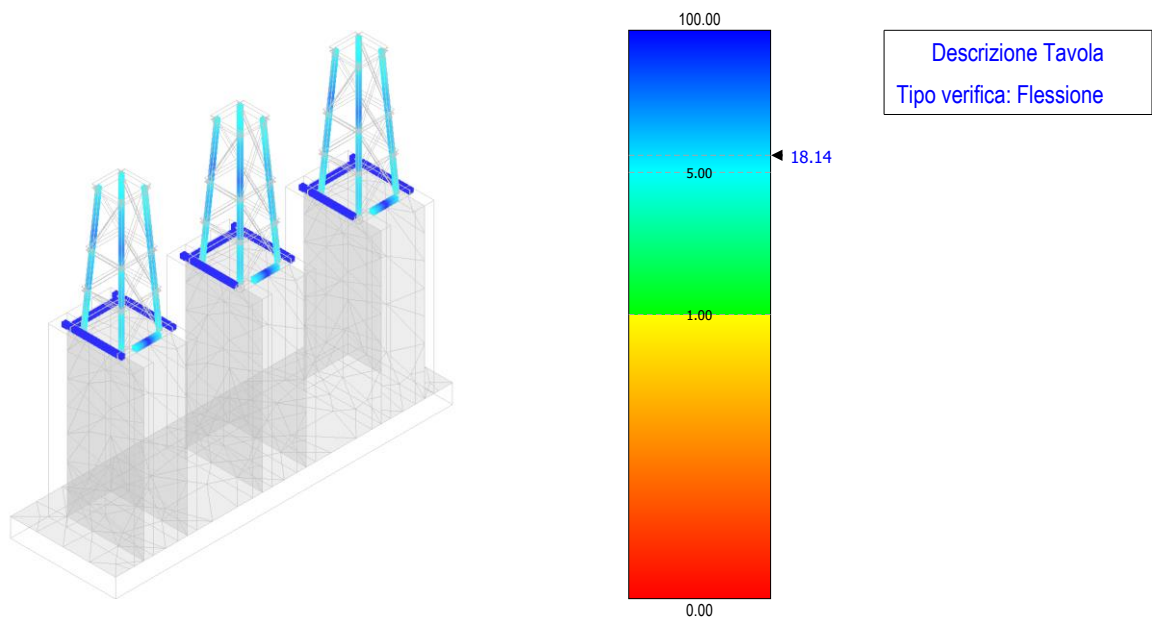


Figura 38 - verifica a flessione – terminale cavo AT



Coefficienti di Sicurezza

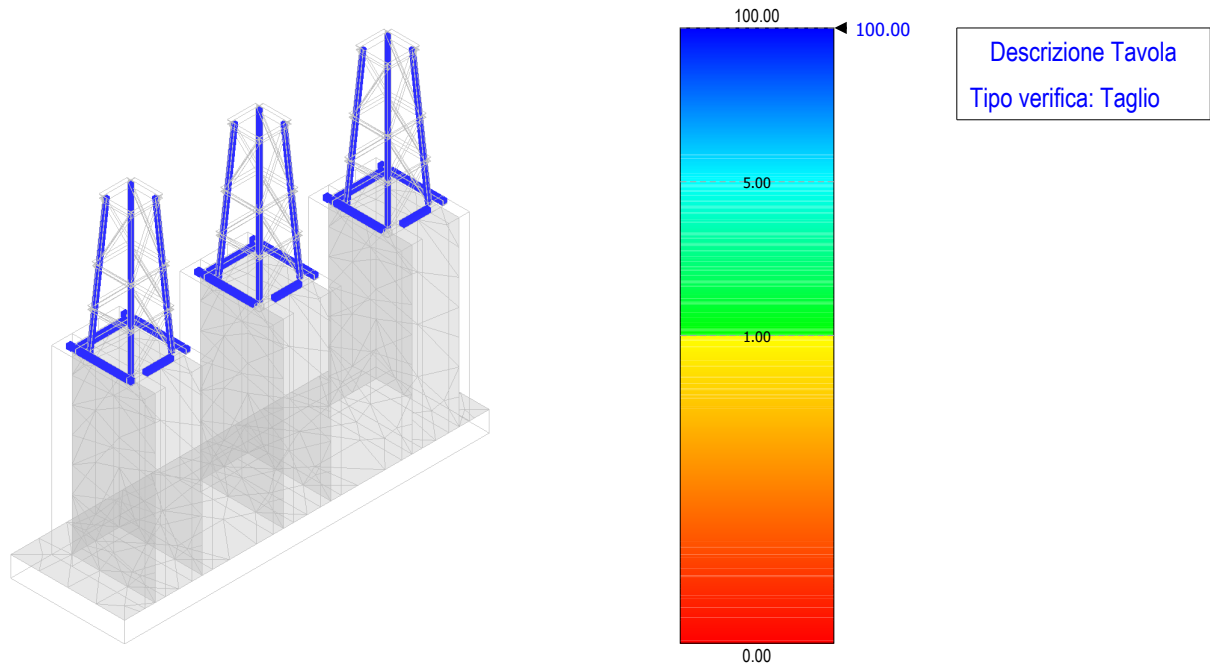


Figura 39 - verifica a taglio – terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

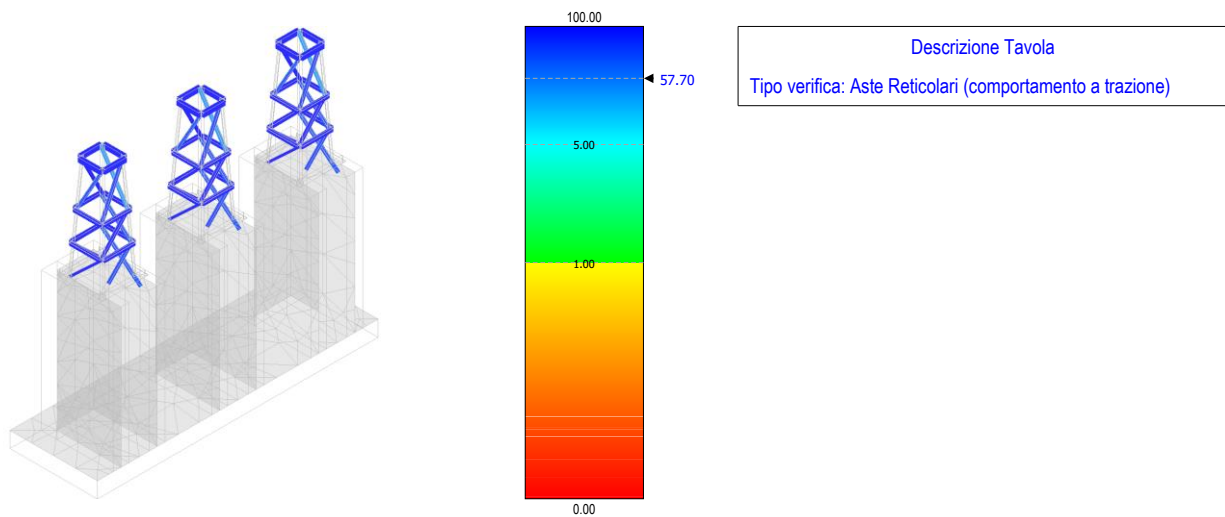


Figura 40 - verifica a trazione aste reticolari – terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

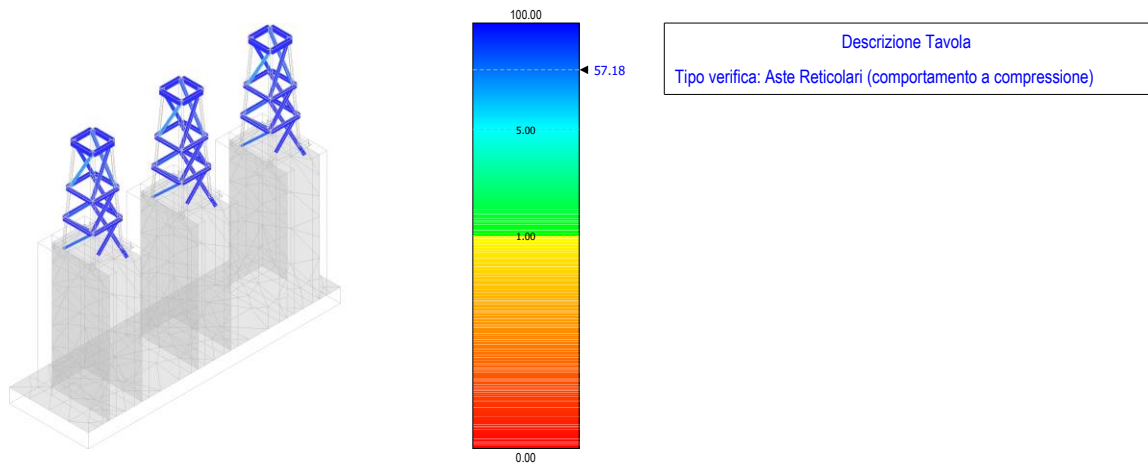


Figura 41 - verifica a trazione aste reticolari – terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

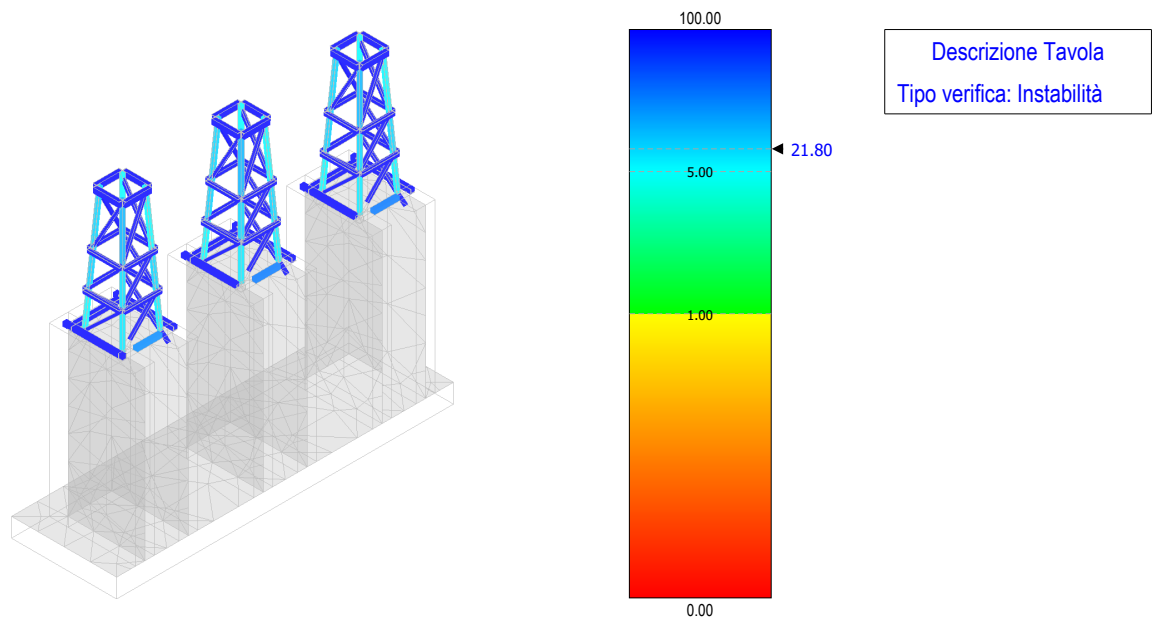


Figura 42 - verifica instabilità – terminale cavo AT



Coefficienti di Sicurezza

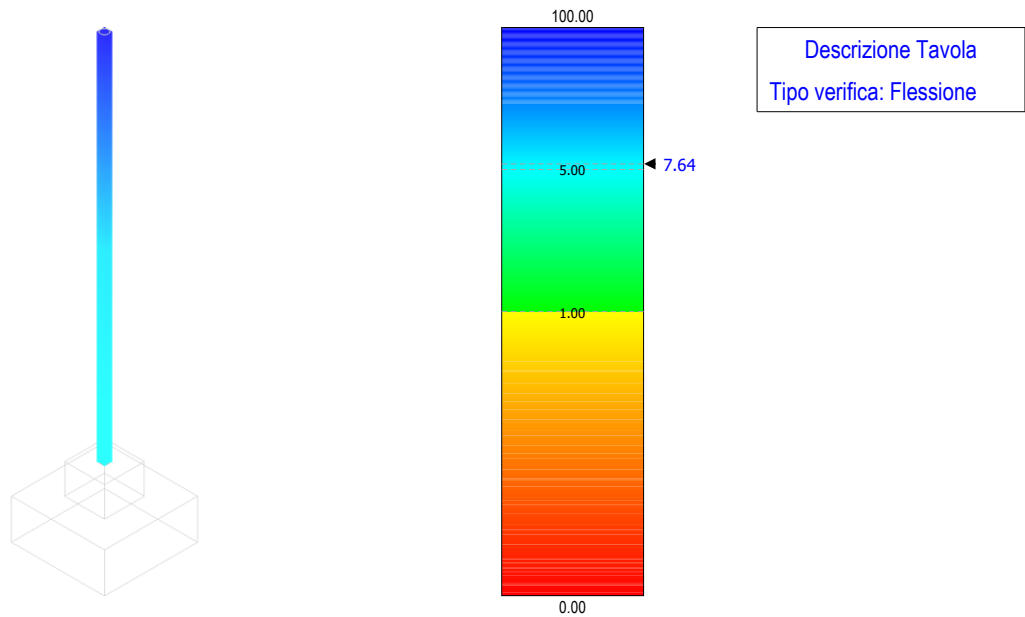


Figura 43 - verifica a flessione – M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

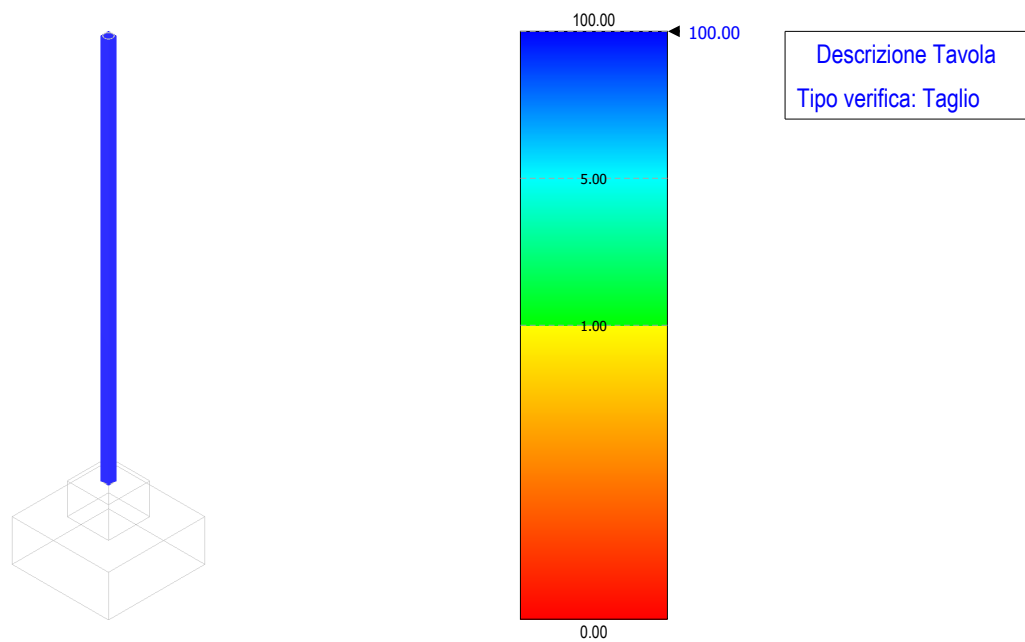


Figura 44 - verifica a taglio – M.A.T. neutro



Coefficienti di Sicurezza

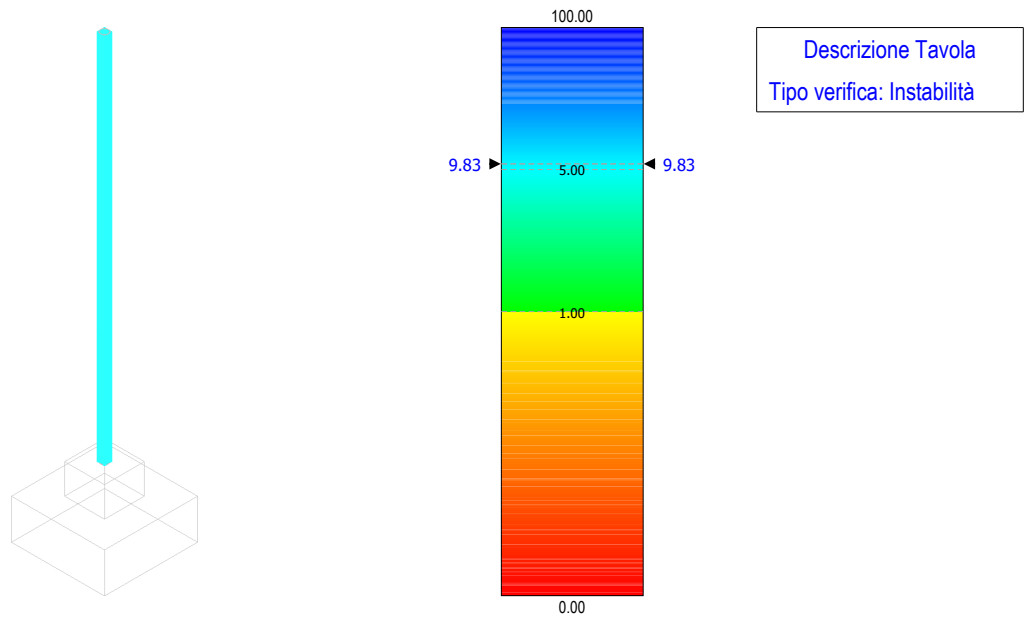


Figura 45 - verifica instabilità – M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

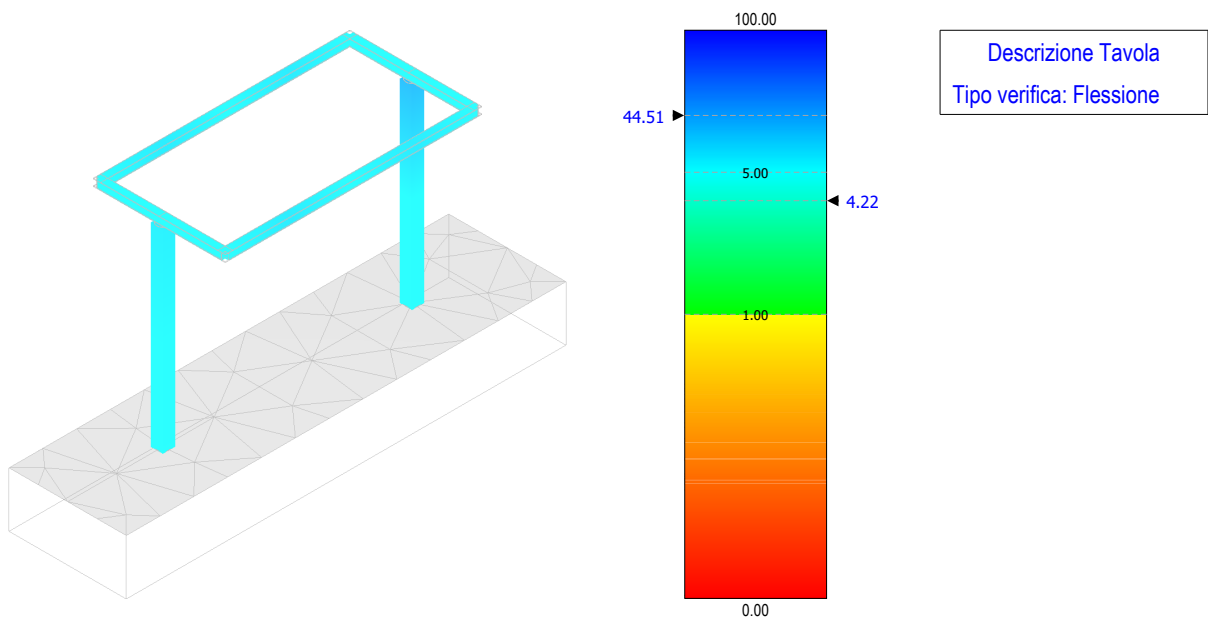


Figura 46 - verifica a flessione – sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

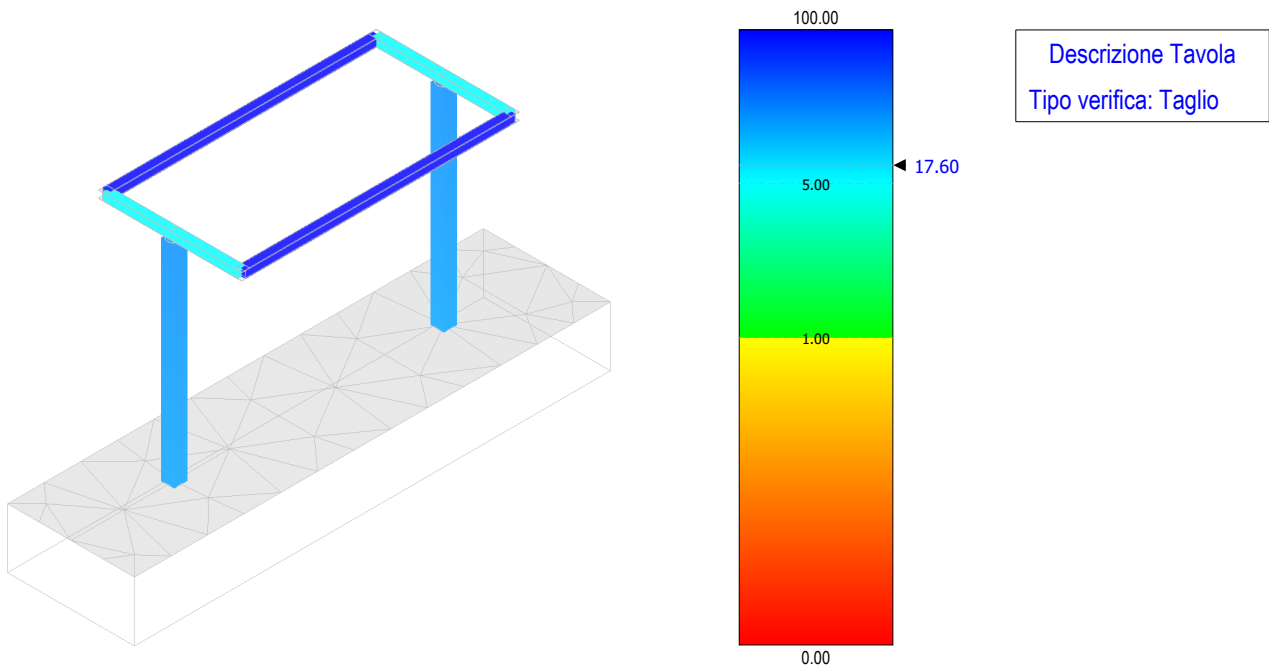


Figura 47 - verifica a taglio – sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

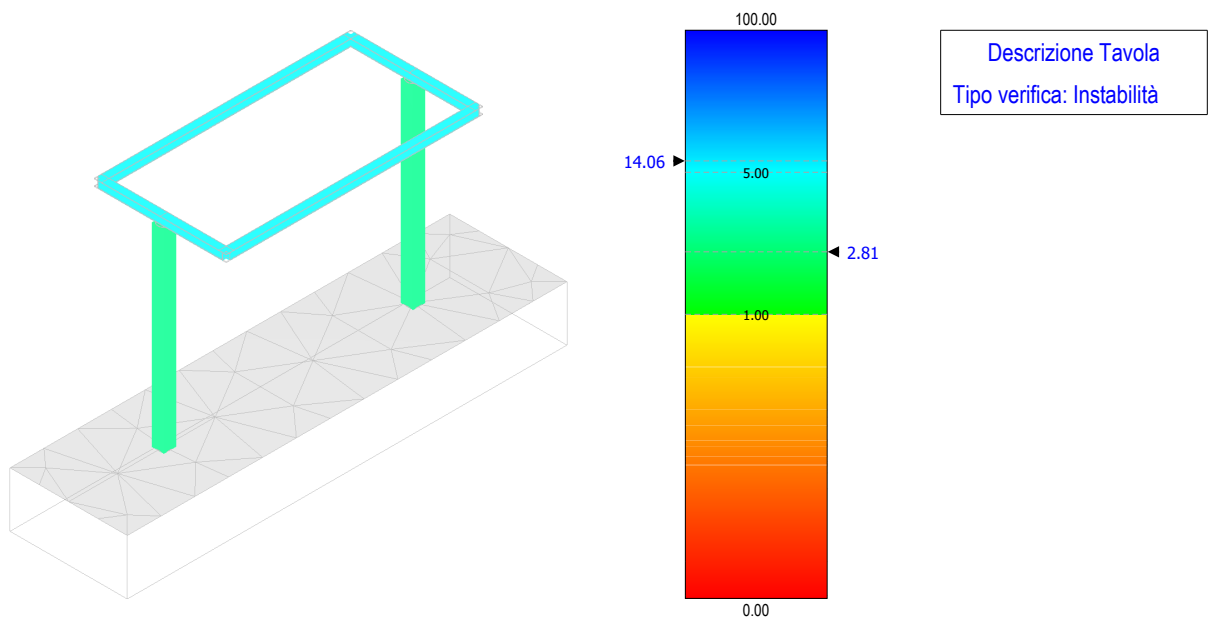


Figura 48 - verifica instabilità – sezionatore



Coefficienti di Sicurezza

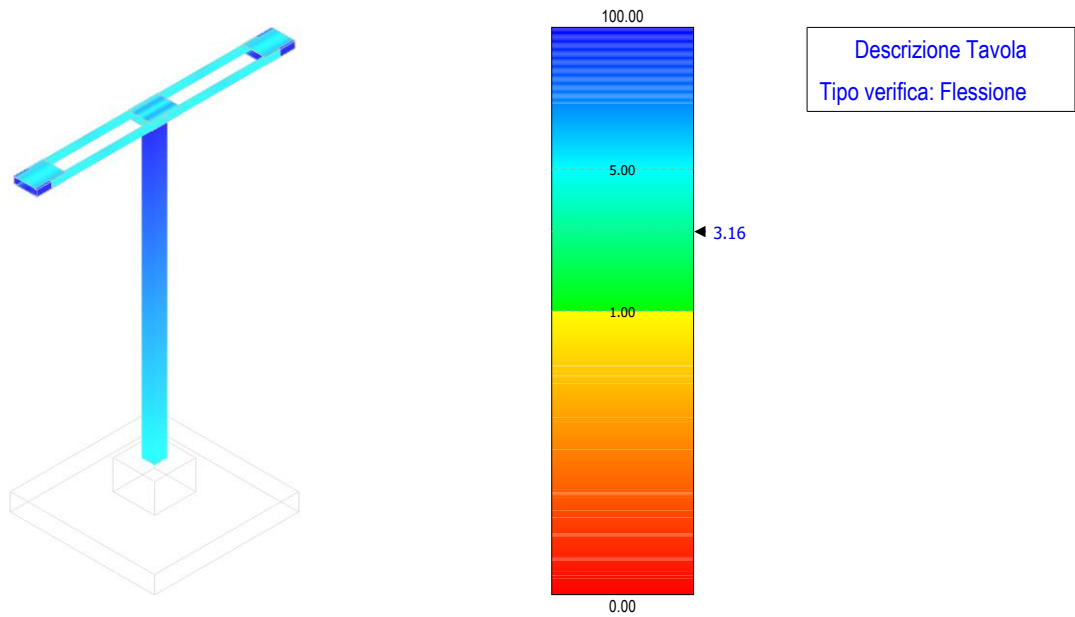


Figura 49 - verifica a flessione – sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

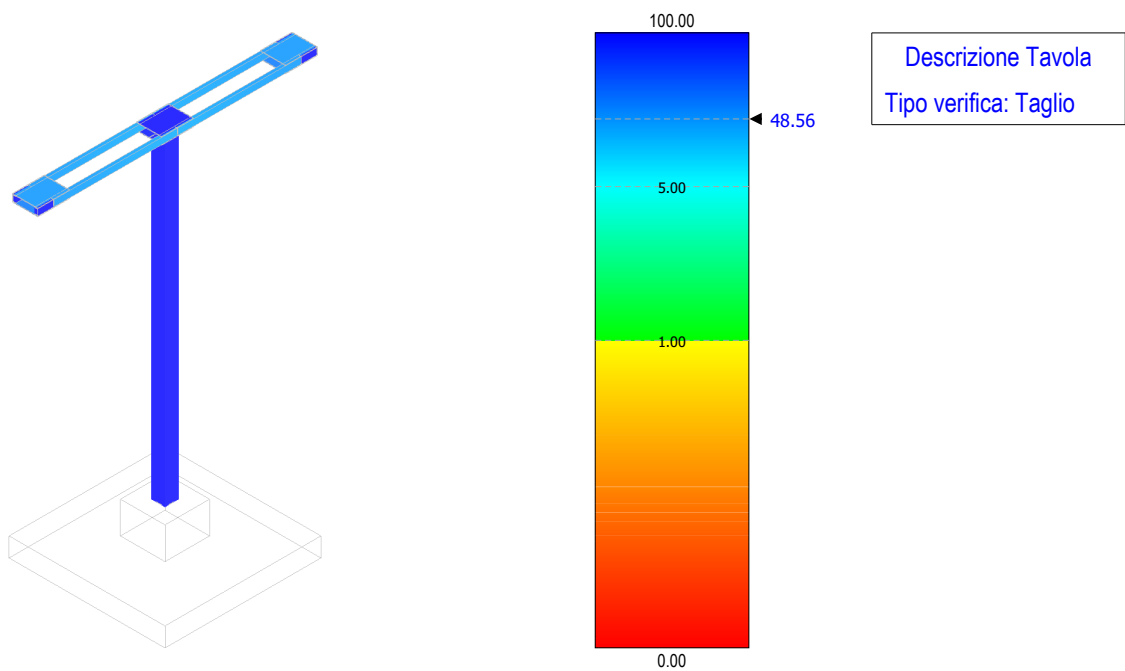


Figura 50 - verifica a taglio – sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

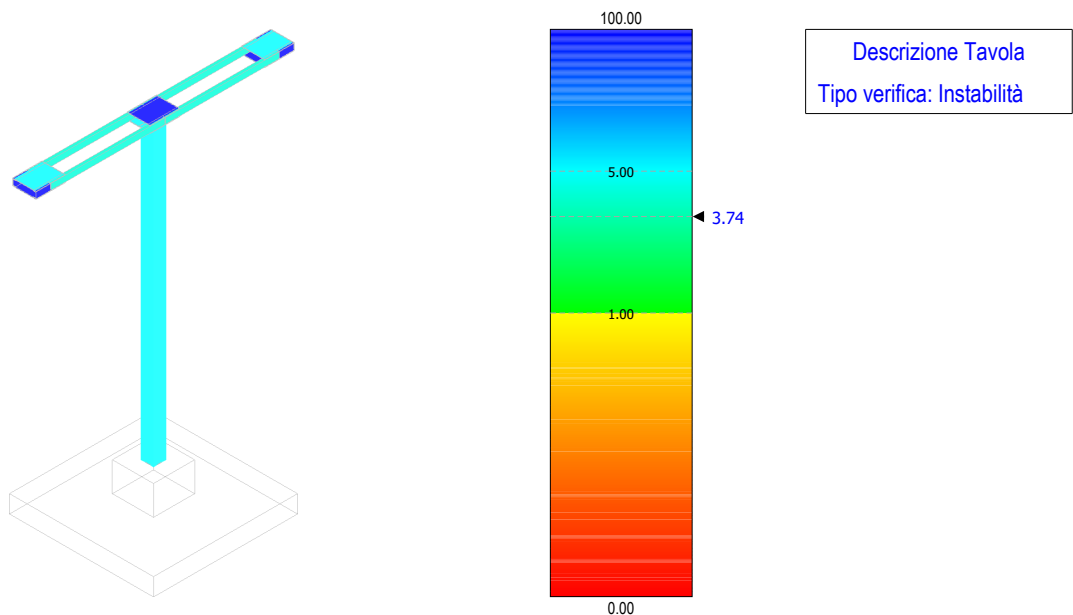


Figura 51 - verifica instabilità – sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

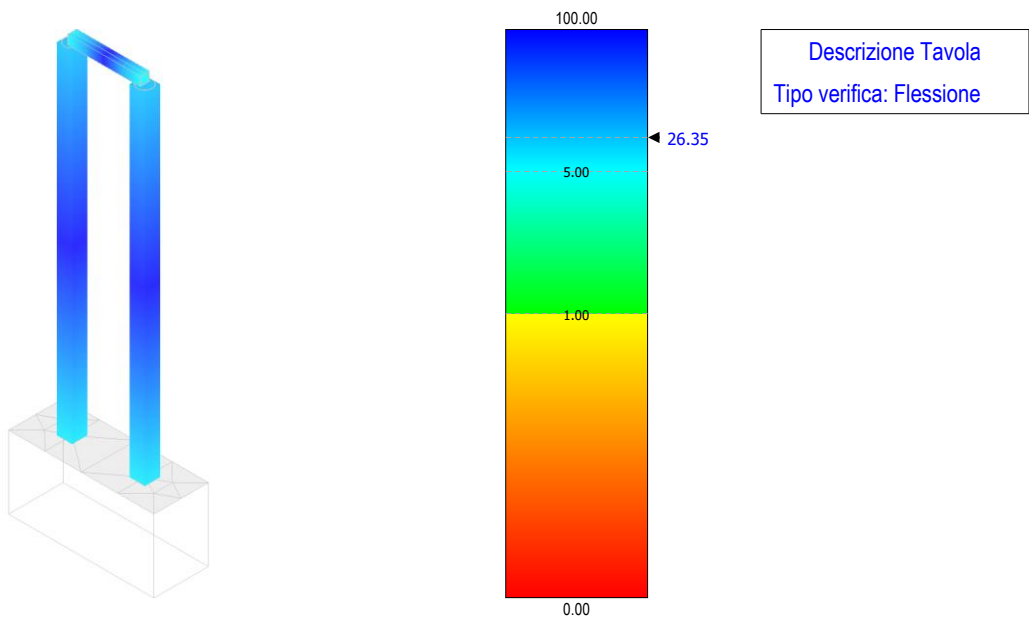


Figura 52 - verifica a flessione – arrivo cavi MT



Coefficienti di Sicurezza

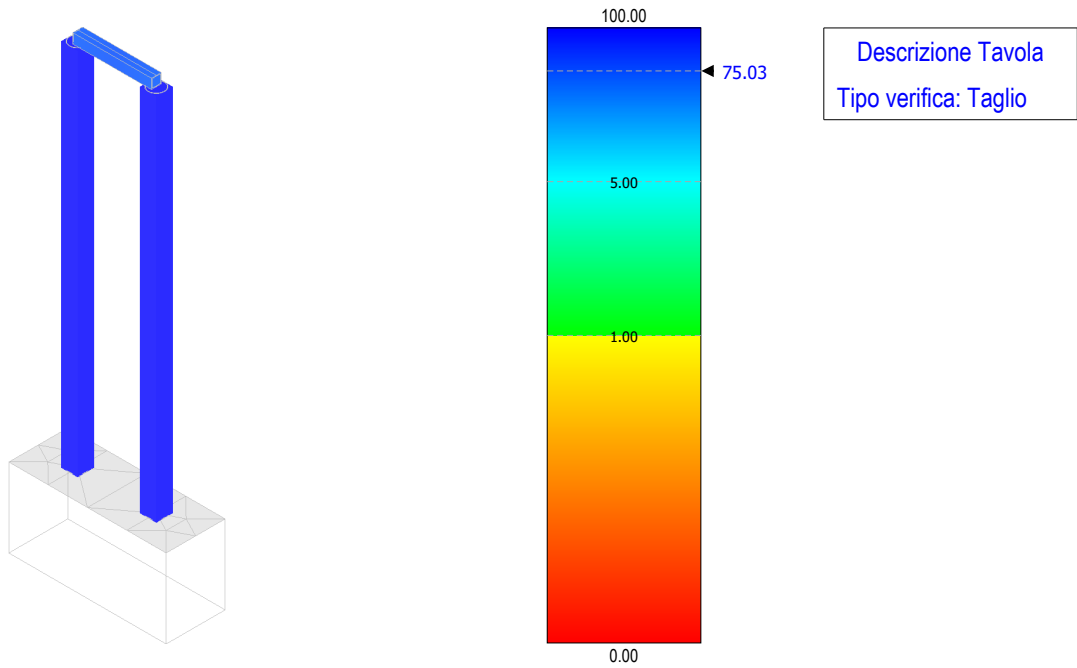


Figura 53 - verifica a taglio – arrivo cavi MT

Coefficienti di Sicurezza

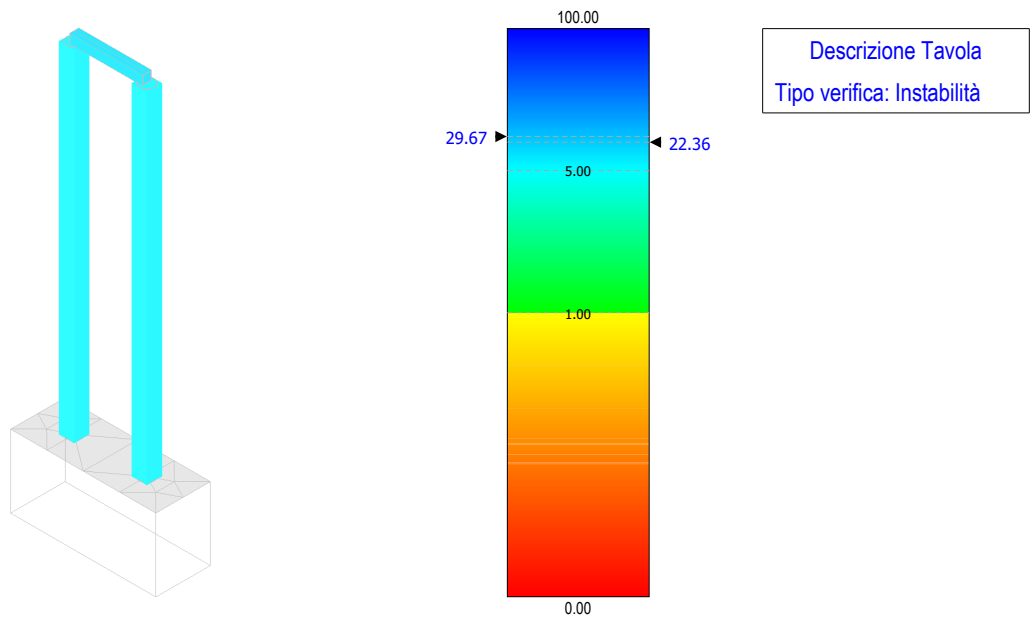


Figura 54 - verifica instabilità – arrivo cavi MT

Coefficienti di Sicurezza

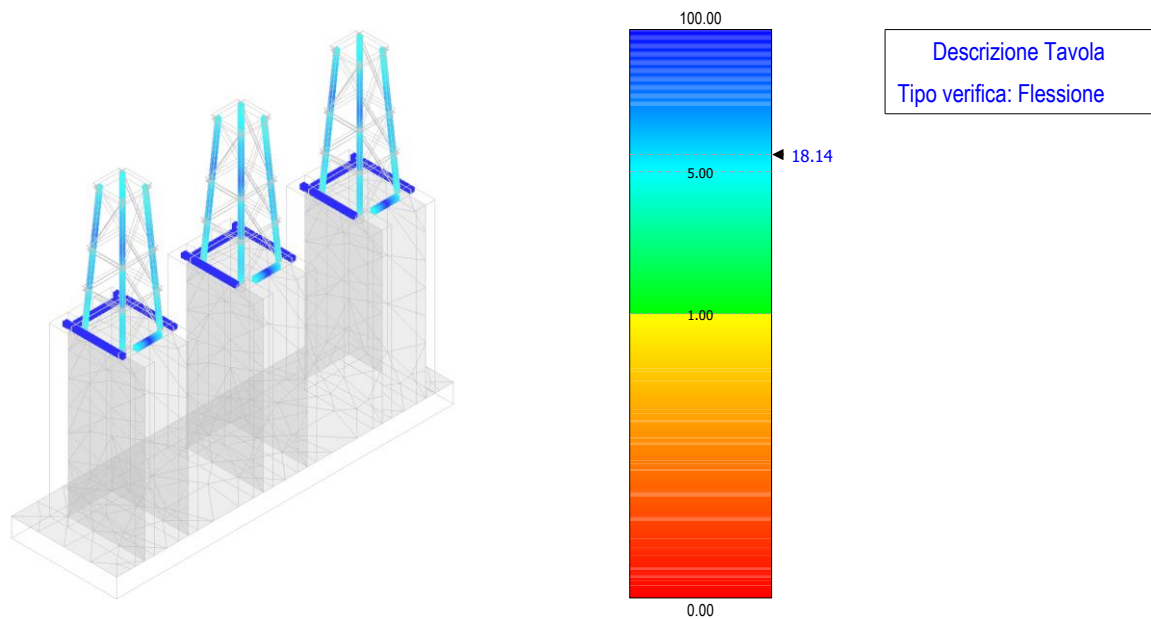


Figura 55 - verifica a flessione – arrivo cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

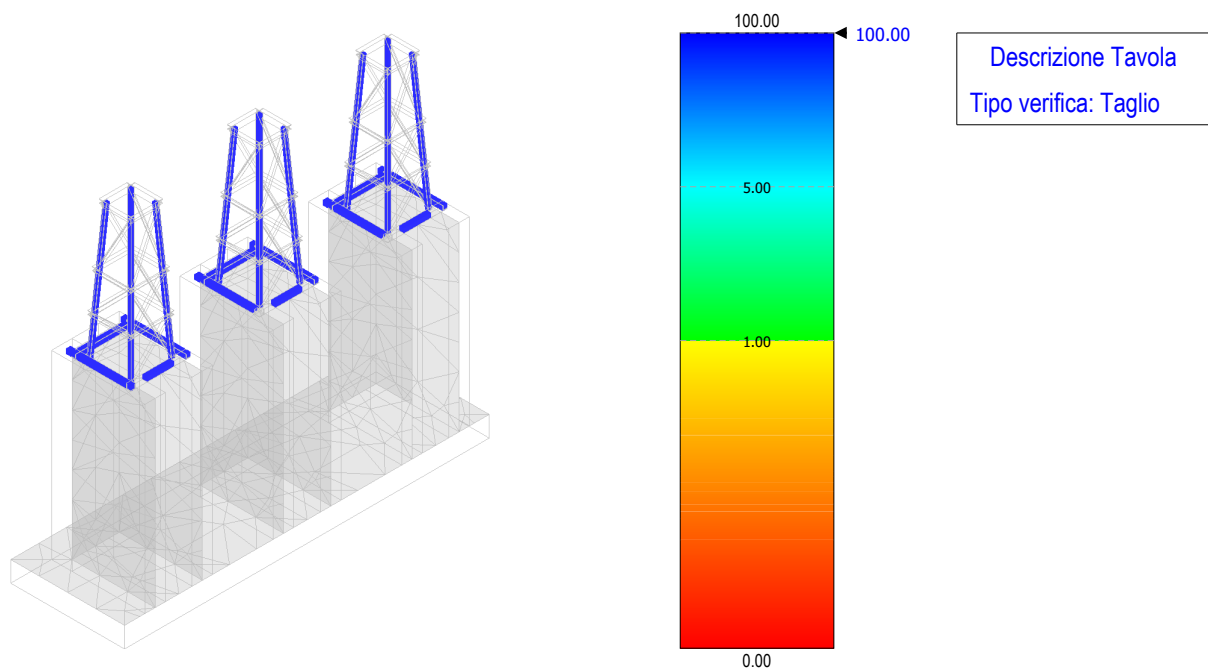


Figura 56 - verifica a taglio – arrivo cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

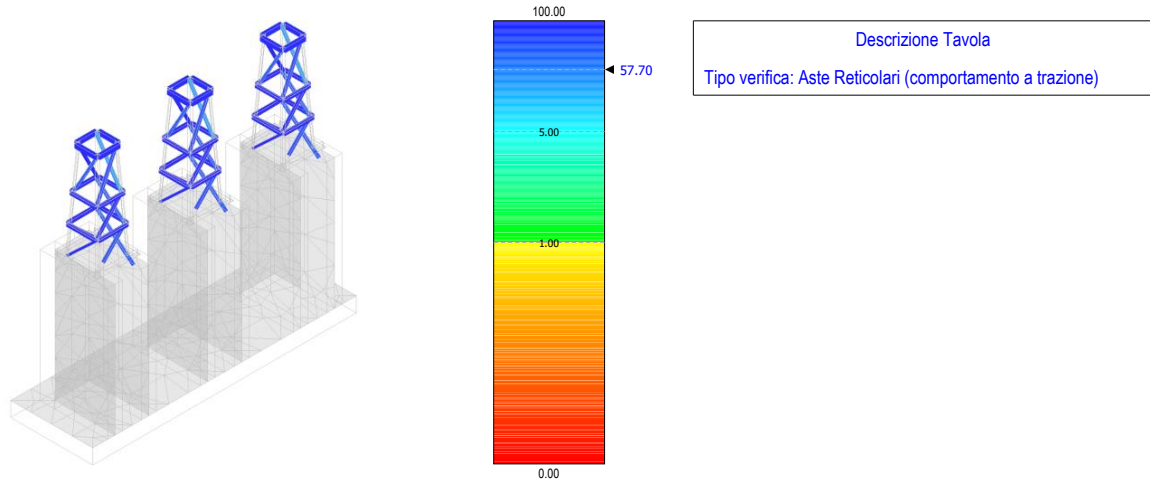


Figura 57 - verifica a trazione aste reticolari – arrivo cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

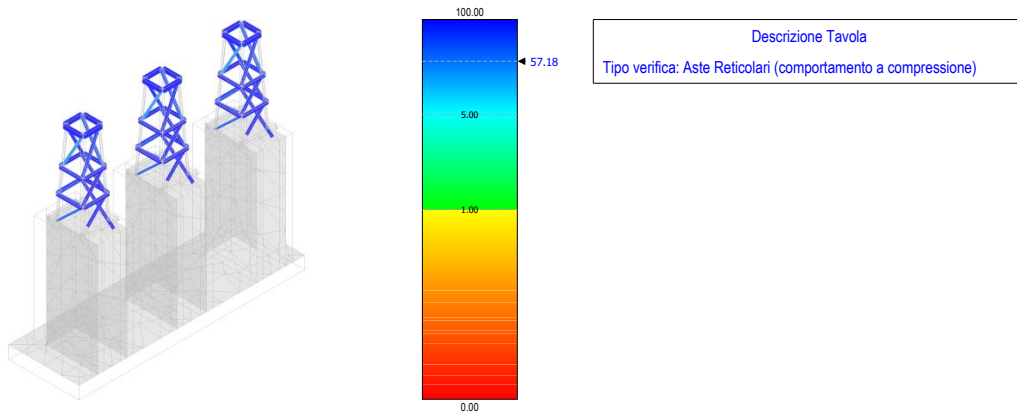


Figura 58 - verifica a trazione aste reticolari – arrivo cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

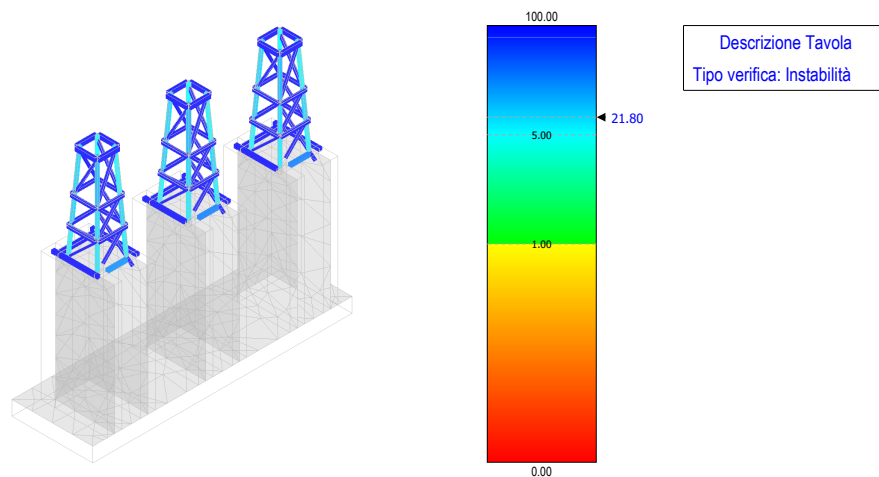


Figura 59 - verifica instabilità – arrivo cavo AT area Terna

Verifiche SLE - SLD

Gli spostamenti devono essere verificati per garantire la funzionalità dell'opera, pertanto è stata eseguita una verifica di deformabilità in accordo con §4.2.4.2 del D.M. 17/01/2018. Per gli spostamenti verticali del corrente orizzontale si assume un limite pari a $L/200$, ovvero, $\delta_{v,amm} = \frac{7.00}{200} = 0.035m = 35mm$.

Le verifiche condotte hanno evidenziato i seguenti risultati:

- Configurazione 2x66: spostamento massimo di 16.12 mm, ovvero un coefficiente di sicurezza pari a $CS(\text{capacità}/\text{domanda}) = 1.19$;
- Configurazione 2x44: spostamento massimo di 10.74 mm, ovvero un coefficiente di sicurezza pari a $CS(\text{capacità}/\text{domanda}) = 3.11$;
- Configurazione 2x14: spostamento massimo di 5.37 mm, ovvero un coefficiente di sicurezza pari a $CS(\text{capacità}/\text{domanda}) = 5.43$.

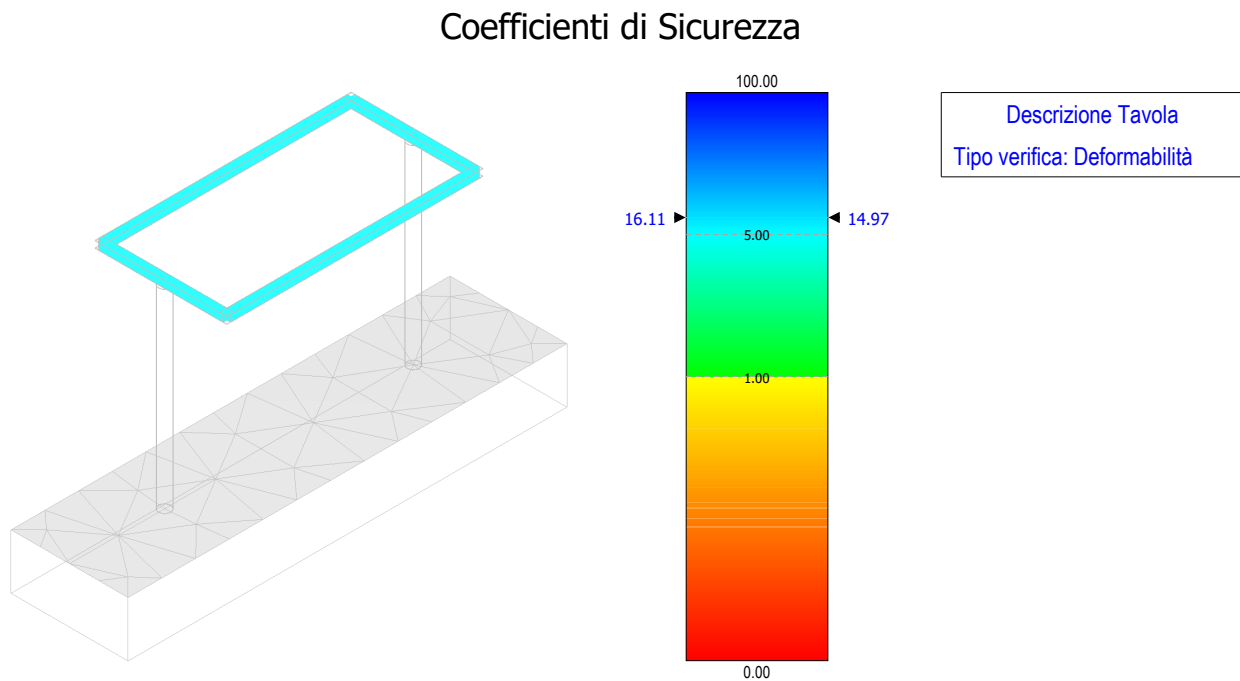


Figura 60 - verifica deformabilità – sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

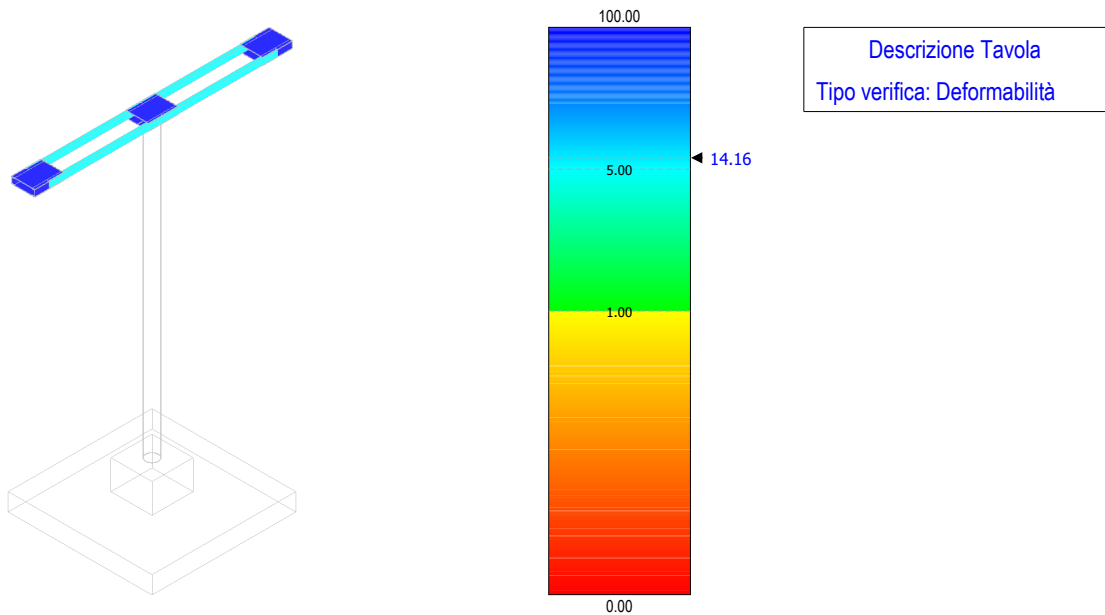


Figura 61 - verifica deformabilità – sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

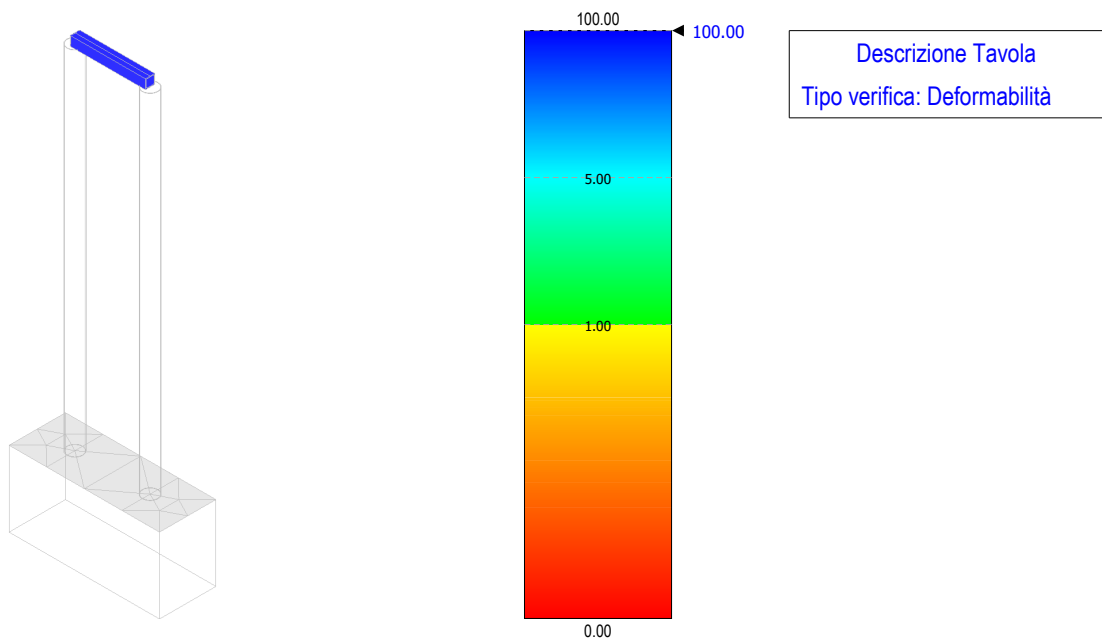


Figura 62 - verifica deformabilità – arrivo cavi MT

8.2 Verifiche strutturali elementi in C.A.

La progettazione delle armature è avvenuta in modo da soddisfare le verifiche richieste per gli SLU (statici e sismici) e per gli SLE (statici e sismici) mediante l'ausilio del codice di calcolo. Le verifiche condotte sulle sezioni sono sotto riportate:

Verifiche SLU - SLV

- Flessione: in accordo con § 4.1.2.3.4.2 del D.M. 17/01/2018

Verifiche SLE - SLD

- Fessurazione: in accordo con §4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018
- Limitazione delle tensioni: in accordo con §4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018

Di seguito una rappresentazione grafica dei risultati maggiormente significativi. I coefficienti di sicurezza sono espressi in termini di rapporto capacità/domanda, pertanto la verifica è soddisfatta se si verifica la condizione $CS > 1$.

Coefficienti di Sicurezza

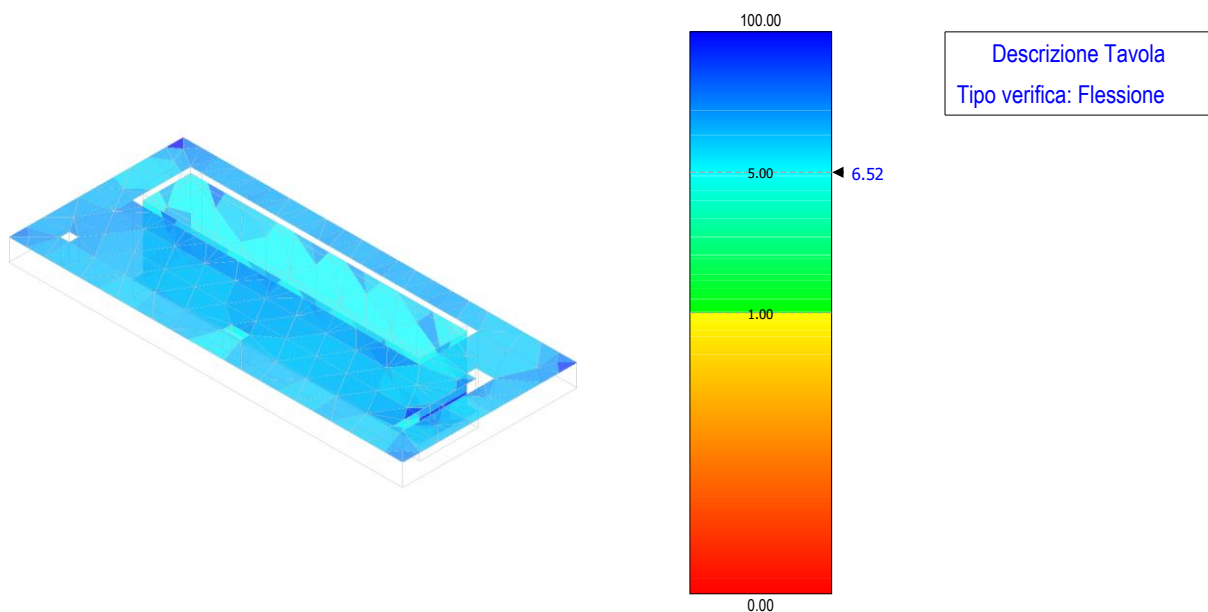


Figura 63 - verifica a flessione - fondazione cabina di raccolta

Coefficienti di Sicurezza

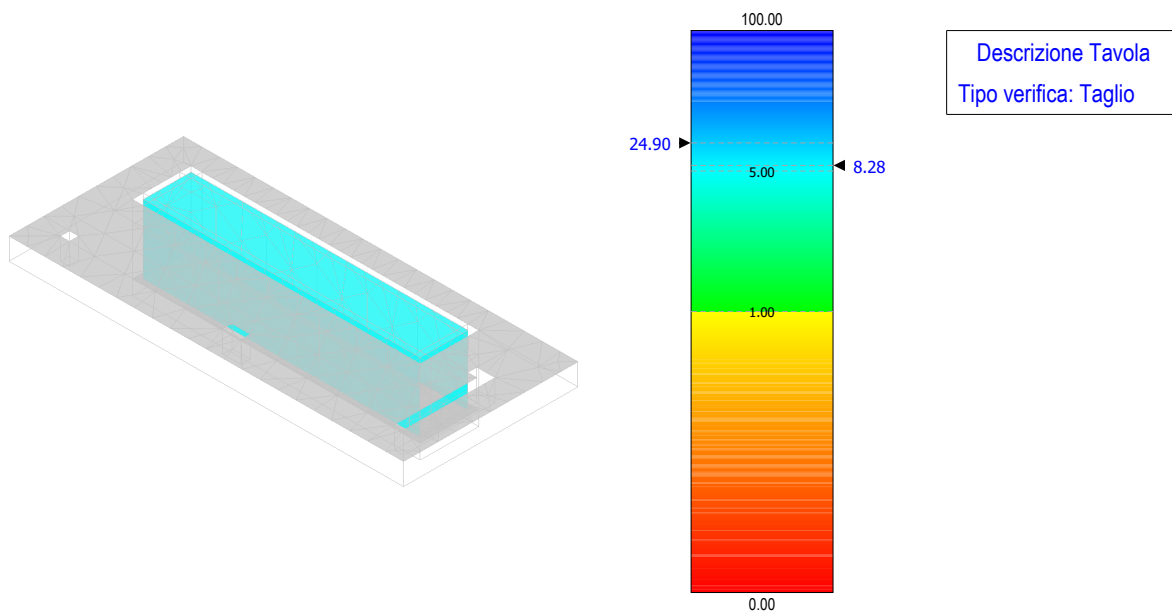


Figura 64 - verifica a taglio – fondazione cabina di raccolta

Coefficienti di Sicurezza

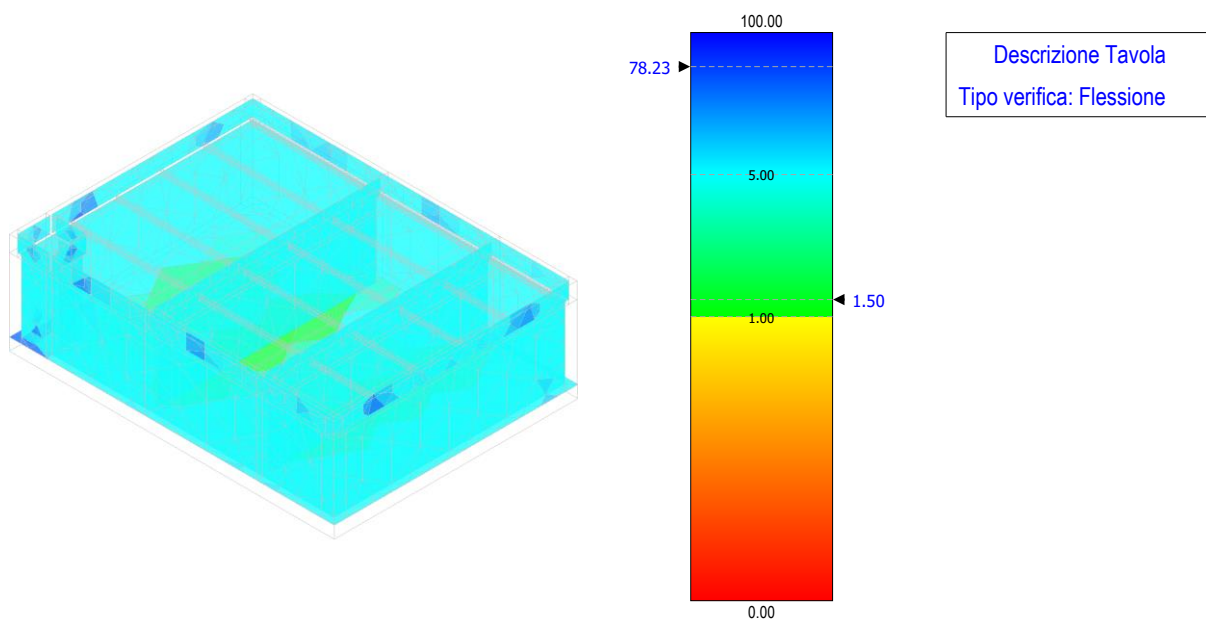


Figura 65 – verifica a flessione – fondazione trasformatore

Coefficienti di Sicurezza

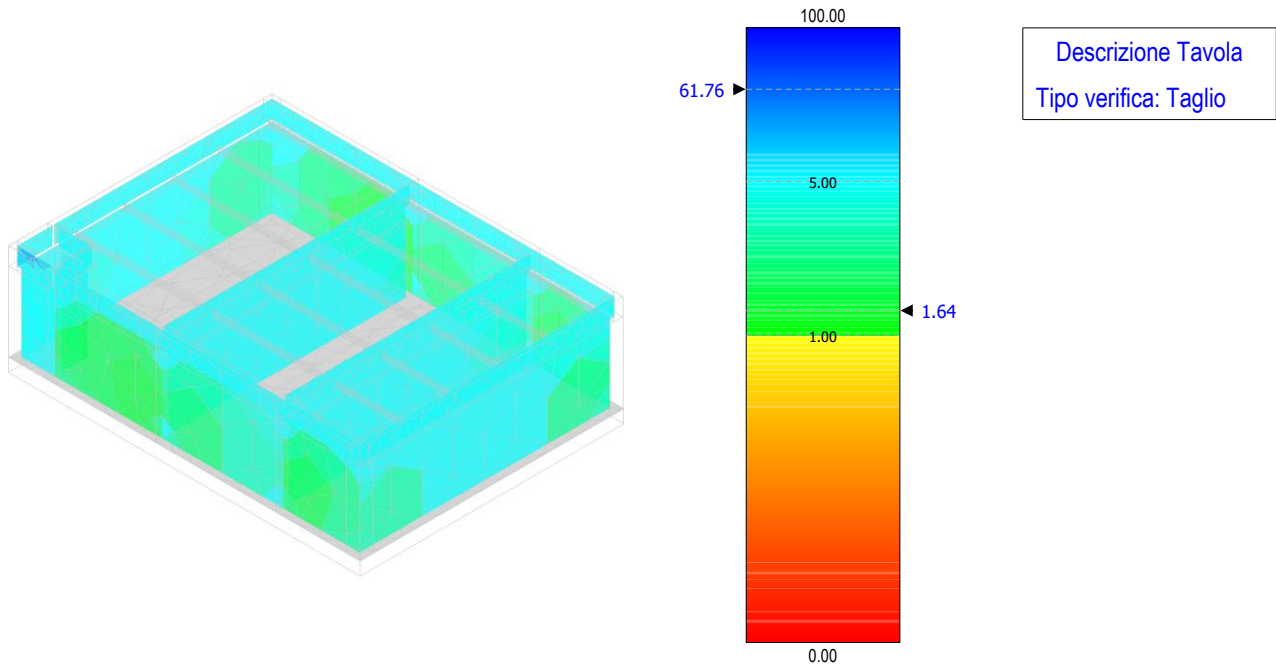


Figura 66 – verifica a taglio – fondazione trasformatore

Coefficienti di Sicurezza

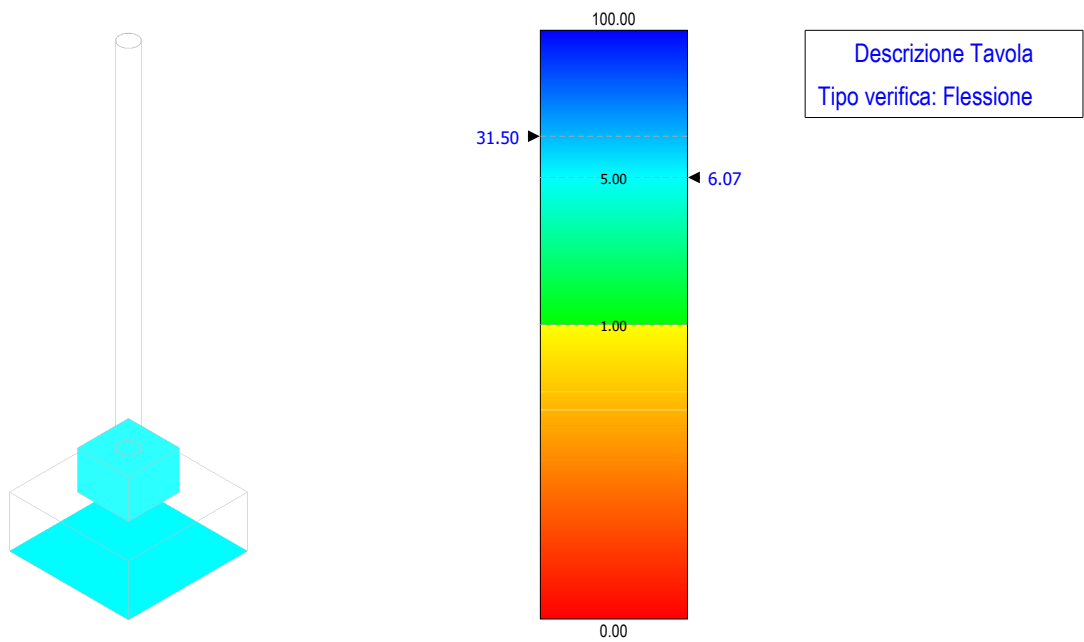


Figura 67 - verifica a flessione – fondazione scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

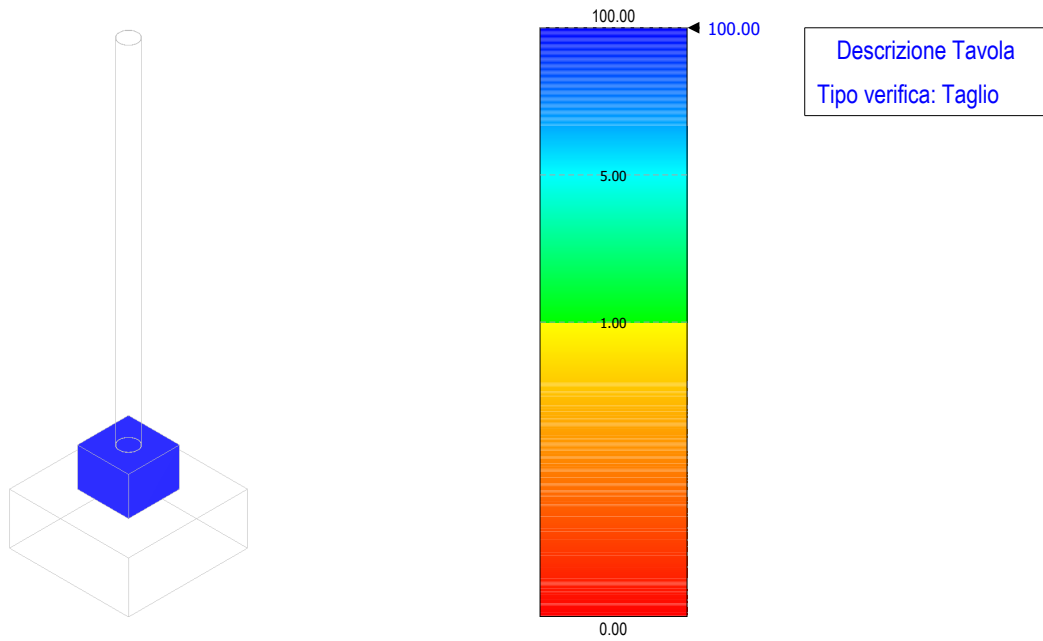


Figura 68 - verifica a taglio – fondazione scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

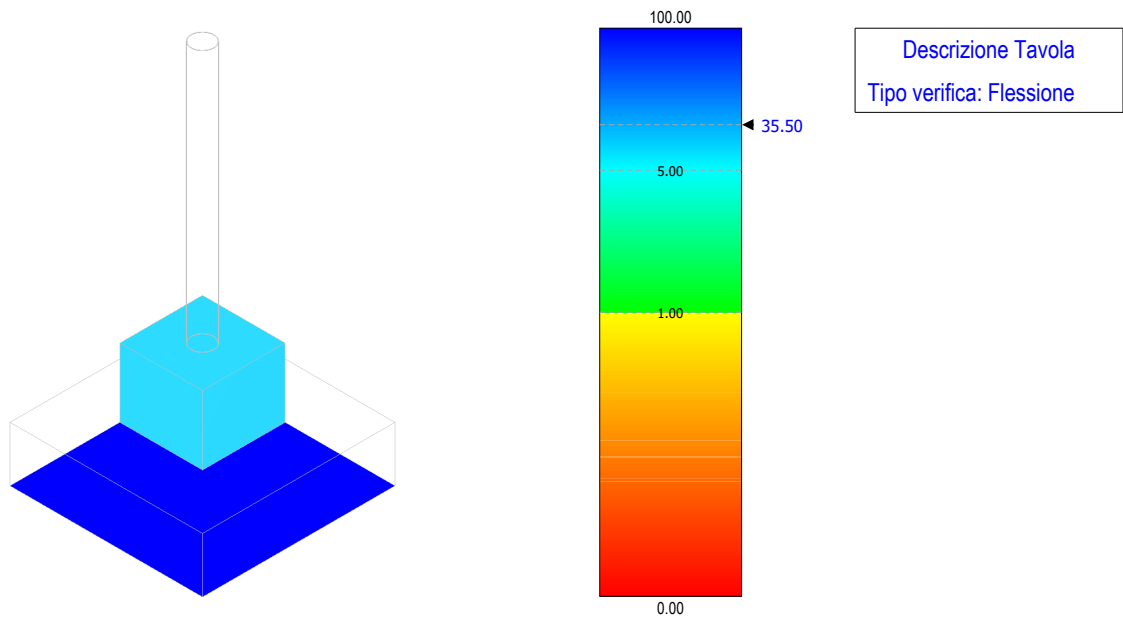


Figura 69 - verifica a flessione – fondazione TVC

Coefficienti di Sicurezza

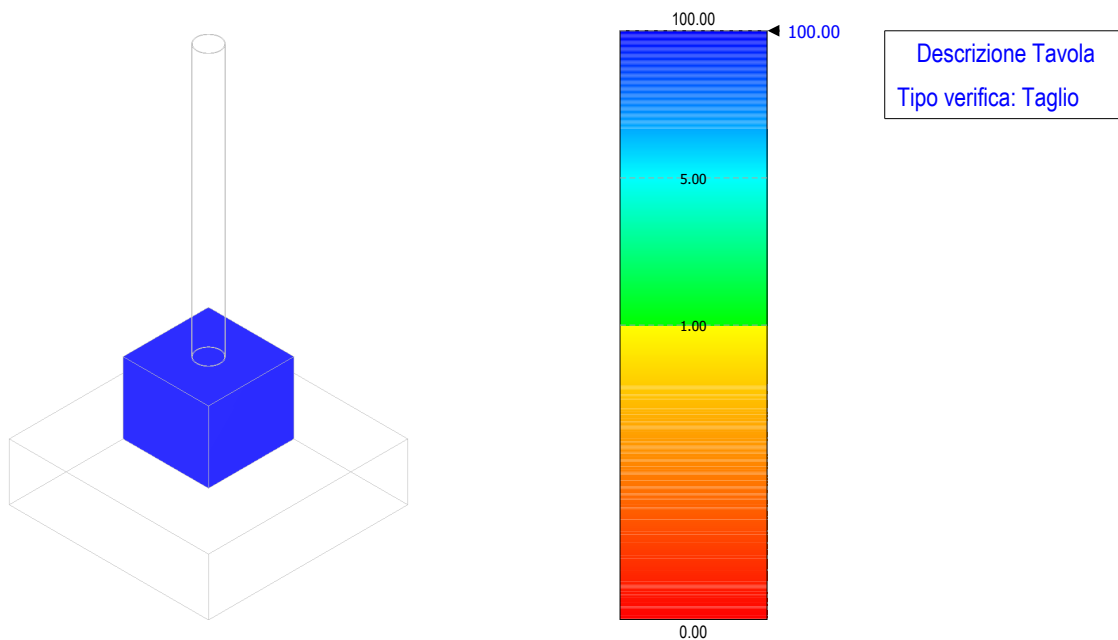


Figura 70 - verifica a taglio – fondazione TVC

Coefficienti di Sicurezza

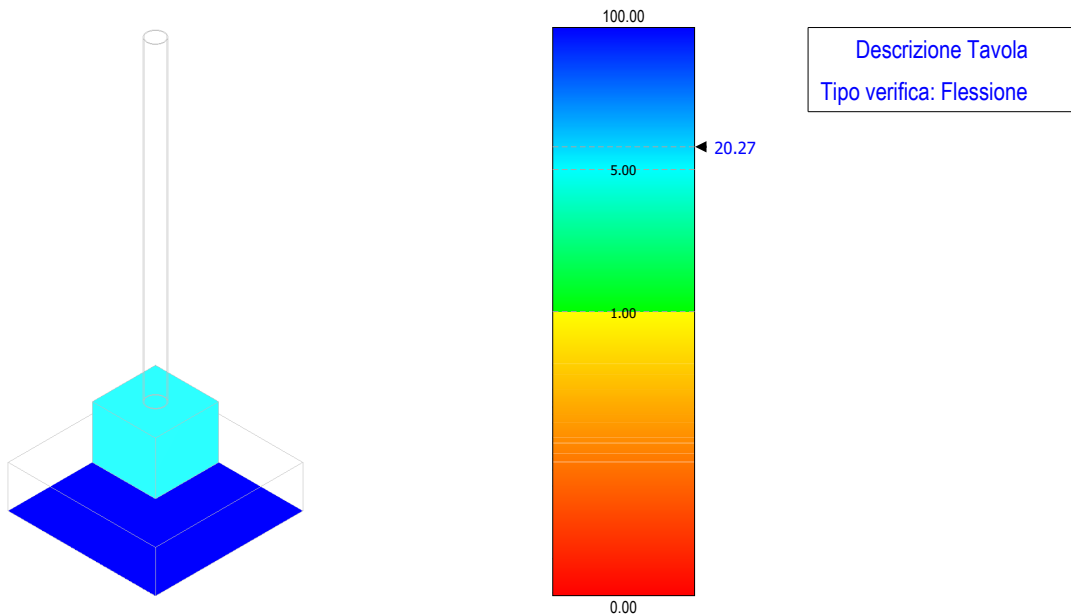


Figura 71 - verifica a flessione – fondazione TA

Coefficienti di Sicurezza

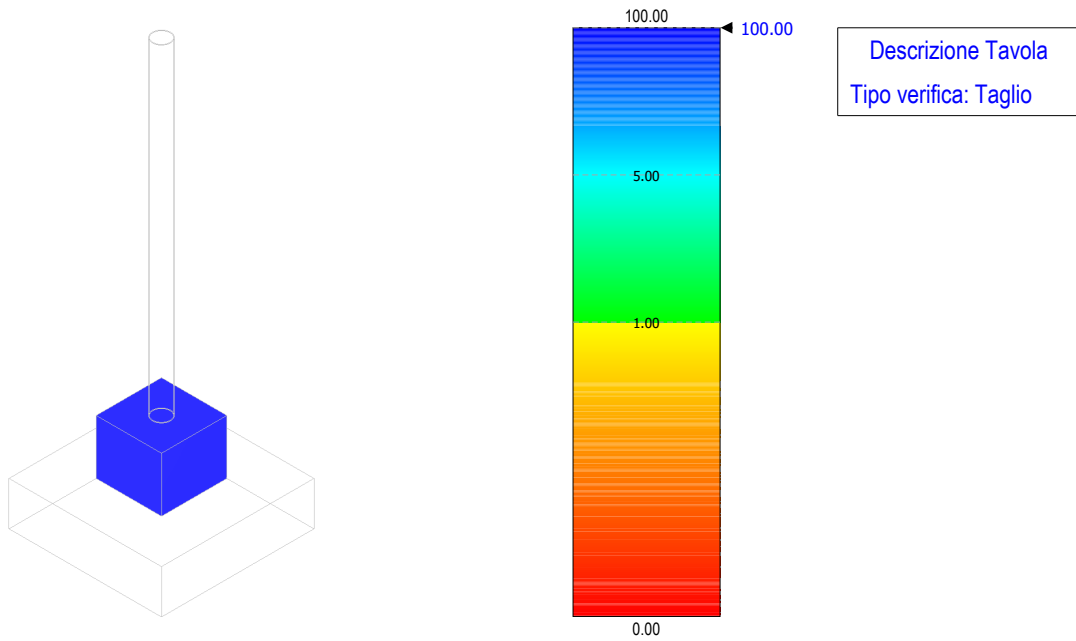


Figura 72 - verifica a taglio – fondazione TA

Coefficienti di Sicurezza

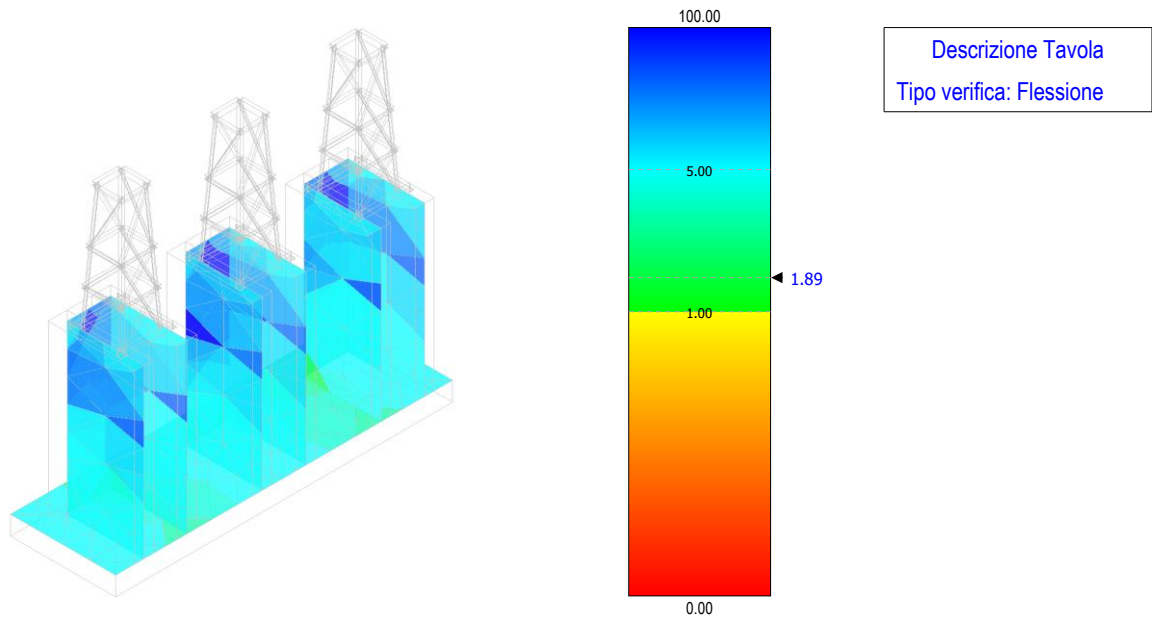


Figura 73 - verifica a flessione – fondazione terminale cavo AT



Coefficienti di Sicurezza

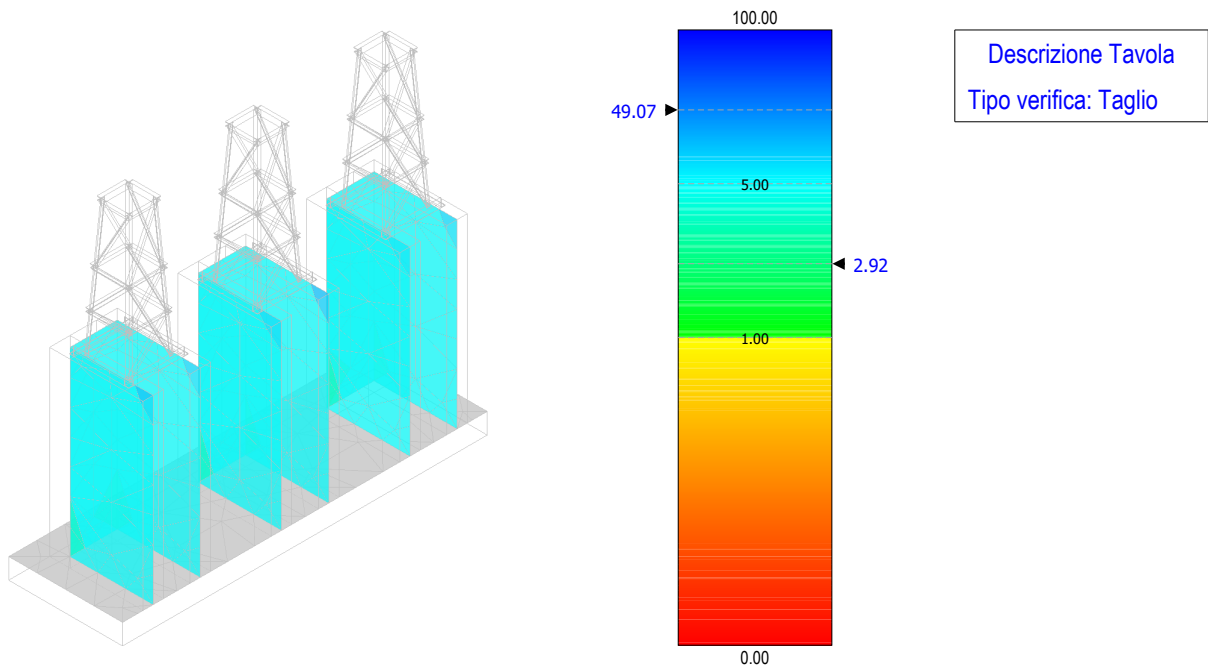


Figura 74 - verifica a taglio – fondazione terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

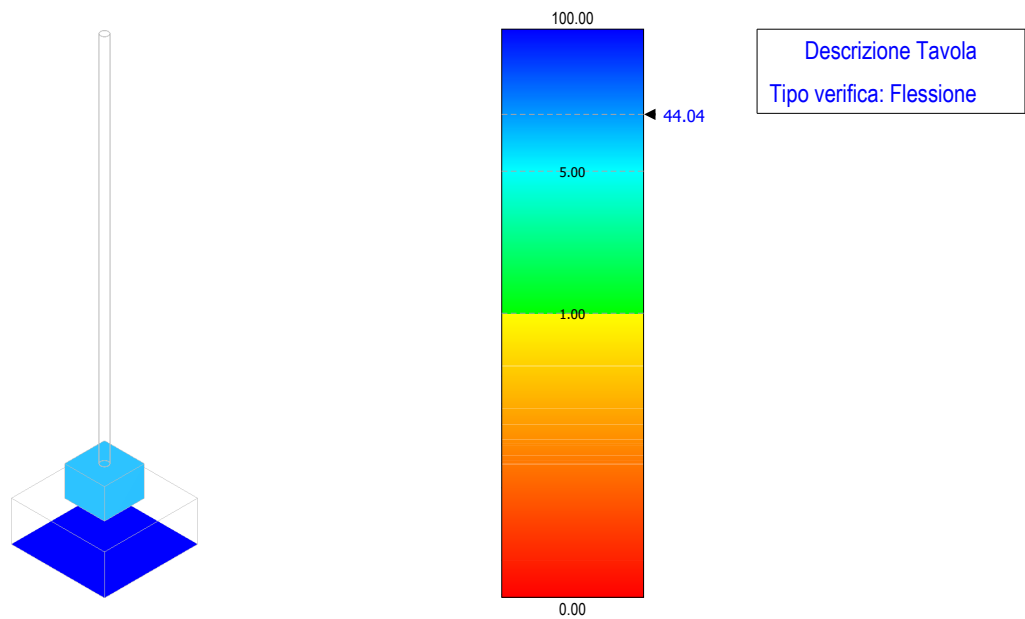


Figura 75 - verifica a flessione – fondazione M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

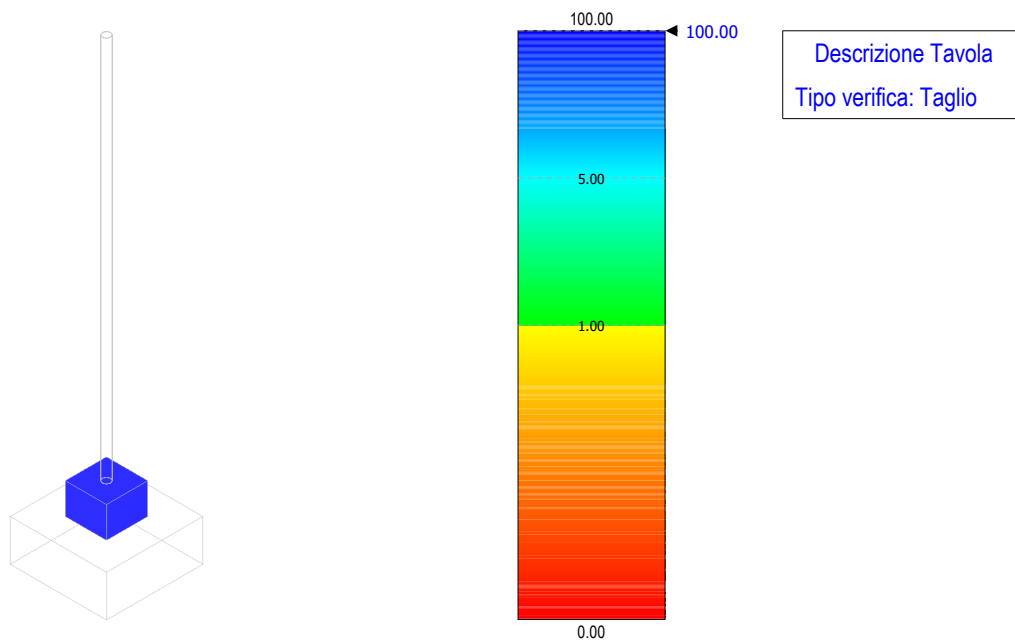


Figura 76 - verifica a taglio – fondazione M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

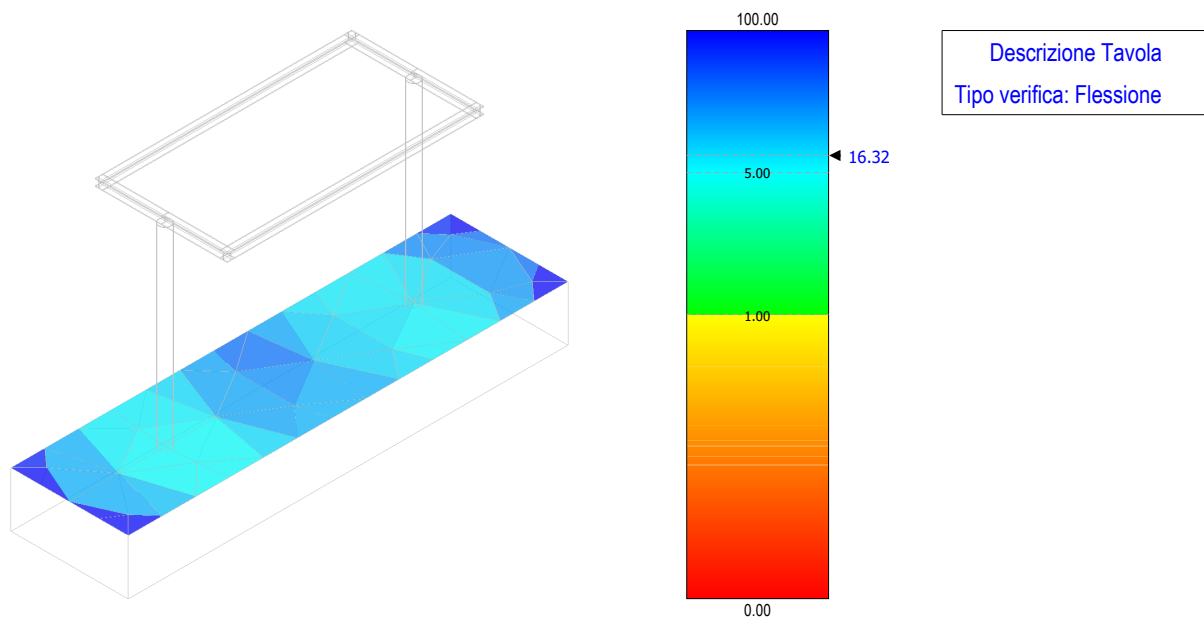


Figura 77 - verifica a flessione – fondazione sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

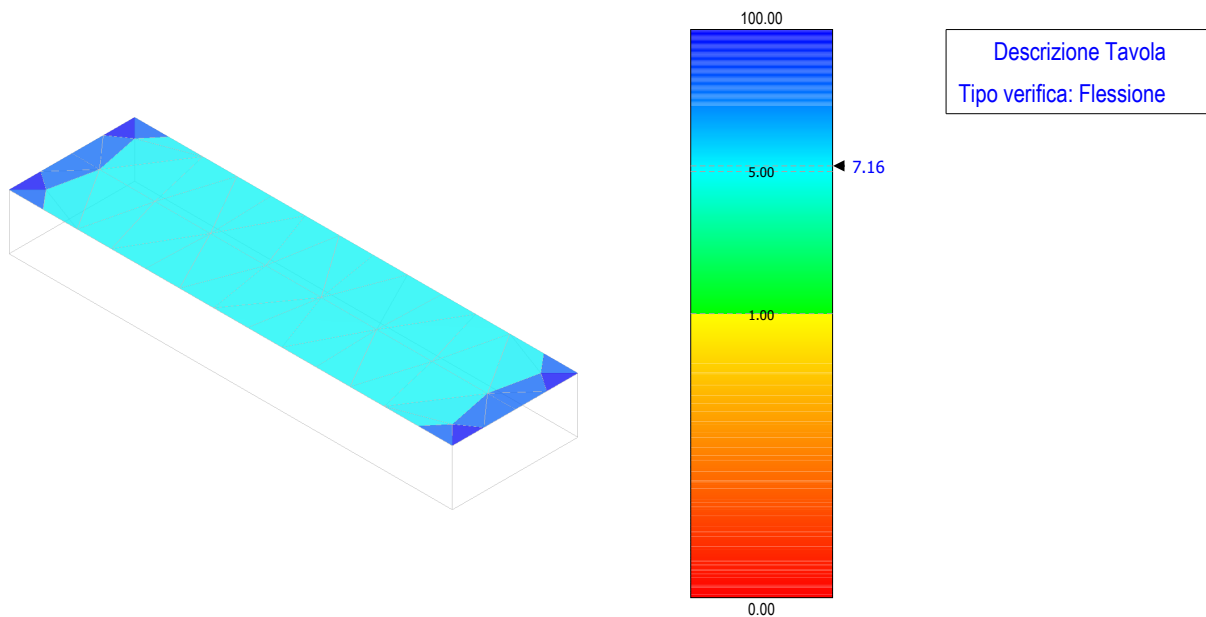


Figura 78 - verifica a flessione – fondazione interruttore

Coefficienti di Sicurezza

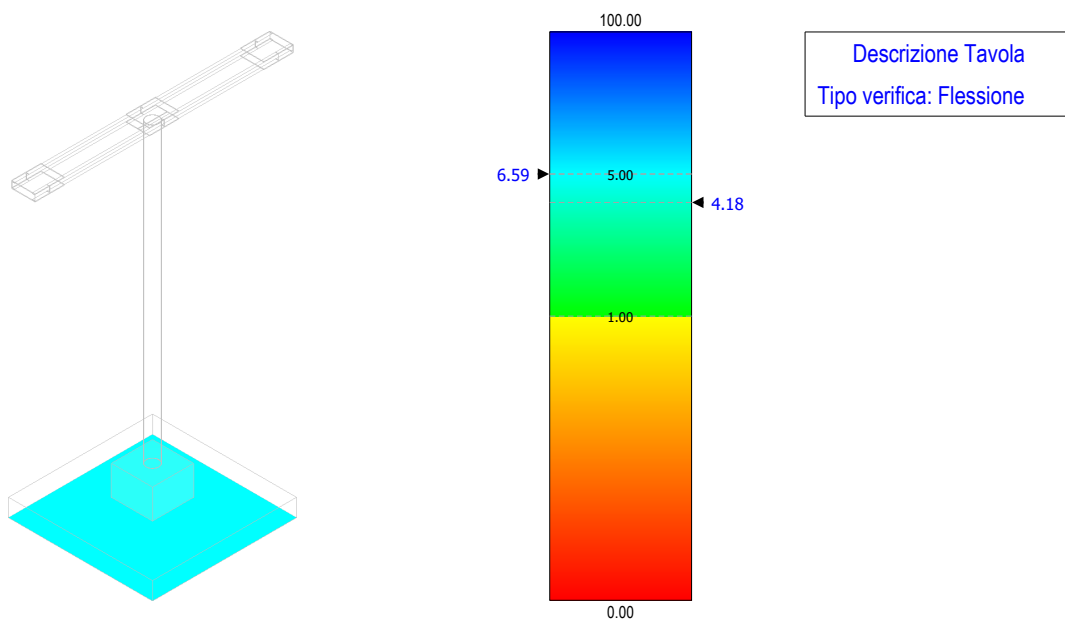


Figura 79 - verifica a flessione – fondazione sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

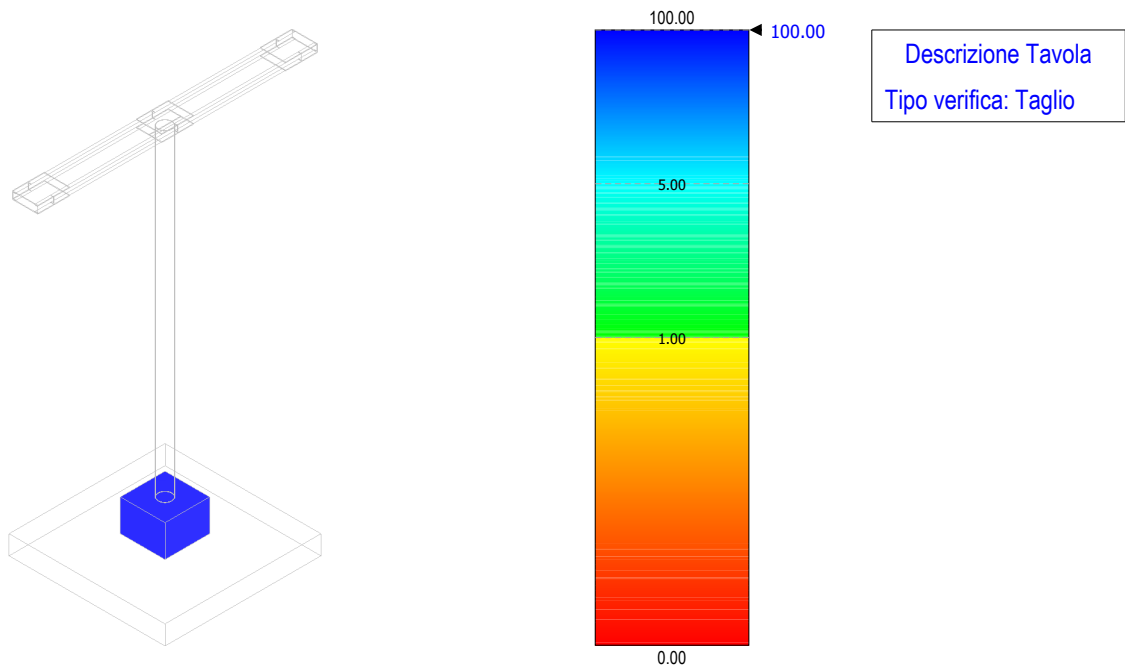


Figura 80 - verifica a taglio – fondazione sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

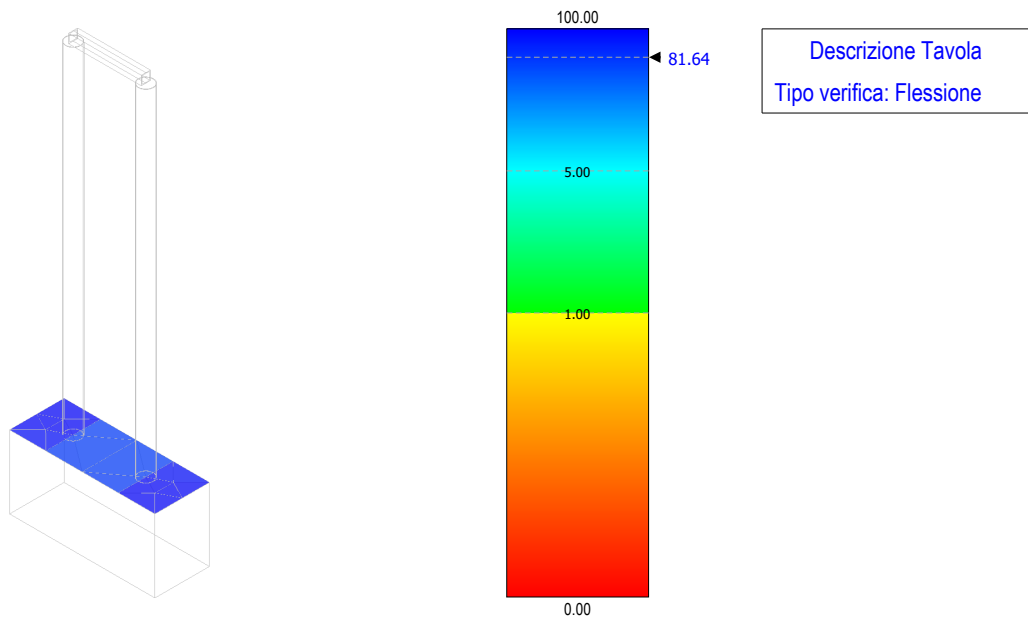


Figura 81 - verifica a flessione – fondazione arrivo cavi MT

Coefficienti di Sicurezza

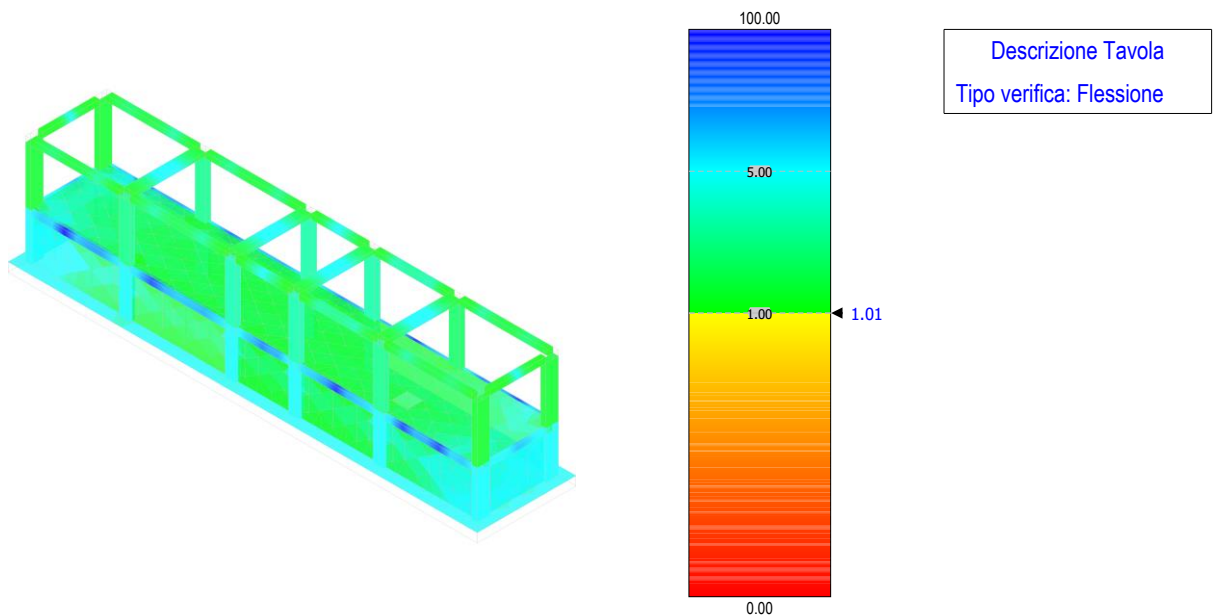


Figura 82 - verifica a flessione – edificio

Coefficienti di Sicurezza

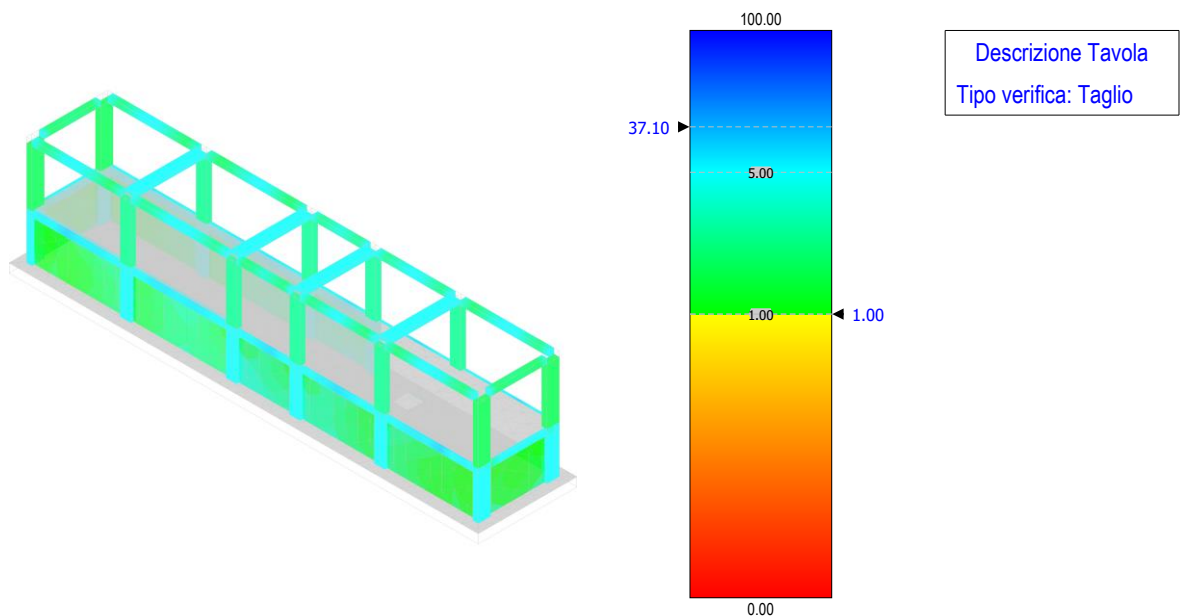


Figura 83 - verifica a taglio – edificio

Coefficienti di Sicurezza

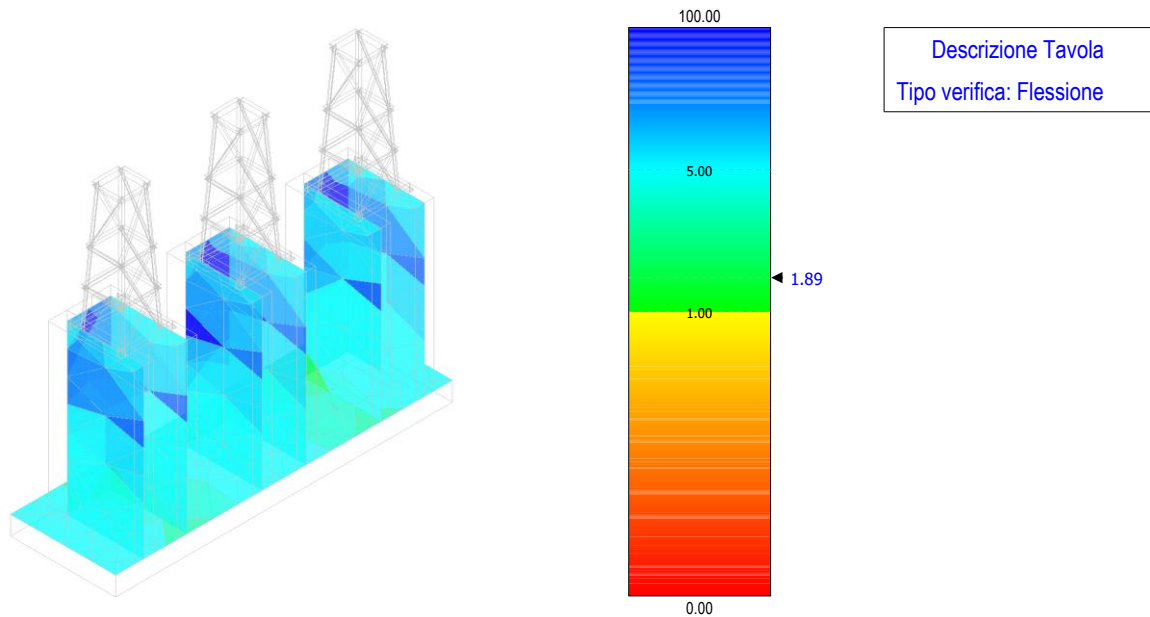


Figura 84 - verifica a flessione – fondazione cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

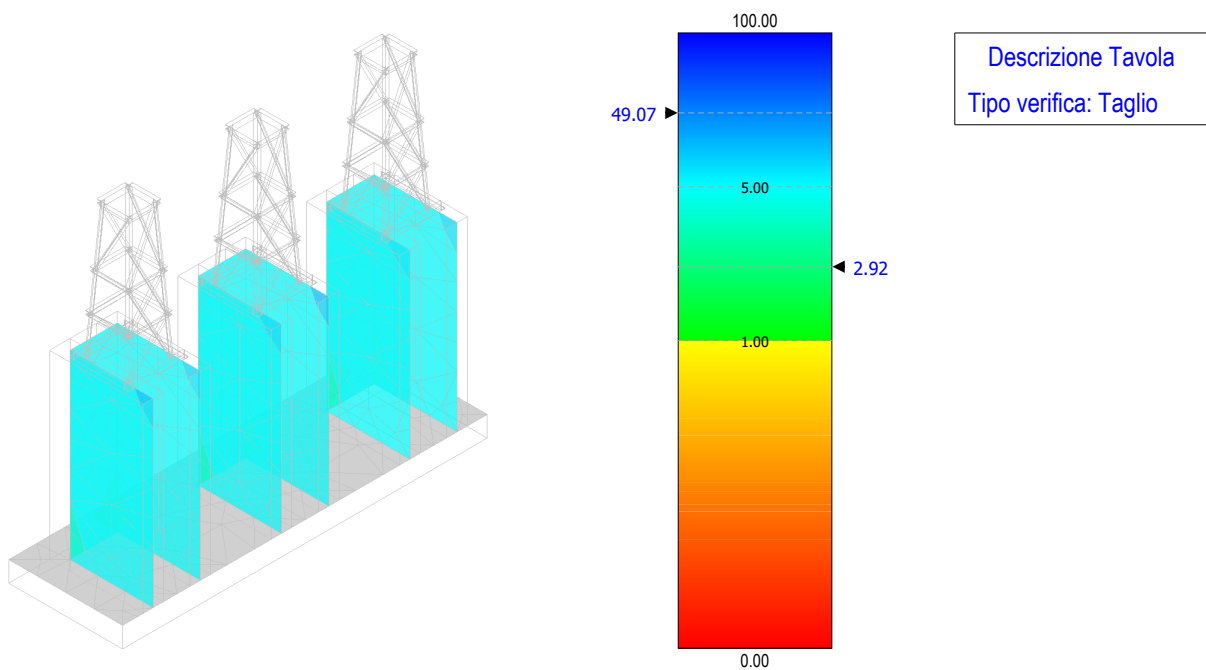


Figura 85 - verifica a taglio – fondazione arrivo cavo AT area Terna

Verifiche SLE - SLD

- Fessurazione: in accordo con §4.1.2.2.4 del D.M. 17/01/2018
- Limitazione delle tensioni: in accordo con §4.1.2.2.5 del D.M. 17/01/2018

Coefficienti di Sicurezza

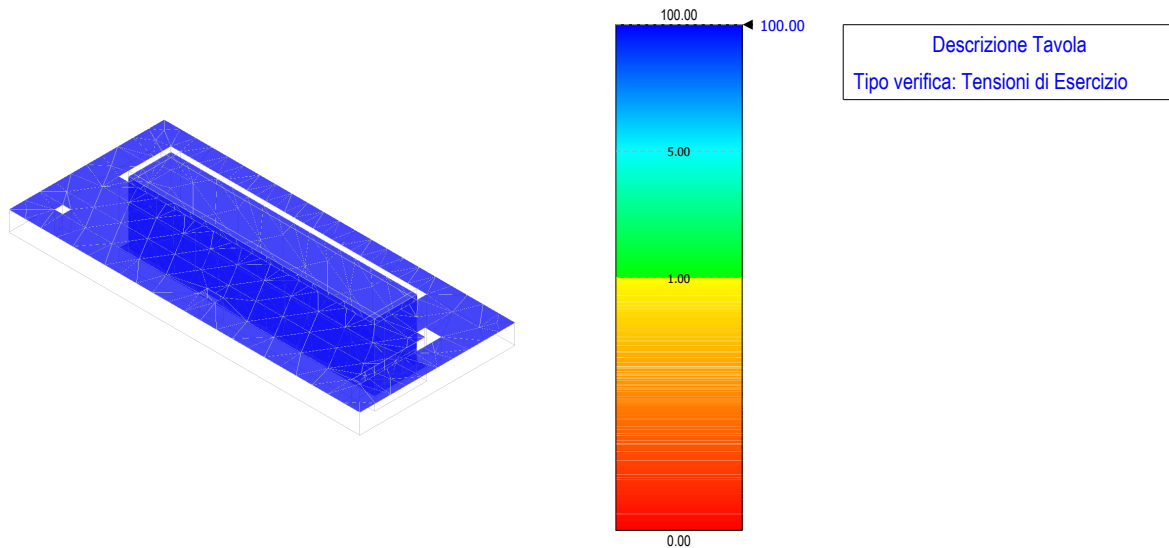


Figura 86 – tensioni di esercizio - fondazione cabina di raccolta

Coefficienti di Sicurezza

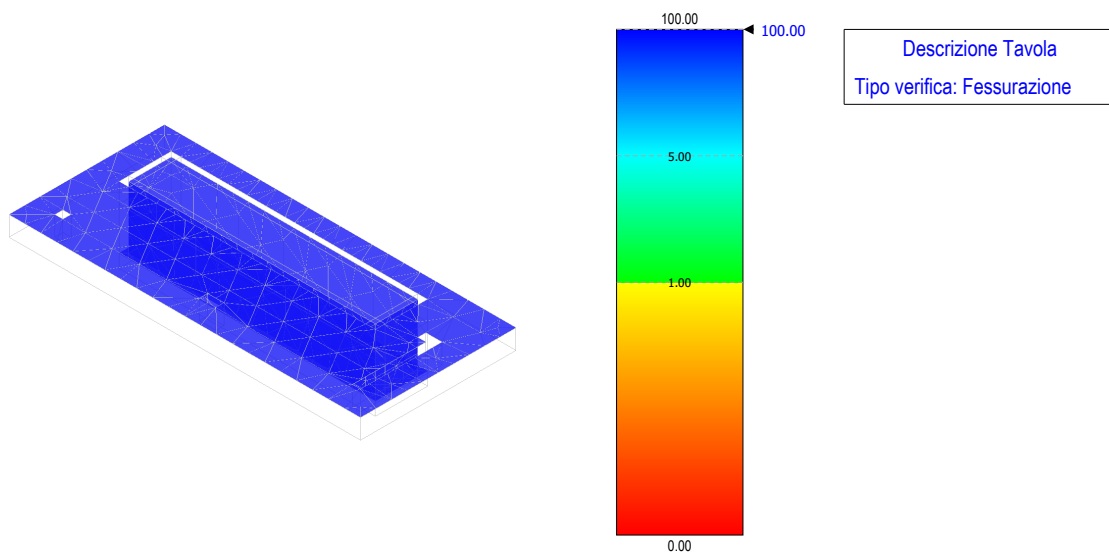


Figura 87 – verifica a fessurazione - fondazione cabina di raccolta

Coefficienti di Sicurezza

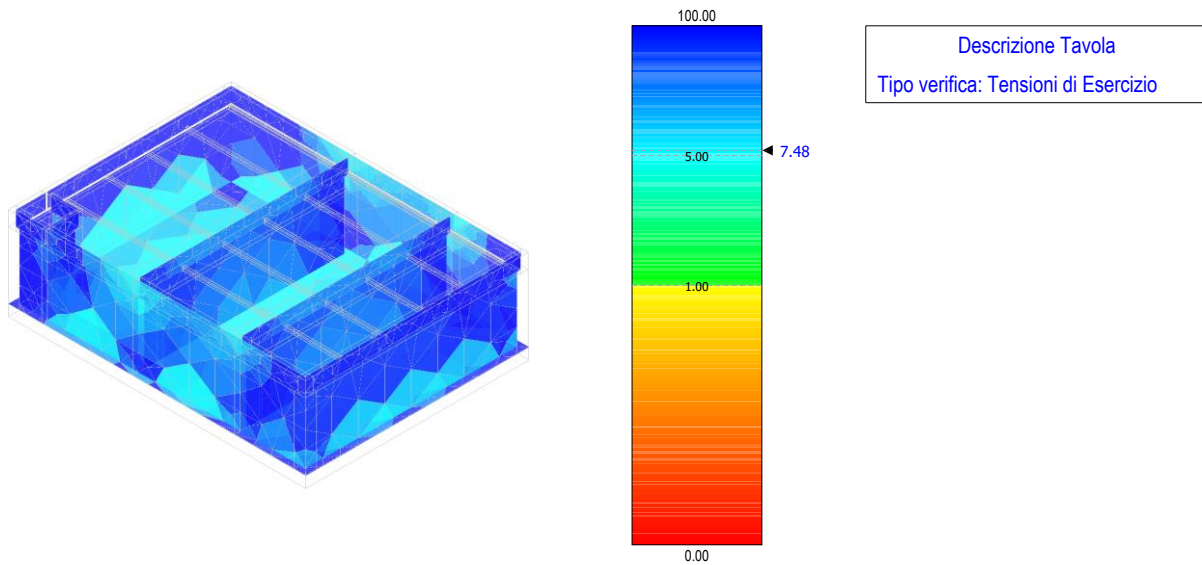


Figura 88 – tensioni di esercizio – fondazione trasformatore

Coefficienti di Sicurezza

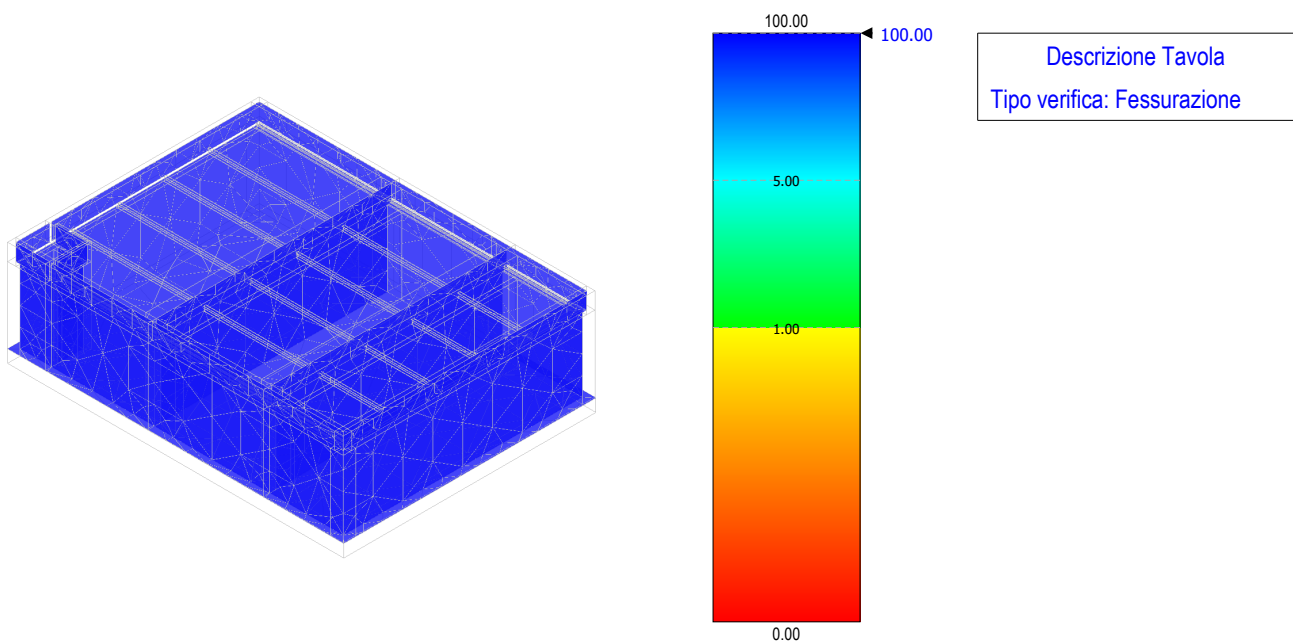


Figura 89 – verifica a fessurazione – fondazione trasformatore

Coefficienti di Sicurezza

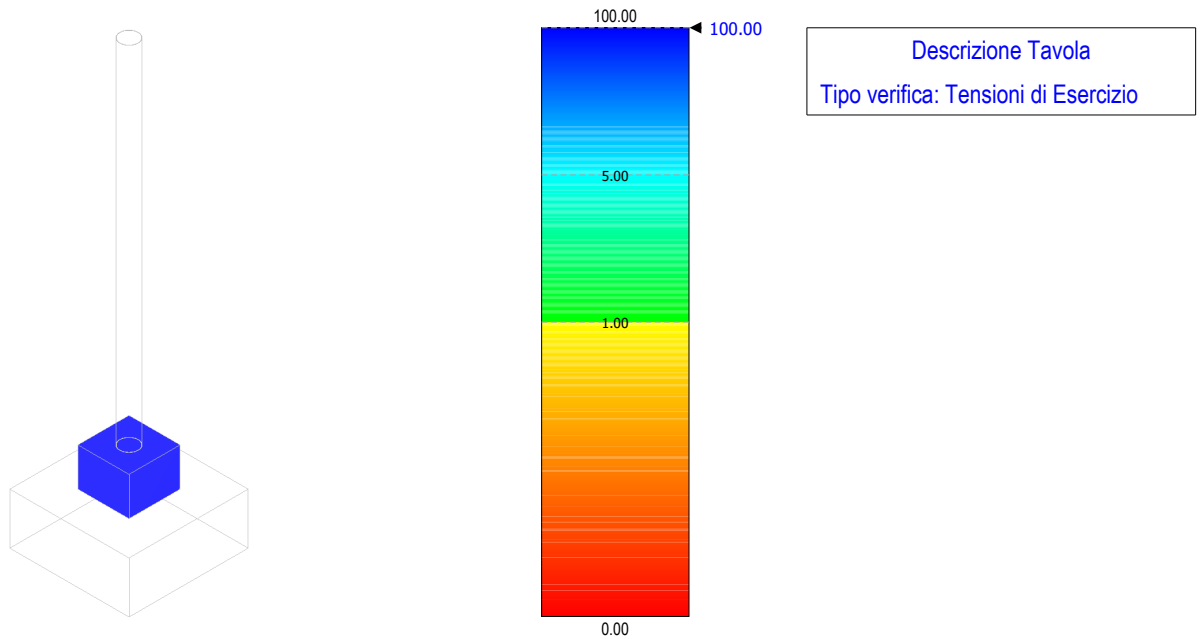


Figura 90 – tensioni di esercizio – fondazione scaricatore

Coefficienti di Sicurezza

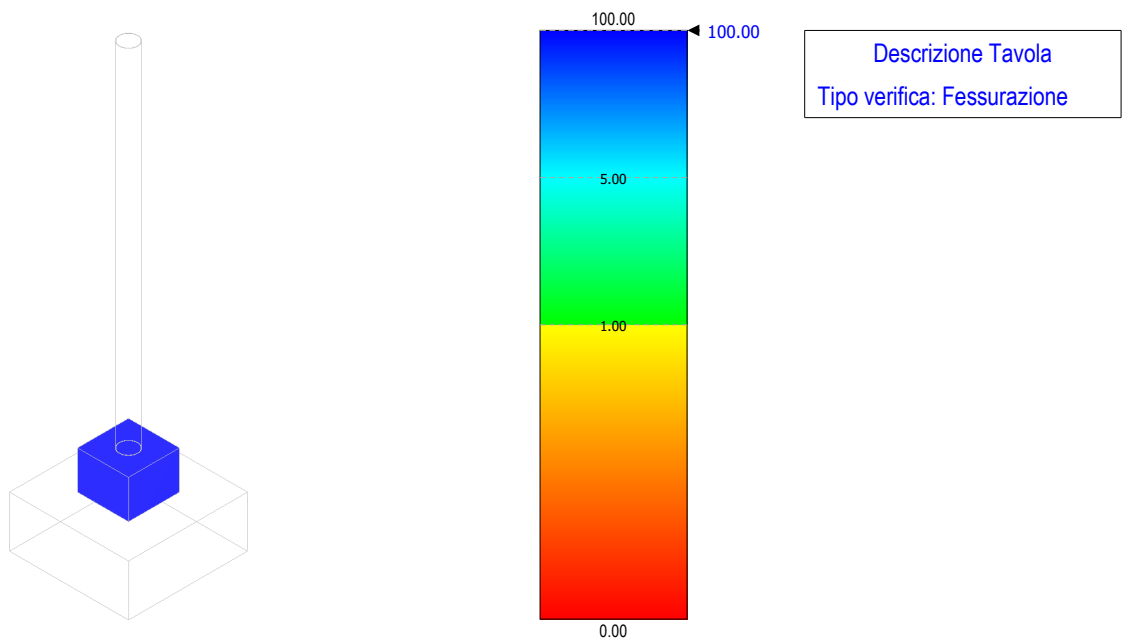
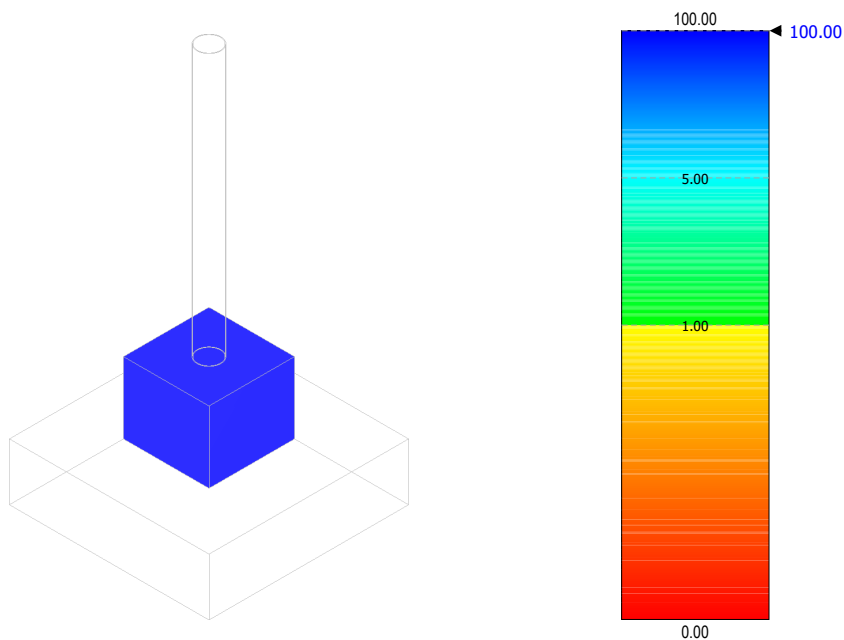


Figura 91 – verifica a fessurazione – fondazione scaricatore

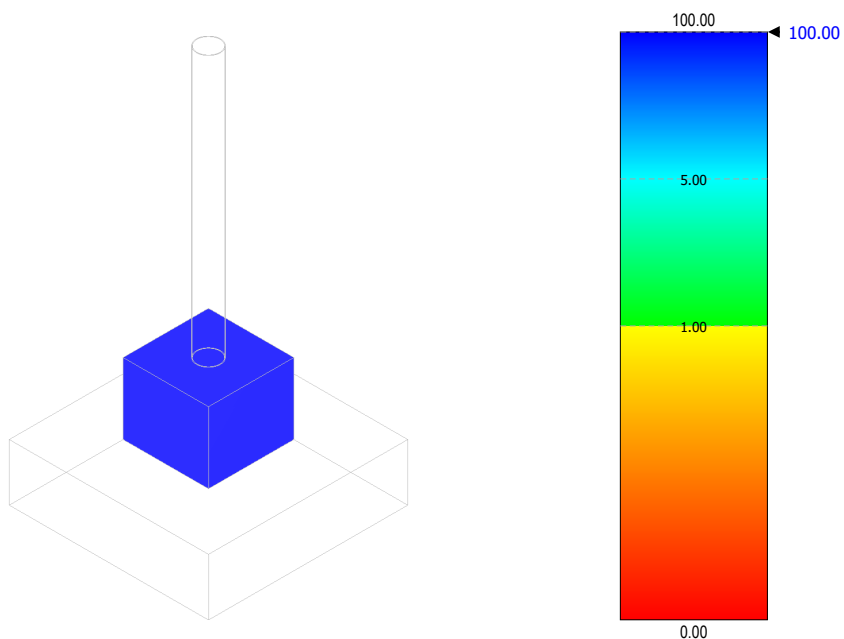
Coefficienti di Sicurezza



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Tensioni di Esercizio

Figura 92 – tensioni di esercizio – fondazione TVC

Coefficienti di Sicurezza



Descrizione Tavola
Tipo verifica: Fessurazione

Figura 93 – verifica a fessurazione – fondazione TVC

Coefficienti di Sicurezza

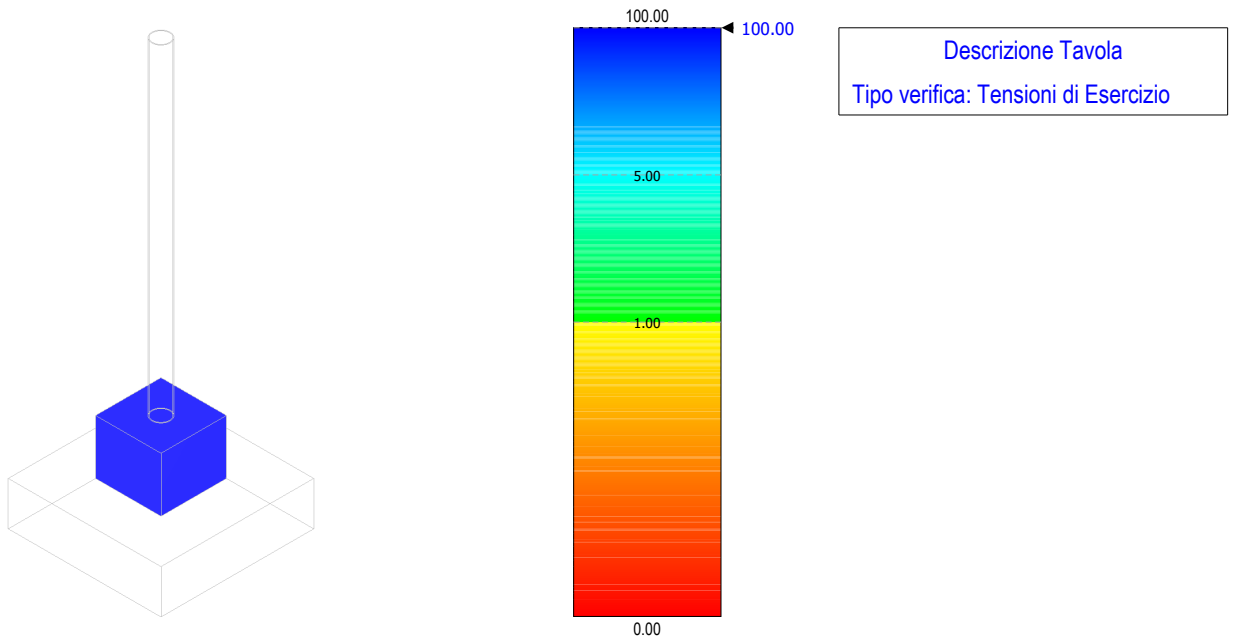


Figura 94 – tensioni di esercizio – fondazione TA

Coefficienti di Sicurezza

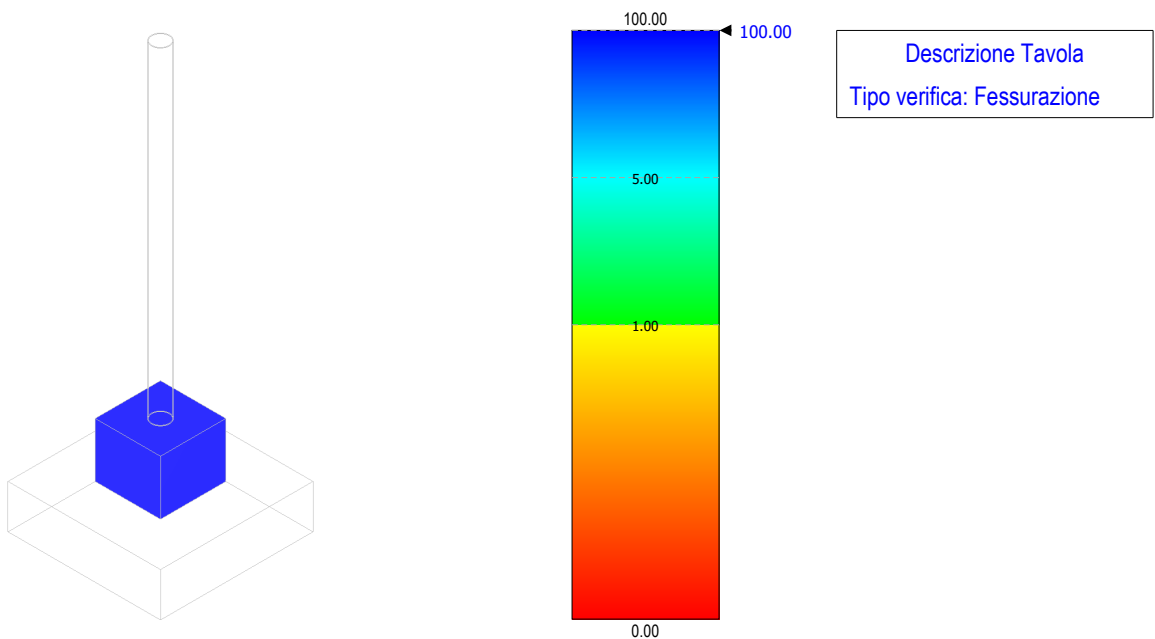


Figura 95 – verifica a fessurazione – fondazione TA

Coefficienti di Sicurezza

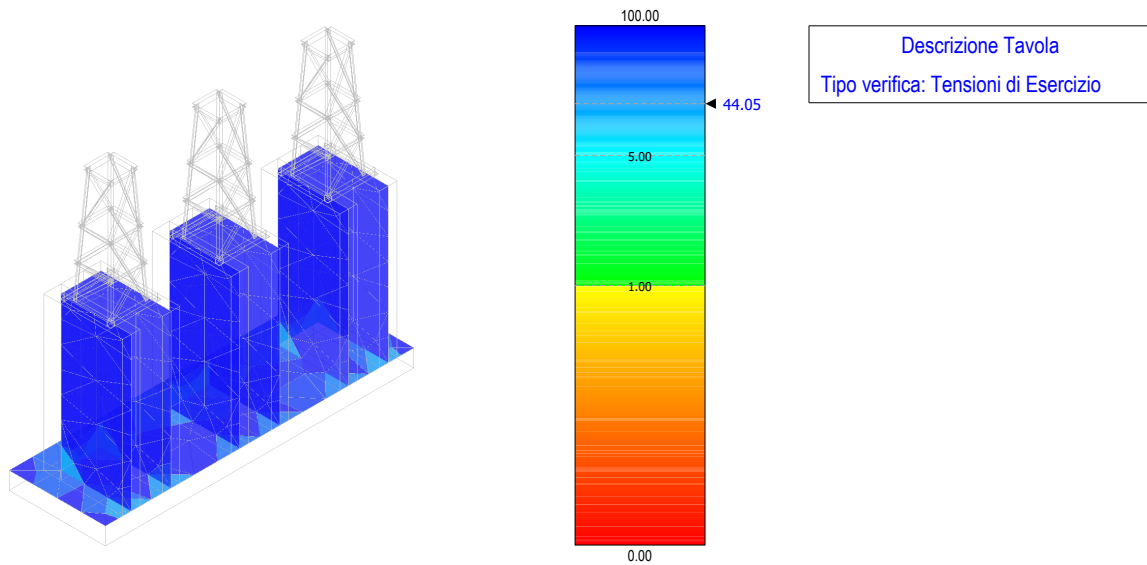


Figura 96 – tensioni di esercizio – fondazione terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

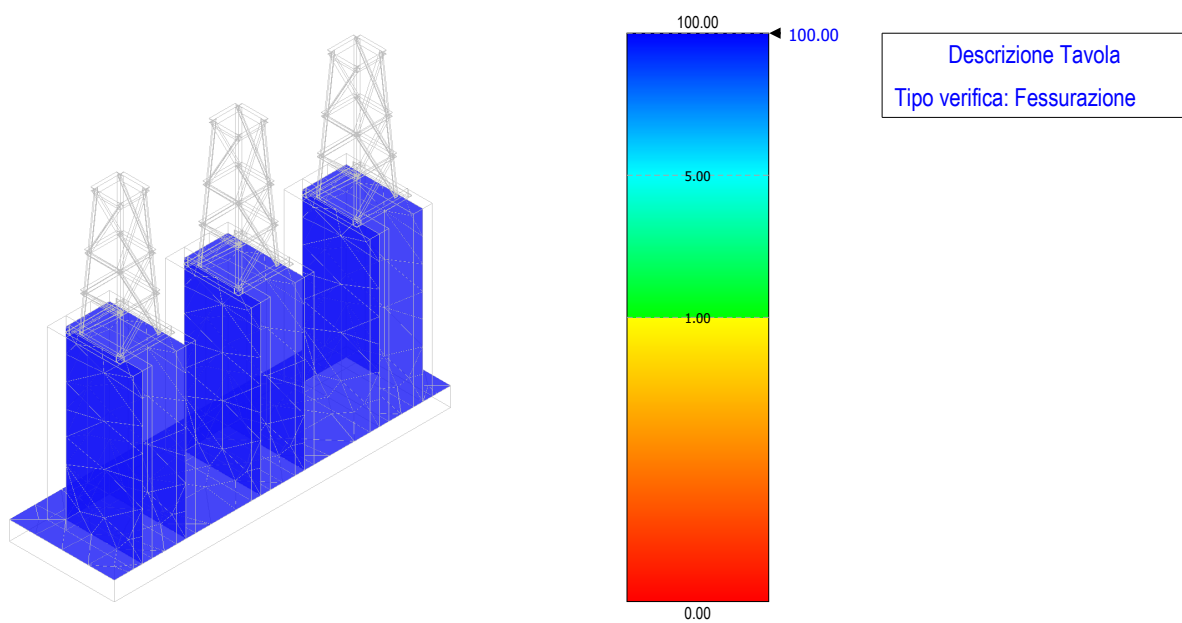


Figura 97 – verifica a fessurazione – fondazione terminale cavo AT

Coefficienti di Sicurezza

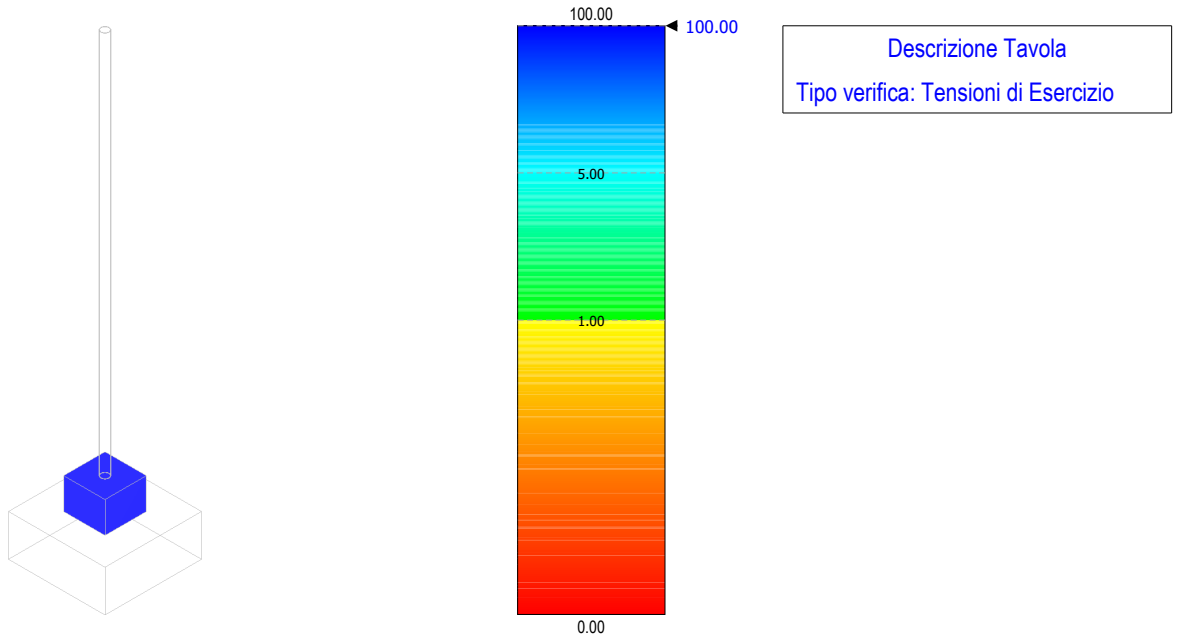


Figura 98 – tensioni di esercizio – fondazione M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

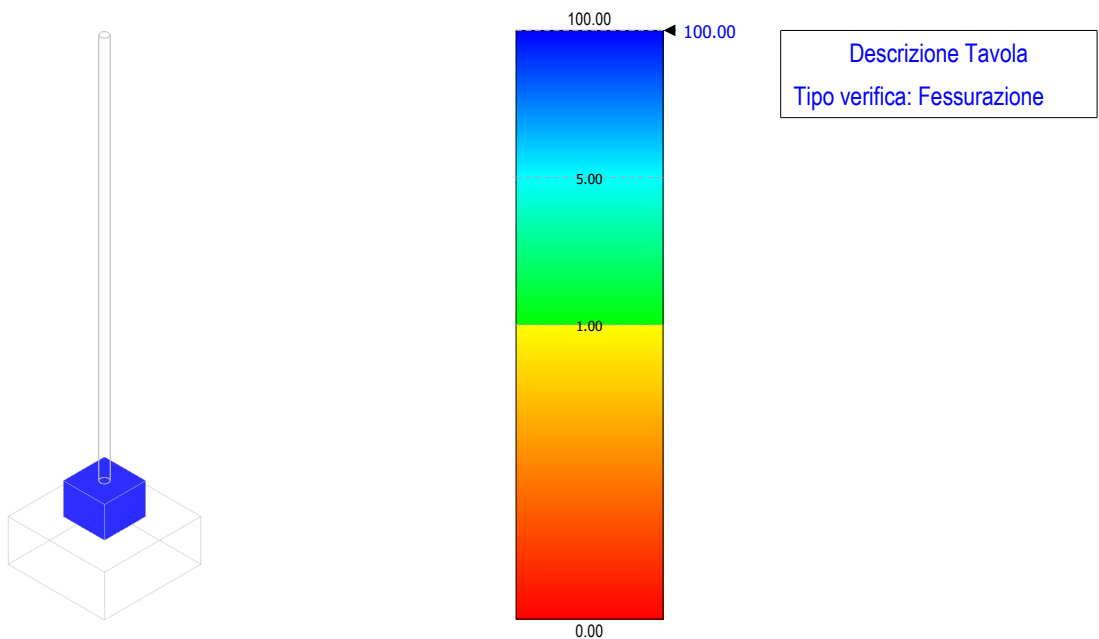


Figura 99 – verifica a fessurazione – fondazione M.A.T. neutro

Coefficienti di Sicurezza

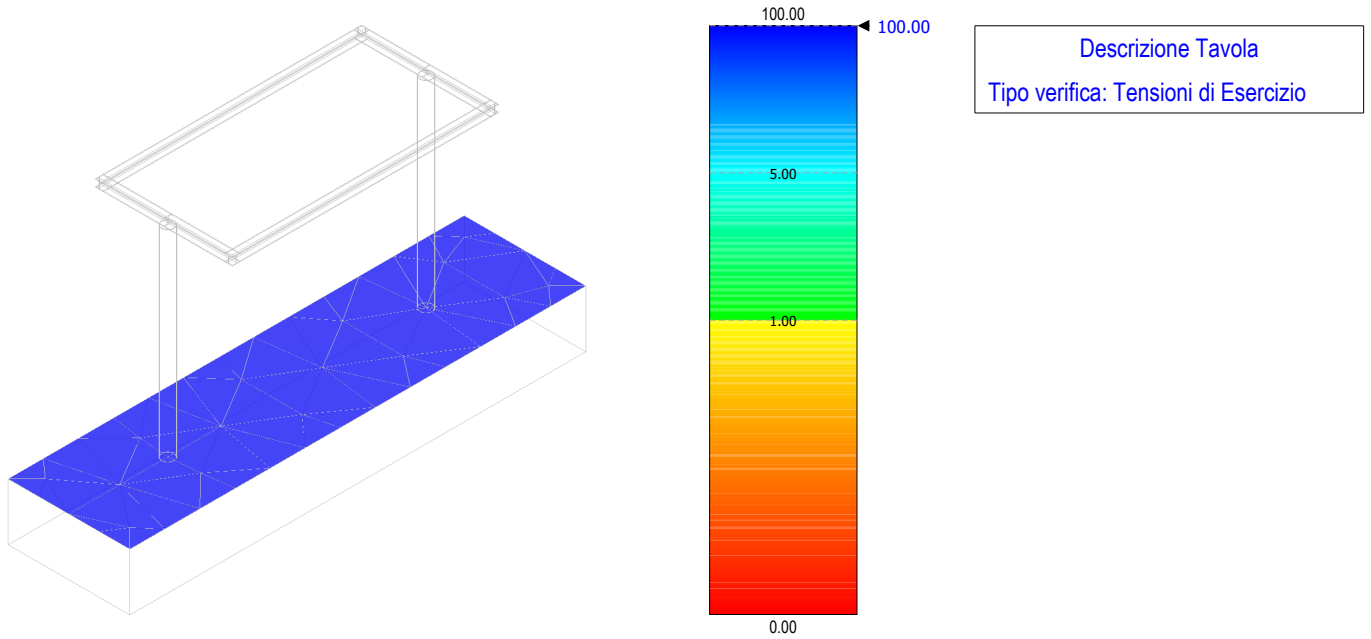


Figura 100 – tensioni di esercizio – fondazione sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

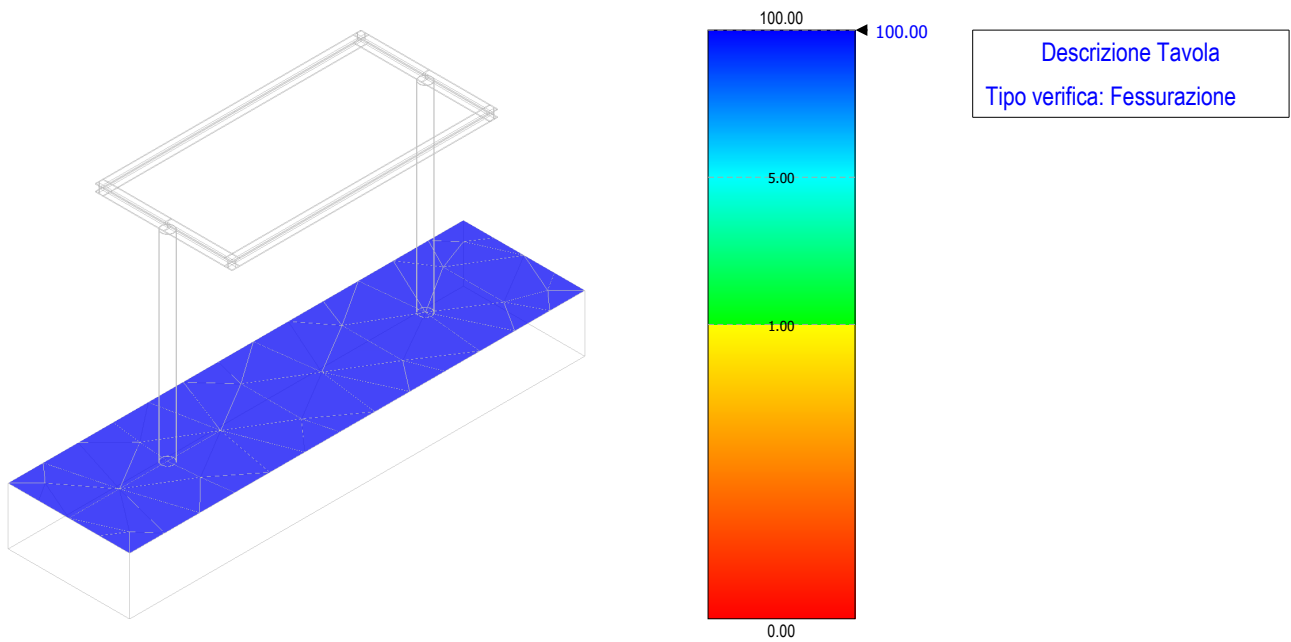


Figura 101 – verifica a fessurazione – fondazione sezionatore

Coefficienti di Sicurezza

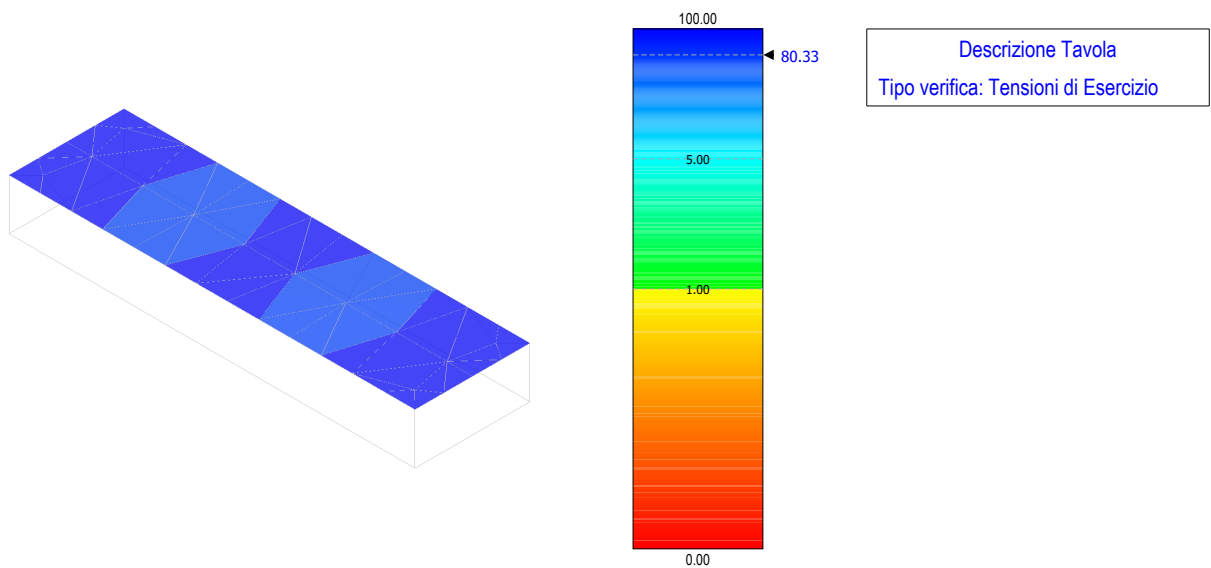


Figura 102 – tensioni di esercizio – fondazione interruttore

Coefficienti di Sicurezza

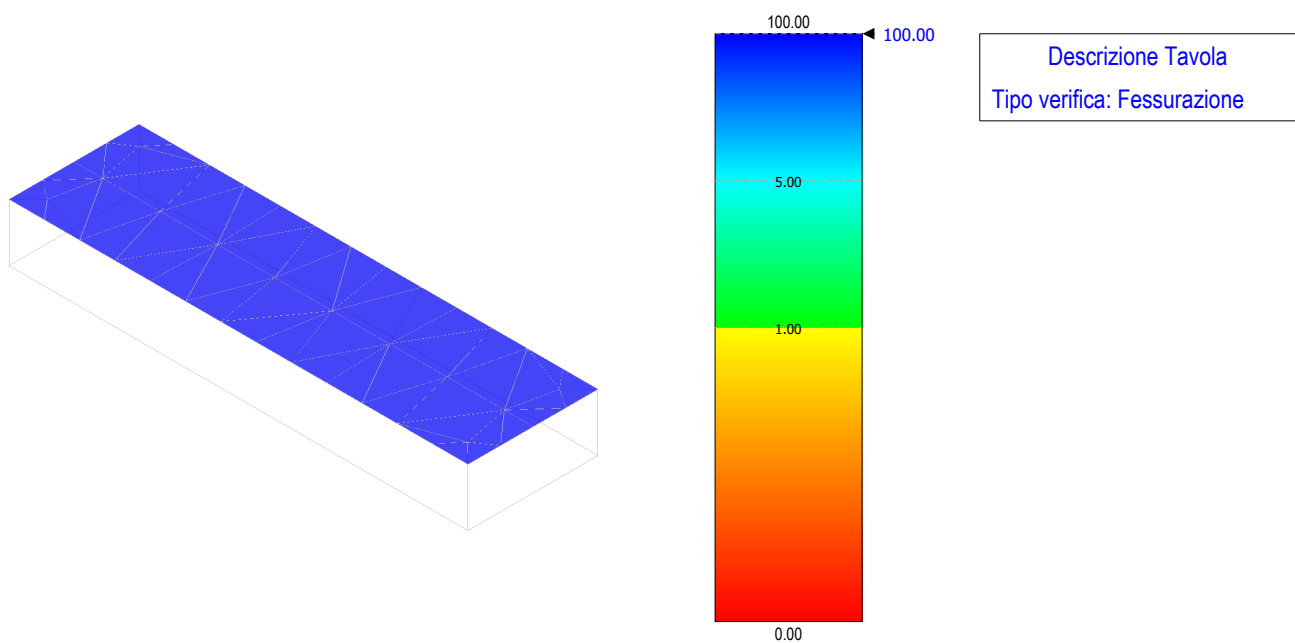


Figura 103 – verifica a fessurazione – fondazione interruttore

Coefficienti di Sicurezza

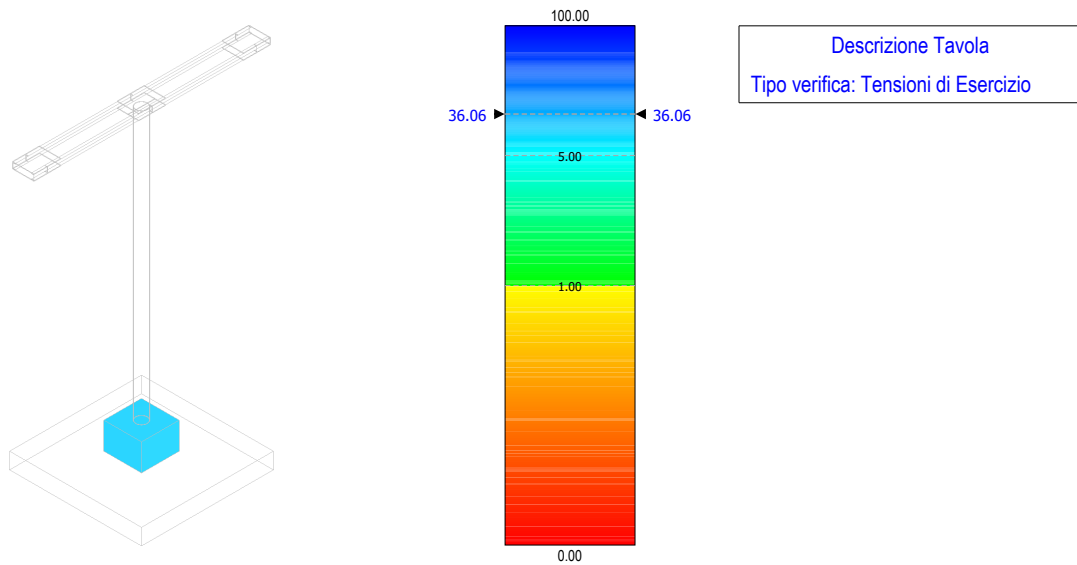


Figura 104 – tensioni di esercizio – fondazione sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

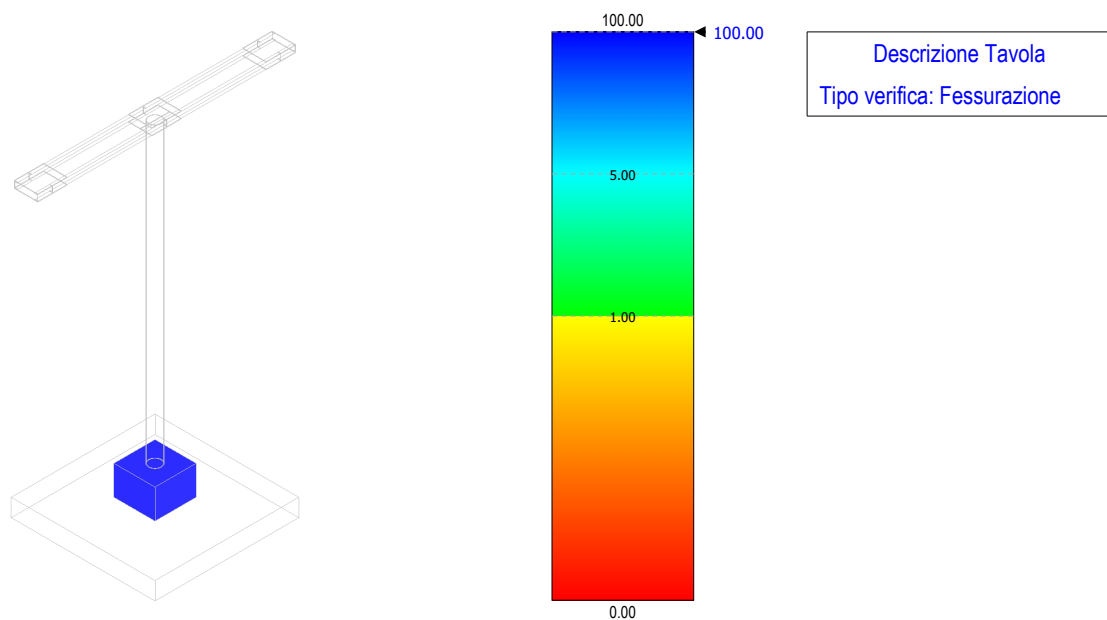


Figura 105 – verifica a fessurazione – fondazione sbarre AT

Coefficienti di Sicurezza

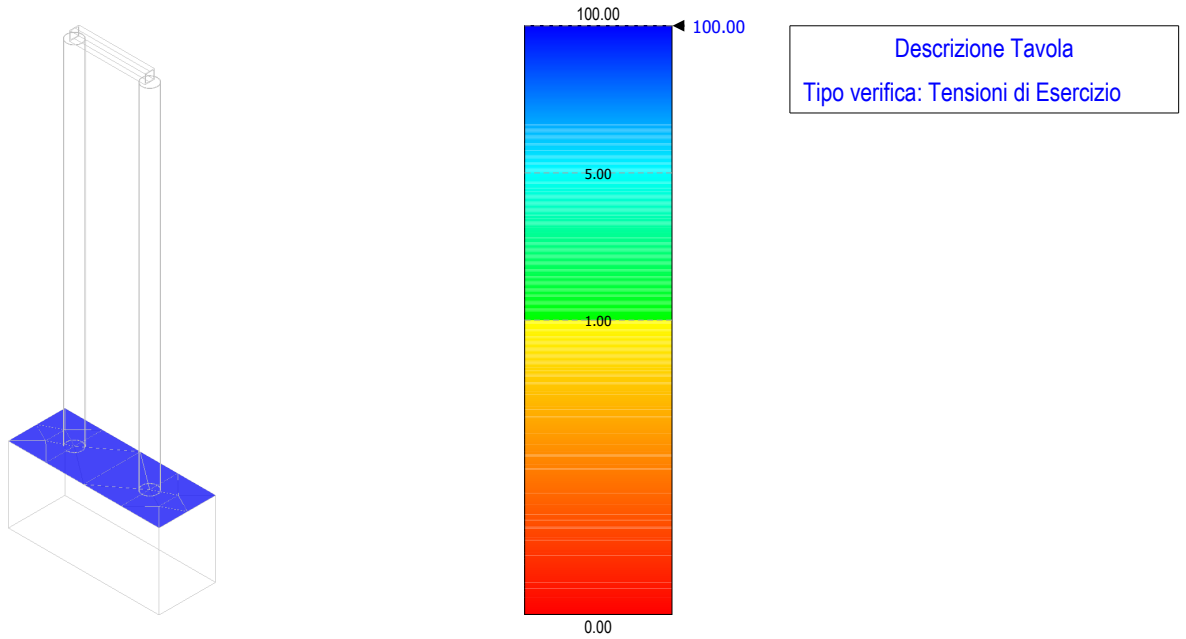


Figura 106 – tensioni di esercizio – fondazione arrivo cavi MT

Coefficienti di Sicurezza

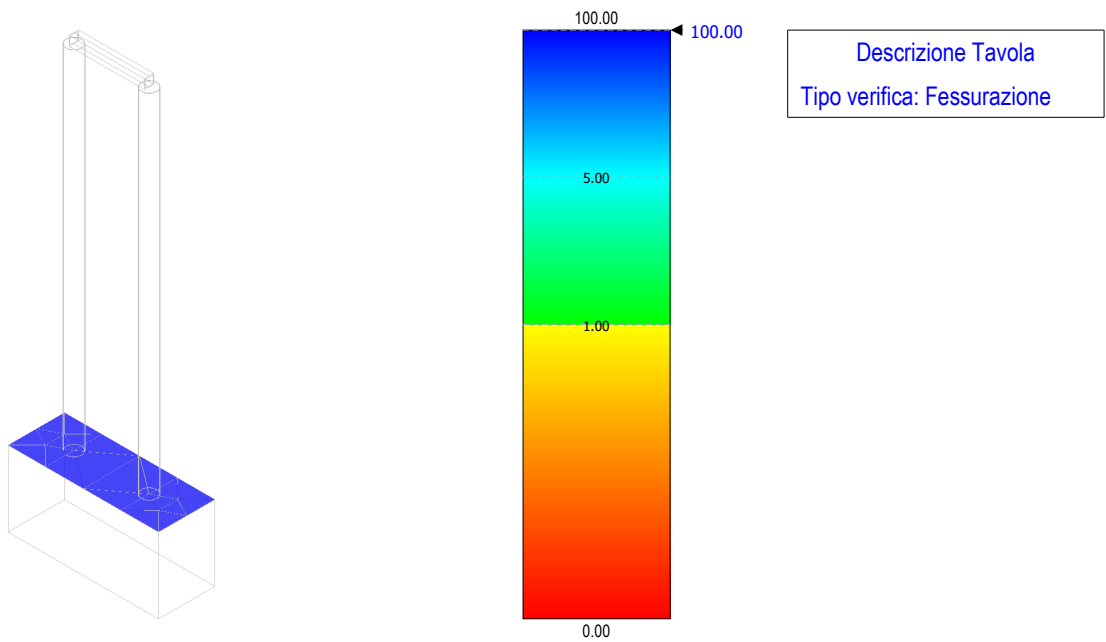


Figura 107 – verifica a fessurazione – fondazione arrivo cavi MT

Coefficienti di Sicurezza

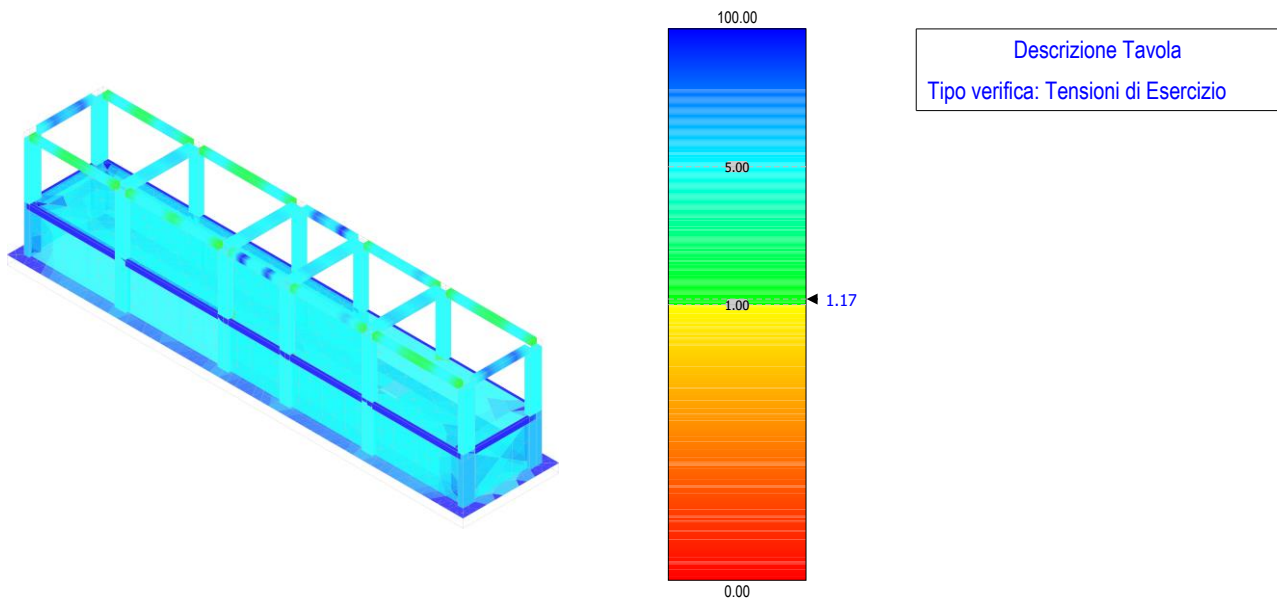


Figura 108 – tensioni di esercizio – edificio

Coefficienti di Sicurezza

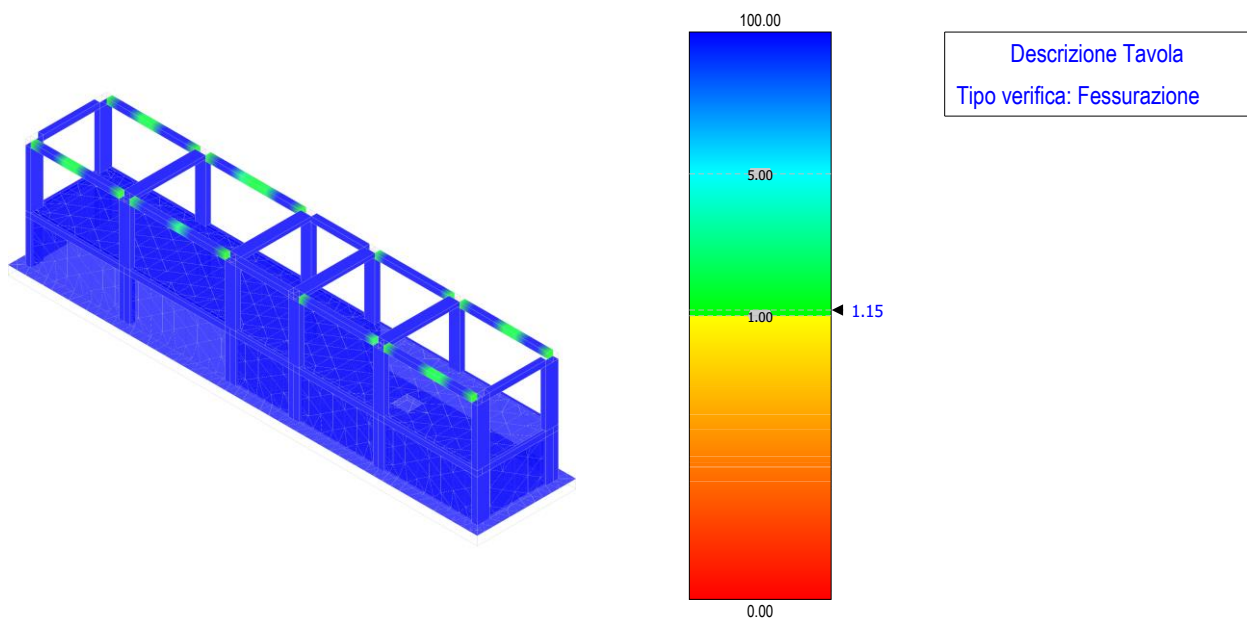


Figura 109 – verifica a fessurazione – edificio



Coefficienti di Sicurezza

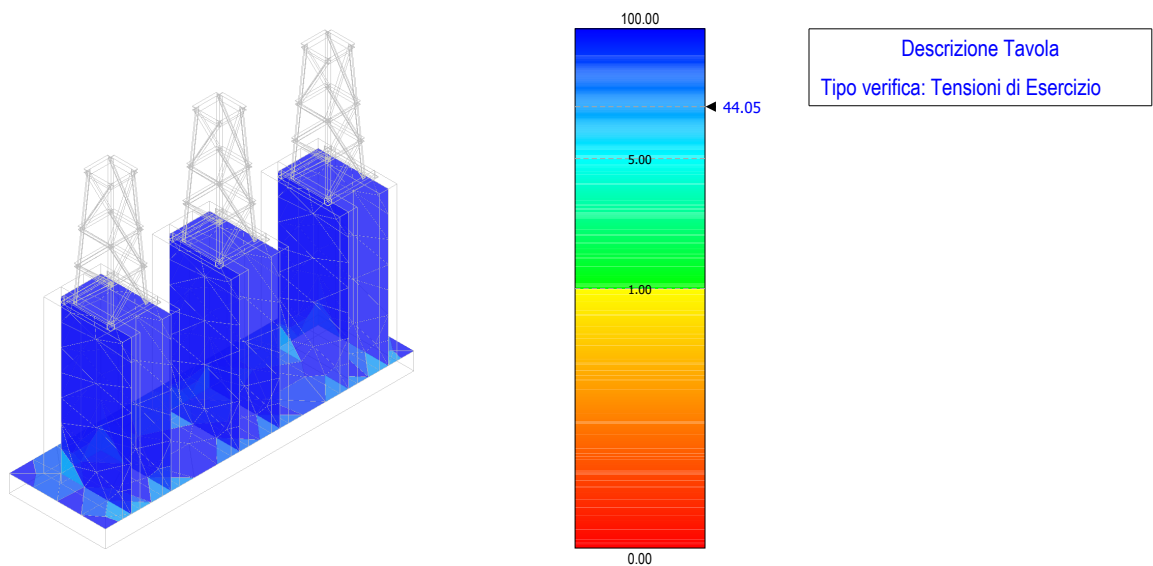


Figura 110 – tensioni di esercizio – fondazione arrivo cavo AT area Terna

Coefficienti di Sicurezza

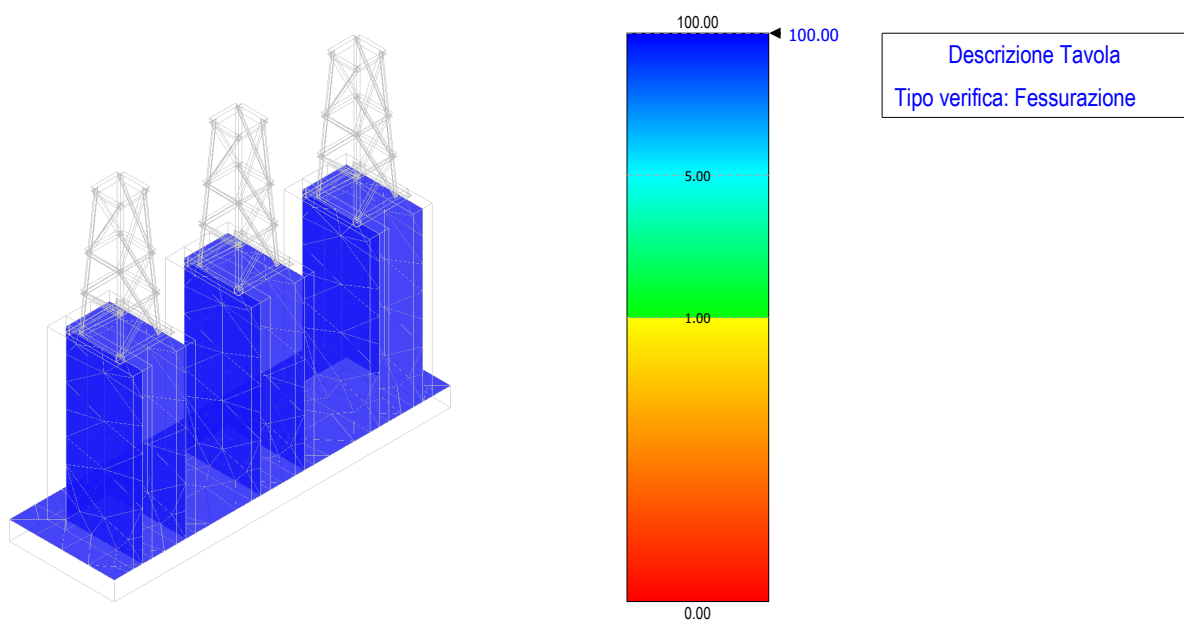


Figura 111 – verifica a fessurazione – fondazione arrivo cavo AT area Terna

9 CALCOLO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle cabine, sono state sviluppate 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 9 - 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_{Q1}	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 10 - 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	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	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_r	γ_r	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 11 - 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.

9.1 Carico limite

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;

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.

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

$$\begin{aligned} B' &= B - 2 \cdot e_B & e_B &= \text{eccentricità parallela al lato di dimensione } B; \\ L' &= L - 2 \cdot e_L & e_L &= \text{eccentricità parallela al lato di dimensione } L; \\ & & & \text{con } B' \leq L'. \end{aligned}$$

10 CALCOLO DELLE FONDAZIONI PROFONDE

10.1 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

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:

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

10.2 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: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

10.3 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.

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

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:

Geotecnica

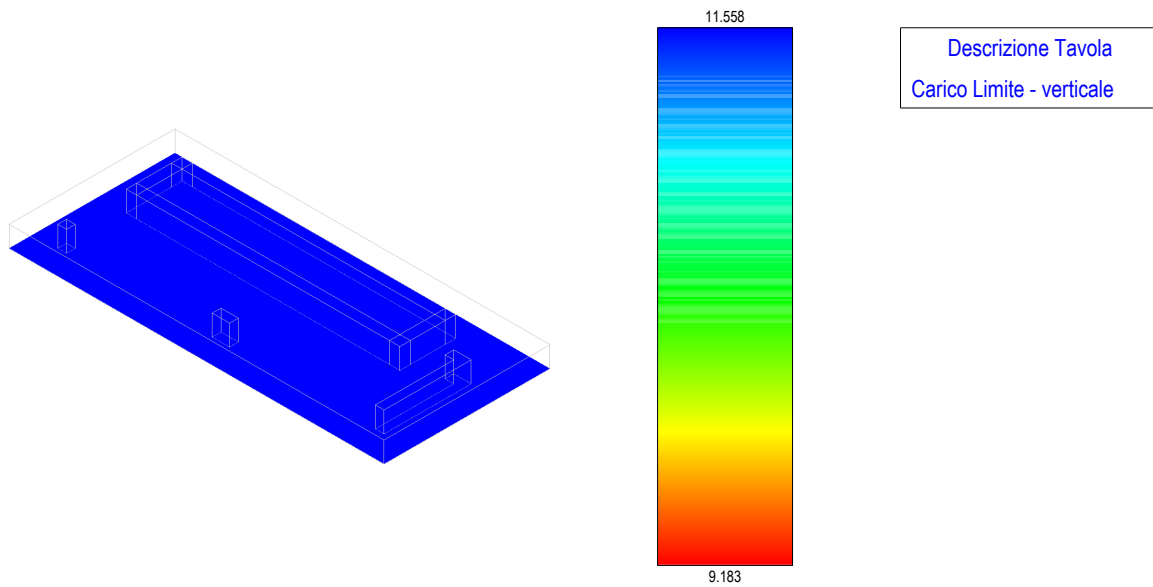


Figura 32 - carico limite - cabina di raccolta

Geotecnica

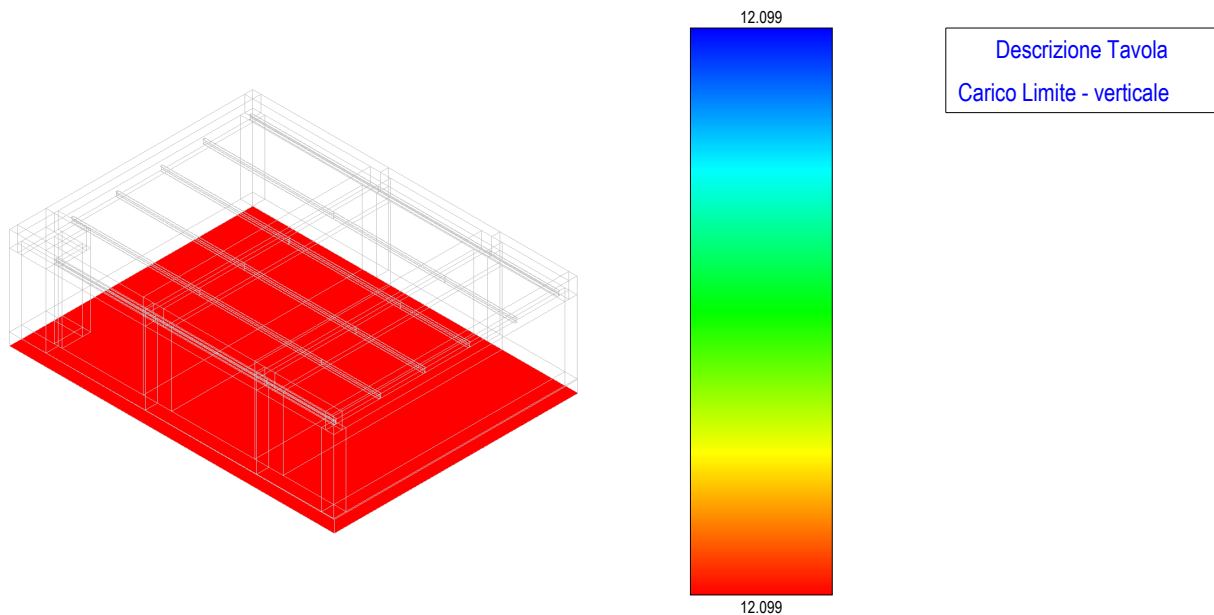


Figura 113 - carico limite – fondazione trasformatore

Geotecnica

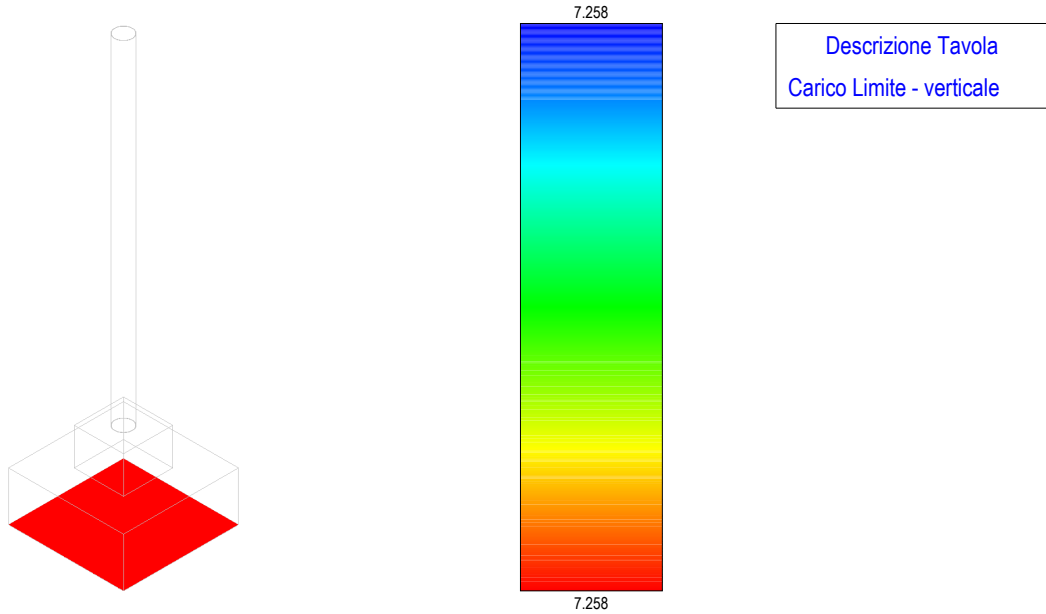


Figura 114 - carico limite – fondazione scaricatore

Geotecnica

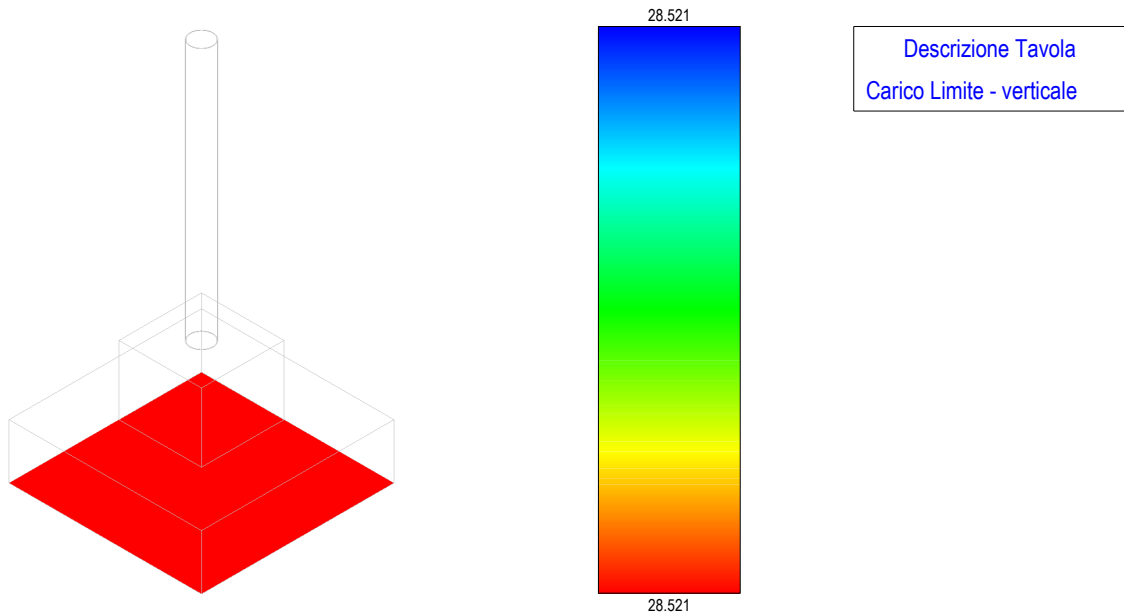


Figura 115 - carico limite – fondazione TVC

Geotecnica

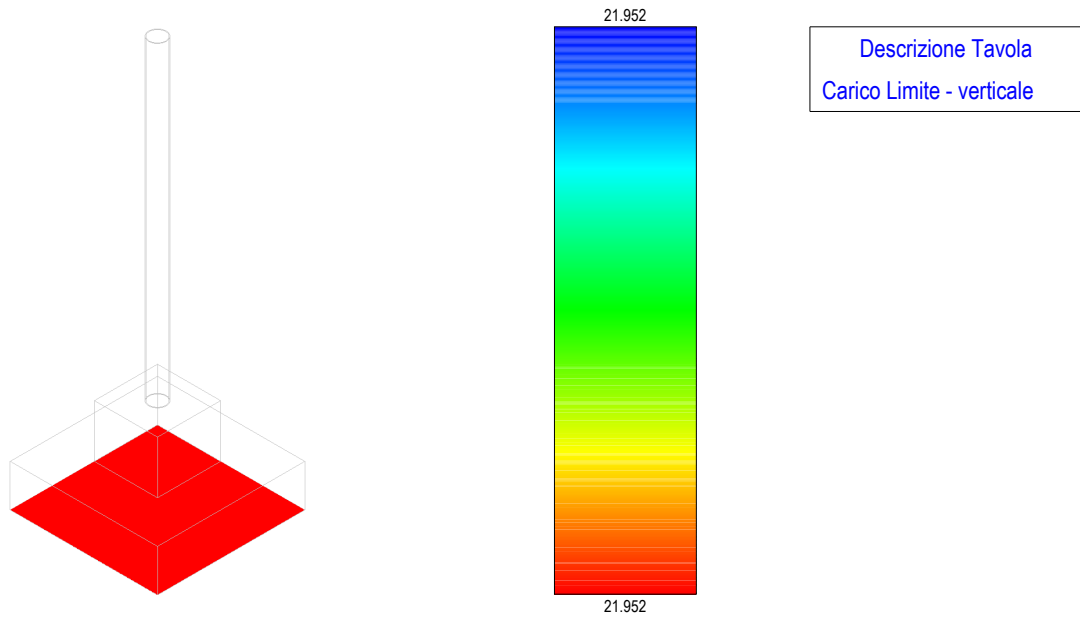


Figura 116 - carico limite – fondazione TA

Geotecnica

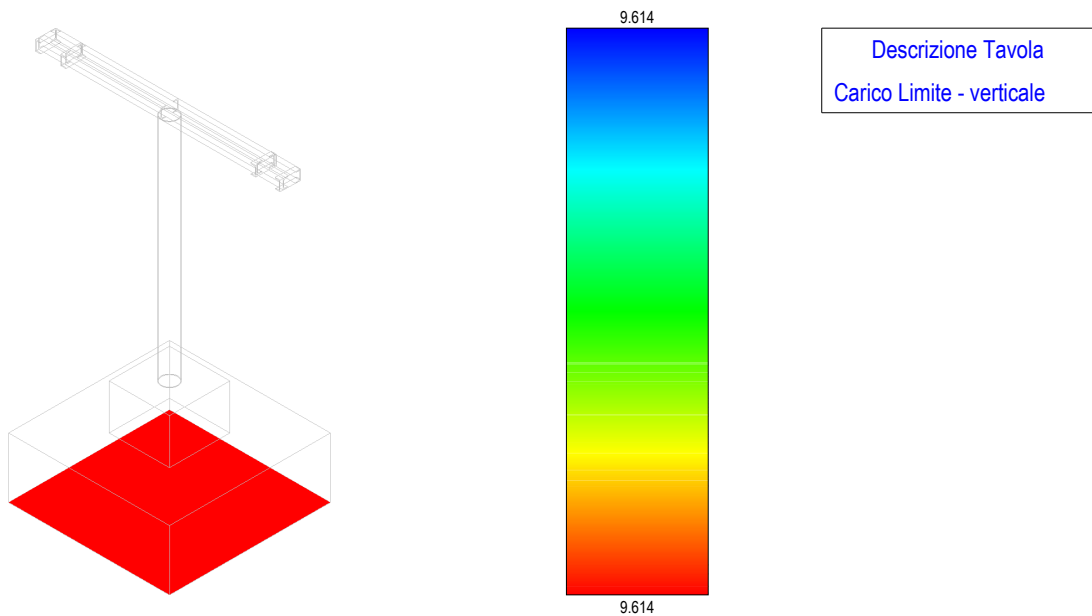


Figura 1174 - carico limite – fondazione terminale cavo AT



Geotecnica

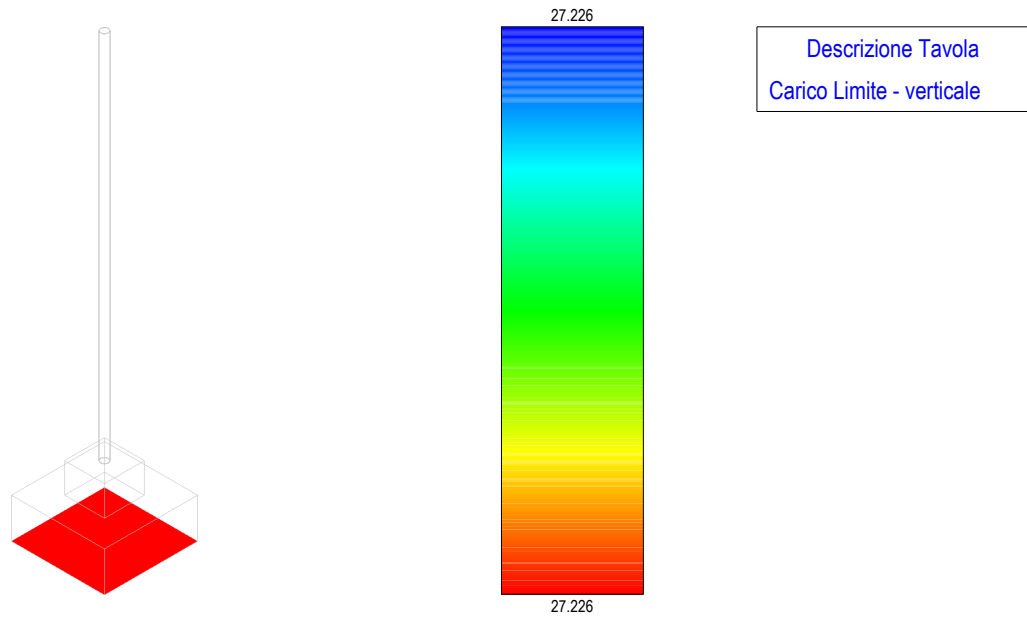


Figura 118 - carico limite – fondazione M.A.T. neutro

Geotecnica

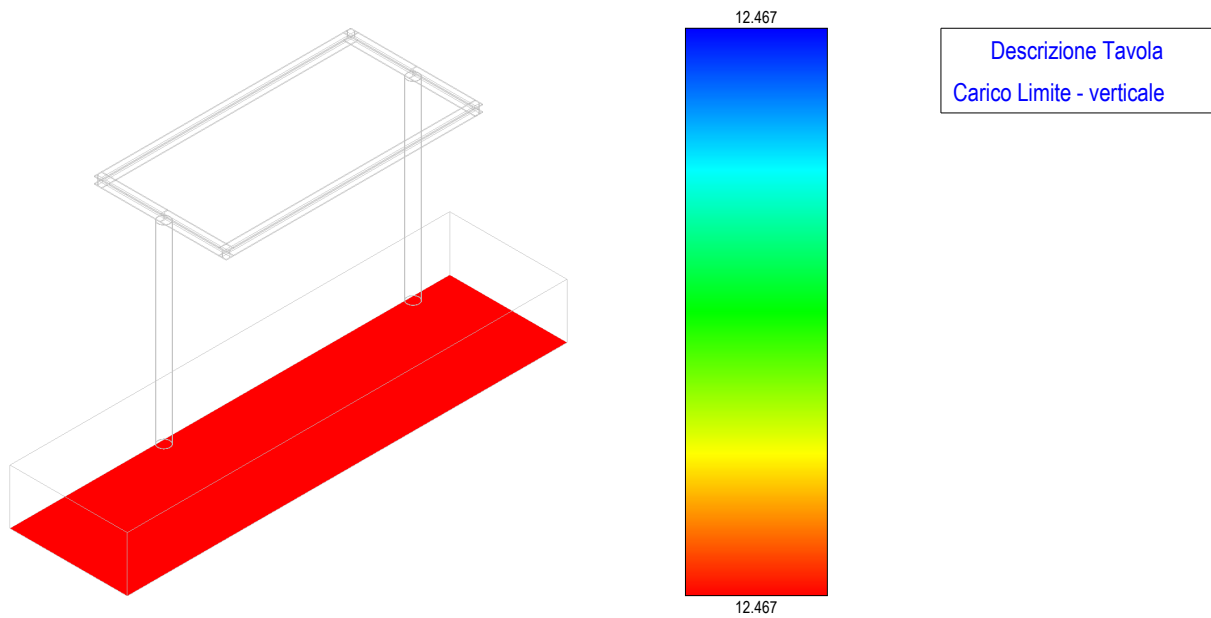


Figura 119 - carico limite – fondazione sezionatore

Geotecnica

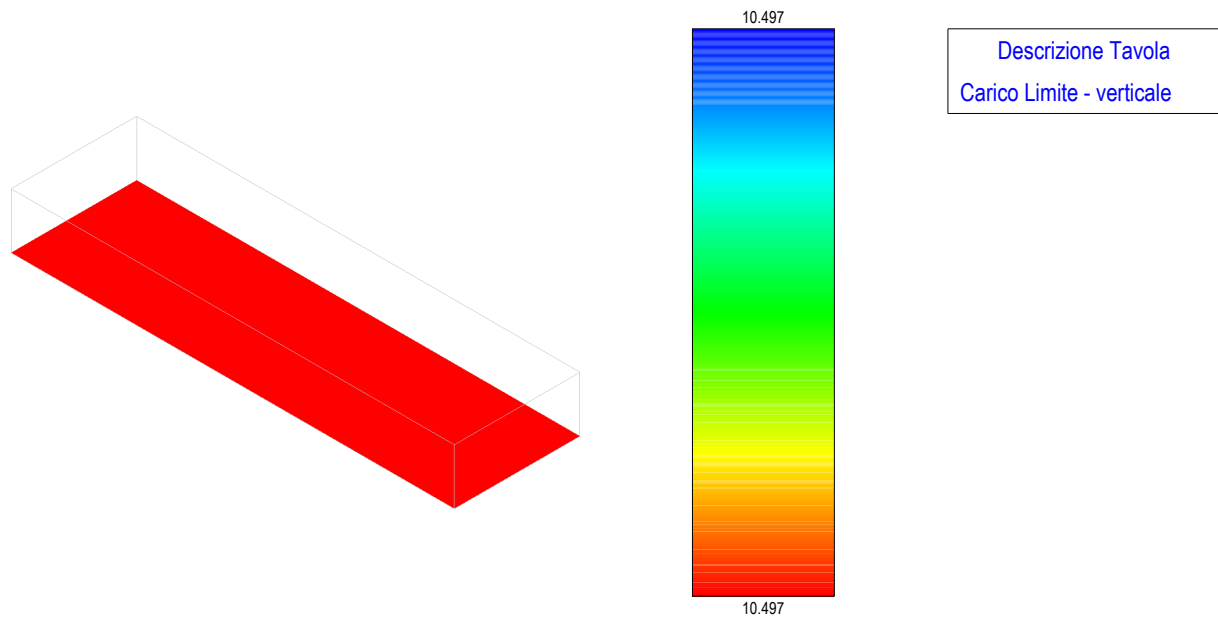


Figura 120 - carico limite – fondazione interruttore

Geotecnica

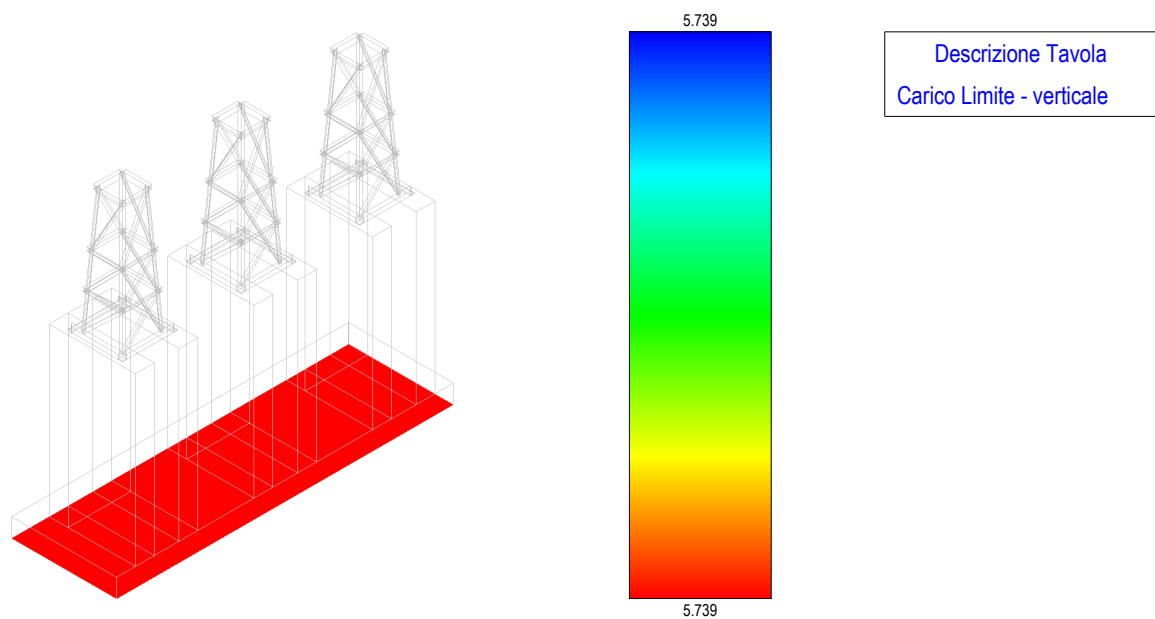


Figura 121 - carico limite – fondazione terminale AT area Terna

Geotecnica

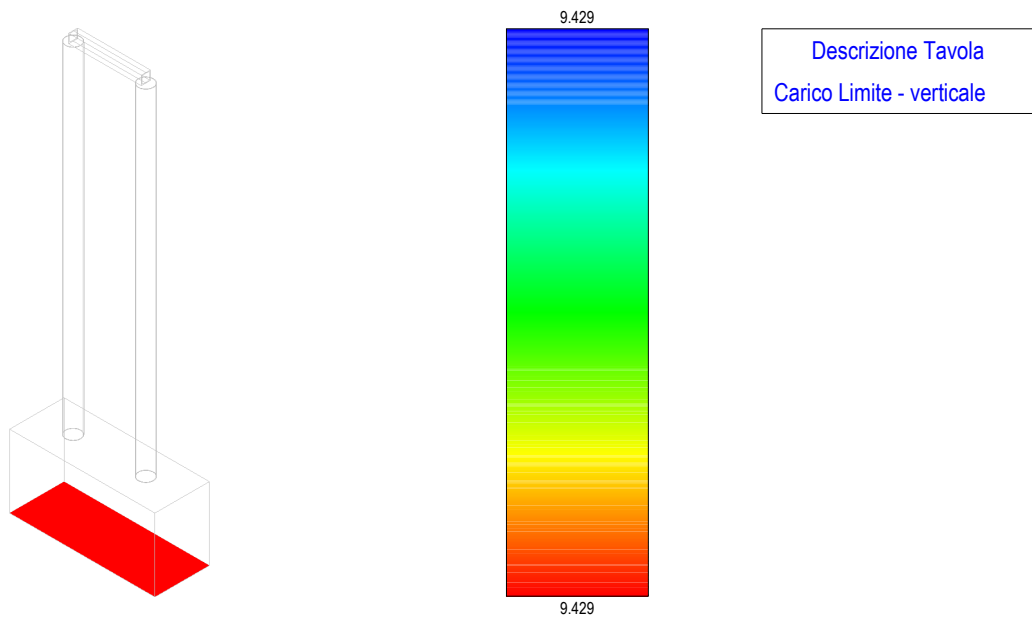


Figura 122 - carico limite – fondazione arrivo cavi MT

Geotecnica

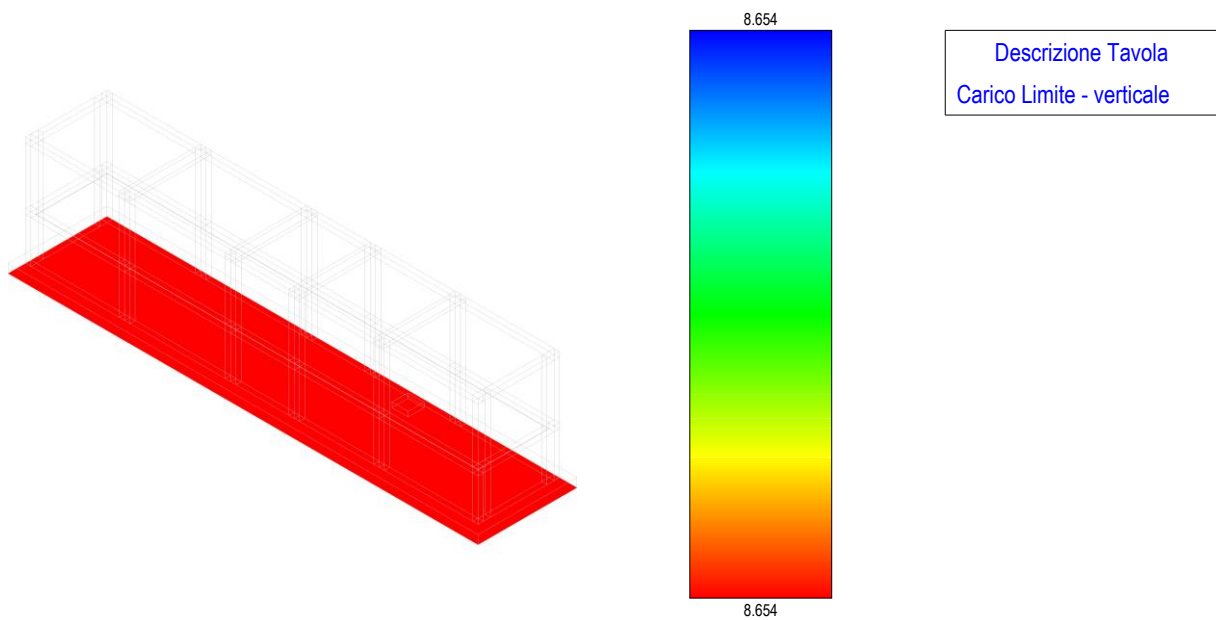


Figura 123 - carico limite – fondazione edificio

Geotecnica

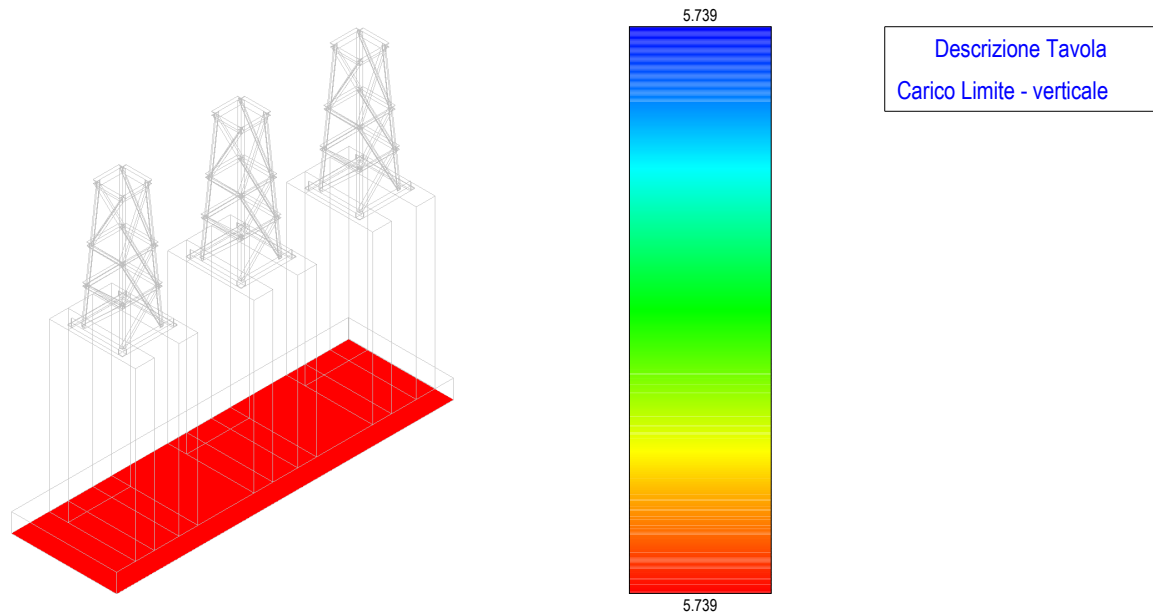


Figura 124 - carico limite – fondazione arrivo cavo AT area Terna

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 12 - carico limite verticale

$N_{d,comp}$ [kN]	$N_{d,traz}$ [kN]	$R_{d,tot}$ [kN]	$R_{lat,traz}$ [kN]	CS_{totale}	$CS_{trazione}$
39.5	-9.42	53.19	-45.23	1.35	4.80

Tabella 13 - carico limite orizzontale

infissione [m]	F_e [kN]	F_d [kN]	CS
3.80	22,72	37,96	1,67

La profondità di infissione che soddisfa le verifiche è pari a **380 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.

12 CONCLUSIONI

L'opera sopra descritta è conforme ai requisiti prestazionali richiesti dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. del 17/01/2018. **Ulteriori indicazioni e aspetti saranno analizzati nella fase esecutiva del progetto e comunque prima dell'inizio dei lavori in sede di acquisizione di autorizzazione in zona sismica ai sensi dell'articolo 94 del D.P.R.380/2001.**