

IMPIANTO FOTOVOLTAICO EG ELIOSFERA E OPERE CONNESSE

POTENZA IMPIANTO 19,98 MWp - COMUNE DI VENOSA (PZ)

Proponente

EG ELIOSFERA S.R.L.

VIA DEI PELLEGRINI 22 · 20122 MILANO (MI) · P.IVA: 11616250962 · PEC: egeliosfera@pec.it

Progettazione

Ing. Michele TASSELLI. Via Matera, 28 - 85100 Potenza (PZ)

tel.: 347/5407153 · e-mail: ing.tasselli@gmail.com · PEC: michele.tasselli2@ingpec.eu
Iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza al n. 2180

Ing. Massimo BIANCO. Via S. Antonio, 14 - 85043 Latronico (PZ)

tel.: 328/3779118 · e-mail: prgbianco@gmail.com · PEC: massimo.bianco@ingpec.eu
Iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza al n. 2347



Collaboratori

Ing. Gianpaolo PICCOLO

Via Grecia, snc - 85022 - Barile (PZ)
tel. 328/9489306, e-mail: gianpaolo.piccolo@gmail.com

Ing. Alfredo PIERRI

Viale Marconi, 127 - 85100 - Potenza
tel. 389/1766115, e-mail: alfredopierr@alice.it

Ing. Cristiano GIAMMATTEO

Via dei Longobardi, 15 - 85029 - Venosa (PZ)
tel. 320/0584557, e-mail: cristiano.giammatteo@gmail.com

Ing. Donald WILLIAM

Via D. Di Giura, 241 - 85100 - Potenza
tel. 324/9588529, e-mail: ing.donaldwilliam@gmail.com

Ing. Pietro NICODEMO

C.da Galdicello, 71 - 85044 - Lauria (PZ)
tel. 320/0584549, e-mail: pienicodemo@gmail.com

Coordinamento progettuale

RAMUNNO S.R.L.

C.DA CAOLO - ZONA P.I.P. · 85057 TRAMUTOLA (PZ) · P.IVA: 01633510761 · email: info@ramunnosrl.it



Titolo Elaborato

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	RIFERIMENTO	DATA	SCALA
Progetto definitivo	A.7	A.7	A3_3 PD	11/2021	-

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
01	05/11/2021	-	MT/MB	RAM	ENF



COMUNE DI VENOSA (PZ)
REGIONE BASILICATA



INDICE

1. Descrizione	2
2. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	5
2.1 Vita nominale	5
2.2 Classi d'uso	6
2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	6
3. Concezione Strutturale	7
4. Riferimenti normativi	8
5. Materiali	9
5.1 Acciaio da carpenteria	9
5.2 Calcestruzzo	10
5.3 Acciaio per cemento armato	11
6. Carichi di progetto	12
6.1 Pesì propri	12
6.2 Carichi e sovraccarichi	12
6.2.1. Carichi Permanenti	13
6.3 Carichi Variabili	13
6.3.1 Azione della Neve e del vento	13
6.4 Combinazioni di carico	16
6.4.1. Combinazioni di Carico per Stati Limite Ultimi	16
6.4.2. Combinazioni di Carico per Stati Limite di Esercizio	17
7. Modellazione Strutturale e Metodi di Analisi	18
7.1. Descrizione del modello	18
8. Metodi di analisi	19
8.1 Risultati modelli fem	19
9. Verifica a sfilamento del sostegno	21
10. Affidabilità dei Codici di Calcolo	23
9.1. Modalità di presentazione dei risultati	23
1.2. Informazioni generali sull'elaborazione	23
1.3. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	23

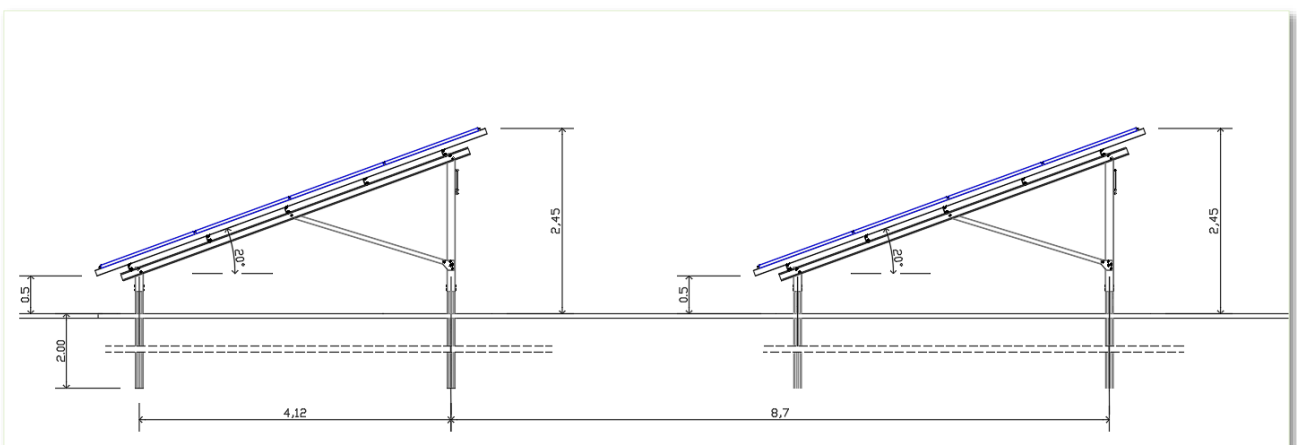
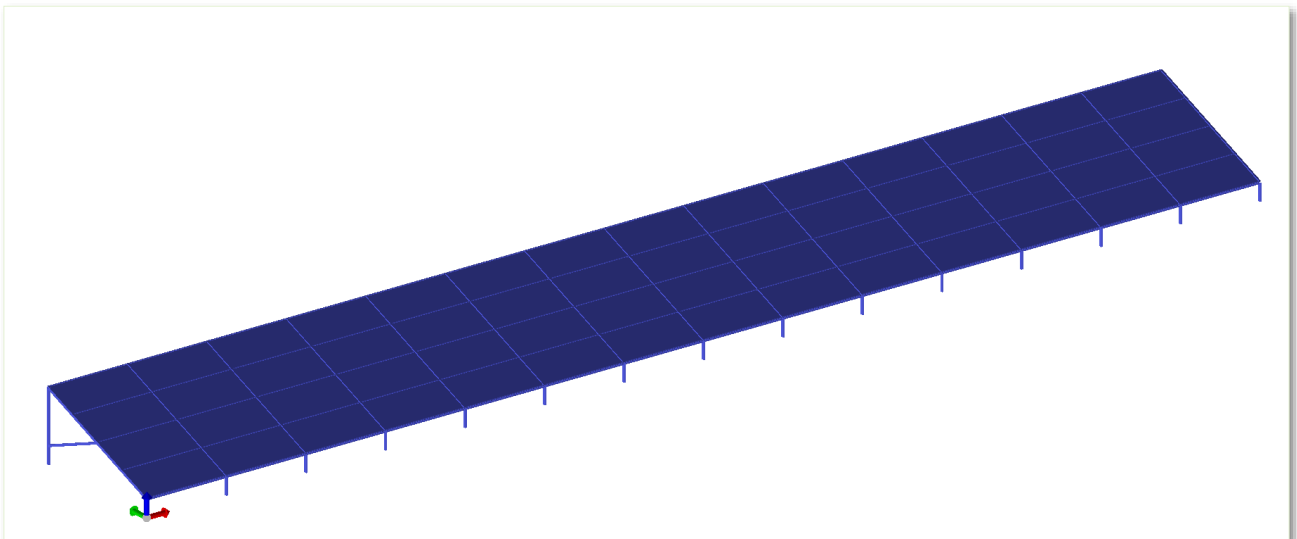
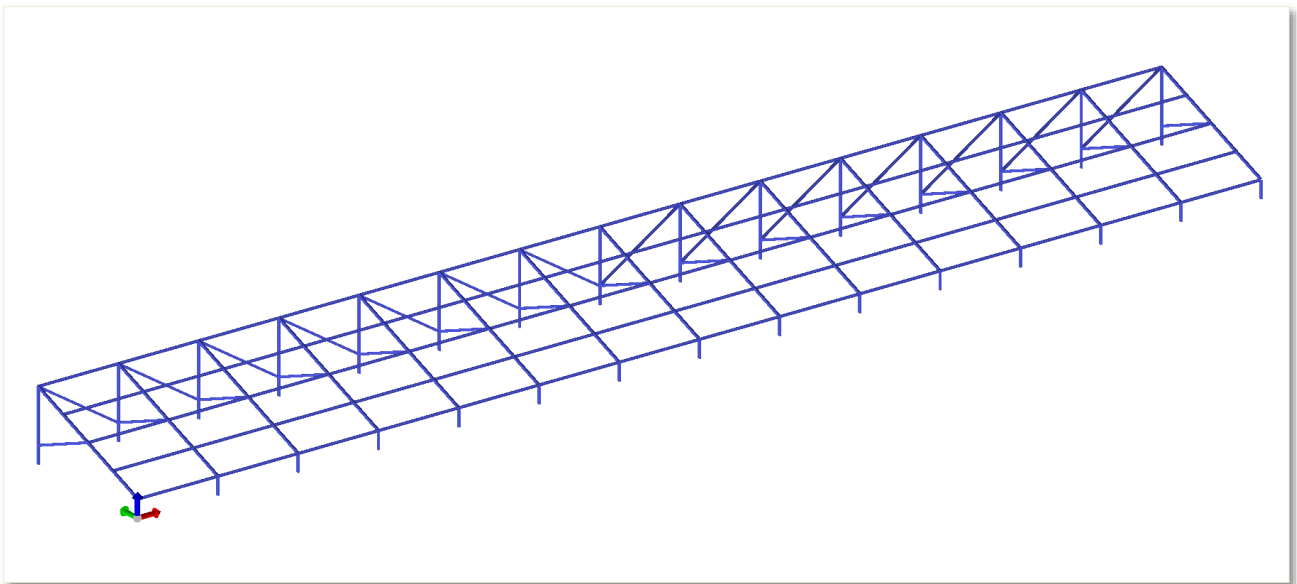
1. Descrizione

L'obiettivo della presente relazione è quello di fornire un'analisi dei carichi e delle sollecitazioni a cui sono sottoposte le strutture del generatore fotovoltaico in campo aperto, nonché effettuare delle verifiche di stabilità degli elementi portanti delle strutture di sostegno e di ancoraggio a terra.

Le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici saranno fisse, ad infissione nel terreno con macchina operatrice battipalo come da foto esemplificative nelle pagine seguenti.



Si tratta di un sistema strutturale semplice e molto utilizzato: i moduli bifacciali poggiano su dei profili metallici “arcarecci” orizzontali della forma a C (65x42) a loro volta ancorati ad un traverso inclinato (profilo a C – UPN 80) che collega i montanti (profilo a C – UPN80). Il sistema inoltre è controventato sul lato posteriore e irrigidito da dei puntoni della forma a C (65x42).



L'intera struttura trasmette le azioni al terreno mediante dei profili del tipo in acciaio inossidabile o zincato a caldo infissi nel terreno tramite battitura, in diverse classi dimensionali, mentre altre parti potranno essere zincati a caldo o pregalvanizzato (procedimento Senzimir) in base a caratteristiche del progetto e del sito, secondo il livello di resistenza alla corrosione richiesta.

La forma di palificazione appositamente sviluppata garantisce un'infissione ottimale nel terreno con simultanea rigidità a flessione massimale. In questo modo si ottiene che le forze di infissione possono anche essere trasmesse fino al punto di collegamento superiore conferendo all'impianto la stabilità ottimale nei confronti dei carichi di vento e di neve.

L'infissione dei profili di palificazione nel terreno, come detto, viene eseguito con battipali idraulici. Questo procedimento di palificazione è particolarmente indicato soprattutto in caso di impianti di grandi dimensioni; con una macchina si può realizzare, a seconda del terreno, una potenza di circa 250 pali al giorno. Sono possibili anche forme di terreno più difficili (pietre ecc.); in caso di sottosuoli in roccia, la macchina può essere attrezzata aggiuntivamente con un gruppo di foratura. Il montaggio è possibile anche su pendii.



Questa tipologia ancoraggio al terreno permette in tempi ridotti e con il minimo impatto ambientale, brevi tempi di realizzazioni senza la necessità di realizzare scavi e getti di calcestruzzo, e il possibile riutilizzo e riciclaggio degli elementi infissi nel terreno, alla dismissione dell'impianto.

Le strutture di supporto sono di 3 differenti tipologie (4 stringhe e 2 stringhe e 1 stringa), ma equivalenti dal punto di vista statico. Hanno una lunghezza di variabile, multipla di 14 metri (struttura 1 stringa), mentre sono equivalenti rispetto alle altre misure. In termini di passo dei supporti di sostegno si hanno campate di circa 2,4 metri. In termini strutturali le verifiche verranno condotte sulla situazione più sfavorevole.

All'interno dell'area di impianto sono collocate n.8 cabine di trasformazione BT/MT e una cabina di raccolta e 3 cabine "ausiliari", tutte costituite da monoblocchi prefabbricati con struttura monolitica autoportante, poggianti su una vasca di base anch'essa prefabbricata di altezza di circa 1 metro, che ospita i cavi di ingresso e di uscita dalla cabina. In esse sono allocati i quadri elettrici di campo, il trafo e i quadri di monitoraggio e telecontrollo, inoltre ci saranno dei box-container per le batterie di accumulo dell'energia prodotta.

Le pareti delle cabine avranno uno spessore di circa 8-9 cm. (NomEL n° 5 del 5/89).

Il tetto del monoblocco sarà realizzato a parte, sempre con cls armato alleggerito. Dopo essere stato impermeabilizzato con uno strato di guaina bituminosa ardesiata dello spessore di 4 mm, verrà appoggiato sulle pareti verticali consentendo pertanto lo scorrimento dello stesso per effetto delle escursioni termiche. La conformazione del tetto sarà tale da assicurare un normale deflusso delle acque meteoriche, per tale motivo non sono previsti tubi di gronda all'esterno e/o all'interno del monoblocco.

Le dimensioni specifiche delle cabine sono riportate all'interno della tavola A.12.b.10. – Disegni architettonici cabine elettriche e box punto consegna

Si precisa che per il posizionamento delle cabine non sarà necessaria la realizzazione di fondazioni in c.a., in quanto le stesse saranno composte da prefabbricati alloggiati nel terreno, previo scavo di fondazione di circa 1 metro sul quale verrà steso uno strato di geo tessuto e un letto di misto granulare stabilizzato per uno spessore di circa dieci centimetri, che assolverà ad una funzione livellante.

2. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

2.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale

è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC 2008.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Pur La struttura in esame appartiene al tipo di costruzione numero 2 a cui corrisponde una **Vita Nominale V_N (in anni) ≥ 50** pur essendo la sua durata di vita all'incirca di 30 anni.

2.2 Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

La struttura in oggetto è identificabile come costruzione di Classe **I**, in cui ricadono le Costruzioni con presenza solo occasionale di persone.

2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II delle NTC 2008.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in esame $V_R = 35$ anni

3. Concezione Strutturale

Le strutture progettate posseggono margini di resistenza che consentono loro di resistere senza collassare ad azioni sismiche di livello ben superiori a quelle di progetto, in accordo con i nuovi indirizzi di normativa.

La filosofia progettuale è quella che considera accettabile l'escursione in campo plastico della struttura per effetto di terremoti violenti ed utilizza la plasticizzazione e la dissipazione di energia ad essa correlata per ridurre gli effetti del sisma.

Questi margini di resistenza derivano sostanzialmente dall'applicazione in fase progettuale di due criteri fondamentali:

1. GERARCHIA DELLE RESISTENZE;
2. REGOLE DI DUTTILITÀ.

I criteri di gerarchia delle resistenze e le regole di duttilità sono i cardini principali che consentono, a parità dell'azione sismica di progetto di raggiungere, senza costi aggiuntivi, apprezzabile livelli di protezione molto elevati, attraverso una visione globale ed una possibilità di controllo della risposta delle strutture sotto azione sismica di elevato livello.

Questi due criteri stanno a fondamento di una progettazione finalizzata ad ottenere un preciso meccanismo di plasticizzazione: il "*Capacity Design*".

L'obiettivo fondamentale del *Capacity Design* è evitare la possibilità di formazione di meccanismi di rottura fragili e non desiderati (rottura a taglio, rottura di nodi trave-colonna, plasticizzazione delle fondazioni, ecc), favorendo la distribuzione delle cerniere plastiche sull'intera struttura, senza concentrazioni su un unico piano con formazione di meccanismi a piano soffice, bensì privilegiando i meccanismi a travi deboli e pilastri forti.

Seguendo le regole del *Capacity Design* è necessario che le plasticizzazioni avvengano in prevalenza negli elementi duttili, quali le travi, e che segua una gerarchia secondo cui le travi devono precedere i pilastri e questi devono precedere i nodi nel plasticizzarsi. È inoltre essenziale evitare meccanismi fragili, quali quello da taglio, e porre gran cura nella messa in opera dei dettagli costruttivi al fine di dotare la struttura di una più elevata duttilità.

In seguito alla plasticizzazione si riscontra un aumento dell'energia dissipata per isteresi e al contempo una riduzione di rigidità che comportano un abbattimento delle accelerazioni sismiche agenti sulla struttura e delle conseguenti forze di inerzia. È dunque possibile ridurre l'entità delle azioni di progetto purché la struttura sia capace di danneggiarsi, anche gravemente, senza subire collassi. Il tutto è completato dal controllo degli spostamenti interpiano per sismi di media intensità al fine di limitare i danni non strutturali in tale evenienza.

Per ottenere queste finalità gli effetti delle azioni di progetto su zone selezionate della struttura sono stati ricavati non dai risultati dell'analisi strutturale, ma da condizioni di equilibrio quando le cerniere plastiche (tenuto conto delle possibili sovra-resistenze) si siano già formate nelle aree adiacenti alle zone selezionate.

4. Riferimenti normativi

Disciplina delle opere

- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Circolare del 14 febbraio 1974 n. 11951. “Istruzioni per l'applicazione delle « Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica» di cui alla Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971”.

Azioni

- D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni cap 2 e 3”
- D.M. 14 gennaio 2008. “Norme tecniche sulle costruzioni – Cap. 3”.
- D. Min. LL.PP. 4 maggio 1990 “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”.
- Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)
- Eurocodice 1. “Basi della progettazione ed azioni sulle strutture”.

Strutture in acciaio e c.a.

- D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni”
- D.M. 14 Gennaio 2008. “Norme tecniche sulle costruzioni – Cap. 4 e Cap. 11”.
- Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione (C.N.R. 10011/88).

- Linee guida sul calcestruzzo strutturale – Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale.
- Eurocodice 2. “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- Eurocodice 3. “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- Eurocodice 4. “Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo”.

Zone sismiche

- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche sulle costruzioni cap 7”
- D.M. 14 gennaio 2008. “Norme tecniche sulle costruzioni – Cap. 7”.
- O.P.C.M. n. 3274 del 20.03.2003.
- Eurocodice 8. “Regole progettuali per le strutture antisismiche”.

Opere di fondazione

- D.M. 11 marzo 1988. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita’ dei pendii naturali e scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circolare del 24 settembre 1988 n. 30483. “Istruzioni per l’applicazione delle «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita’ dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’ esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione» di cui al D.M. 11/03/1988”.
- Eurocodice 7. “Progettazione geotecnica”.

5. Materiali

5.1 Acciaio da carpenteria

Di seguito si espongono i requisiti dell’acciaio da costruzione previsti nelle NTC 2018. I requisiti per l’esecuzione di strutture di acciaio, al fine di assicurare un adeguato livello di resistenza

meccanica e stabilità, di efficienza e di durata, devono essere conformi alle UNI EN 1090-2:2011, “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio – Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio”. Gli acciai per impiego strutturale devono appartenere ai gradi da S235 a S460 e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.

In sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nella tabella Tab. 4.2.I per Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi e Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava. Gli acciai inossidabili per impieghi strutturali devono essere conformi a quanto previsto nel § 11.3.4.8. Per quanto attiene alla progettazione strutturale con acciai inossidabili, le indicazioni e le regole indicate nella norma devono essere integrate da norme di comprovata validità, quali, ad esempio, la UNI EN 1993-1-4.

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4.6. I valori della tensione di snervamento f_{yb} e della tensione di rottura f_{tb} dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici, sono specificati nel § 11.3.4.6.

Per la realizzazione di tutte le parti metalliche principali si prescrive l'utilizzo di acciaio S275 così come indicato nelle tavole esecutive e così come definiti al punto 11.3.4.1 – Generalità delle NTC 2018. Questo caratterizzato da: $S275 f_{yk} = 275 \text{ N/mm}$ $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

5.2 Calcestruzzo

Tutti i manufatti in c.a. e c.a.p. dovranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197-1:2006.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, quest'ultimo viene titolato e identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2 NTC2018). Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2016 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab.4.1.I riportata nelle NTC 2018. Per le strutture armate e non, sia in elevazione che in fondazione, si prescrive l'utilizzo di conglomerato cementizio per uso strutturale così come definito al paragrafo 4.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni DM 14/01/2018.

Tab. 4.1.II – Impiego delle diverse classi di resistenza

Strutture di destinazione	Classe di resistenza minima
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

Il conglomerato cementizio è identificato mediante la resistenza convenzionale a compressione uniassiale caratteristica misurata su cubi R_{ck}.

La dosatura dei materiali per ottenere R_{ck} 300 è orientativamente la seguente (per m³d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m ³

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

5.3 Acciaio per cemento armato

L'acciaio per cemento armato del tipo B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tab. 11.3.Ia

$f_{y\text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t\text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib NTC2018.

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche		Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
		$< 1,35$	
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

6. Carichi di progetto

Per la definizione dei carichi di progetto agenti sulla struttura nel seguito si farà espressamente riferimento al D.M. 2018: “Aggiornamento alle Norme tecniche sulle costruzioni”.

6.1 Pesi propri

I pesi per unità di volume dei più comuni materiali, per la determinazione dei pesi propri strutturali, possono essere assunti pari a quelli di seguito riportati.

- Acciaio $\gamma_a = 78,5\ kN/m^3$.

6.2 Carichi e sovraccarichi

Tutti i carichi ed i sovraccarichi di esercizio saranno considerati agire staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici debbano essere debitamente valutati. In tali casi, a parte quanto precisato nei regolamenti specifici ed in mancanza di analisi dinamiche, i carichi indicati nel seguito verranno adeguatamente maggiorati per tener conto (in un'analisi statica equivalente) della amplificazione per gli effetti dinamici. In linea di massima, in presenza di orizzontamenti pur con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi ed i sovraccarichi potranno assumersi come uniformemente ripartiti, per la verifica d'insieme. In caso contrario, occorrerà valutarne le effettive distribuzioni.

6.2.1. Carichi Permanenti

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi vanno valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi per unità di volume dei materiali costituenti.

n.	Descrizione	Carico (kN/m ²)
1	Moduli fotovoltaici	0.13

6.3 Carichi Variabili

I sovraccarichi variabili utili considerati nel progetto delle strutture saranno conformi al capitolo 3 delle NTC 2018.

6.3.1 Azione della Neve e del vento

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

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 35 anni. Va richiamato il fatto che tale zonizzazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo s.l.m. nel sito di realizzazione della struttura. Per altitudini superiori a 1500 m si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m. Il comune di Ruoti è in Zona III, pertanto i valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono i seguenti:

$$q_{Sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{Sk} = 0.51 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

per il calcolo del carico dal vento si è proceduto alla determinazione della pressione del vento in relazione ai parametri derivanti dalla zonazione eolica precedentemente riportati.

La pressione del vento p è determinata come segue:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d. [N/m^2]$$

Nella formula precedente con q_r si indica la pressione cinetica di riferimento del vento.

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: VENOSA
 Provincia: POTENZA
 Regione: BASILICATA

Coordinate GPS:
 Latitudine : 40.9806 N
 Longitudine: 15,920 E

Altitudine s.l.m.: 400m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
 Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = III

Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anni

$C_{tr} = 1$ per $Tr = 50$ anni

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 0,90

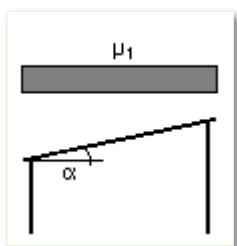
Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 80$ daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 20,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 64$ daN/mq

Schema di carico:



VENTO:

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 415 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 27,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50 \text{ anni}$

$C_r = 1$ per $T_r = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: D

[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]

Esposizione: Cat. II - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,19$; $Z_o = 0,05 \text{ m}$; $Z_{min} = 4 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 46 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,80$

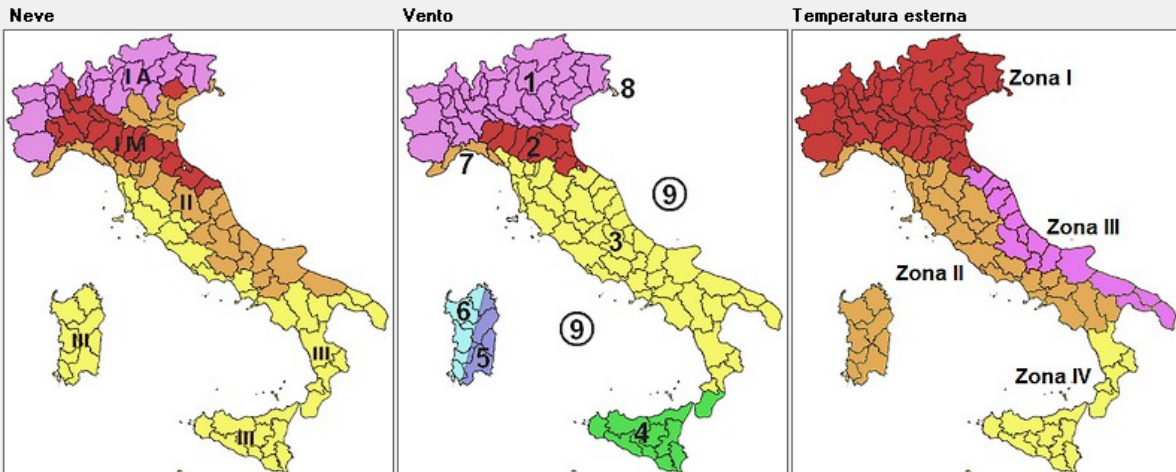
Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,80$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 2,50 \text{ m}$

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 148 \text{ daN/mq}$

Carichi neve, vento e temperatura esterna - v. 06/2021



Localizzazione	
Ricerca località	Aiuto per ricerca località
Regione	BASILICATA
Provincia	POTENZA
Località	VENDSA
Altitudine s.l.m. [m]	415.0

Parametri e impostazioni	
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018 (Nuove N.T.C.)
Zona vento	3 - Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata
Neve [ok]	Impostazione parametri di calcolo neve
Vento [ok]	Impostazione parametri di calcolo vento
Unità di misura	daN m

Neve	Zona: III
Vento	Zona: 3
Temperatura esterna	Zona: II, $A_s = 415.0 \text{ m slm}$ $T_{min} = -10.49$, $T_{max} = 41.17$

Relazione carichi Chiudi

6.4 Combinazioni di carico

Le azioni saranno cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

6.4.1. Combinazioni di Carico per Stati Limite Ultimi

Per ogni caso di carico CDC, i valori di progetto E_d per gli effetti delle azioni devono essere determinati da regole di combinazione che tengano conto dei valori di progetto delle azioni, come indicato nel prospetto a seguire.

Situazioni di progetto	Azioni permanenti G_d	Azioni variabili Q_d		Azioni accidentali A_d
		Azione variabile principale	Azioni variabili associate	
Persistente e transitoria	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	–
Accidentale (se non specificato diversamente)	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A \cdot A_k$ (se A_d non specificato direttamente)

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

- Combinazione fondamentale impiegata generalmente agli SLU:

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli SLU e gli SLE connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_i G_{ki} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- G_{kj} è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azioni variabile valutata come principale;
- Q_{ki} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili;
- γ_{Gj} è il coefficiente parziale di sicurezza per l'azione permanente G_{kj} ;
- γ_{Q1} è il coefficiente parziale di sicurezza per l'azione variabile principale Q_{k1} ;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza per l'azione variabile Q_{ki} ;
- $\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ sono i fattori di combinazione;
- E azione sismica per lo stato limite in esame.

Gli effetti dell'azione sismica E sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$\sum_i G_{ki} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando ai massimi ottenuti per la direzione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per i diversi casi di carico sono definiti nel prospetto che segue.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (permanentemente portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione assumono i seguenti valori.

Azione Variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento	0,6	0,2	0,3
Neve	0,5	0,2	0,0

6.4.2. Combinazioni di Carico per Stati Limite di Esercizio

Per gli stati limite di servizio si definiscono le combinazioni delle azioni di seguito riportate.

- Combinazione rara:

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione frequente:

$$\sum_j G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione quasi permanente:

$$\sum_j G_{kj} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

7. Modellazione Strutturale e Metodi di Analisi

Il dimensionamento di massima degli elementi strutturali viene eseguito, a partire dai risultati dell'analisi dei carichi, con i metodi e schemi strutturali semplificati.

Per quanto concerne la fase di progettazione esecutiva delle strutture, le analisi strutturali sono state condotte, oltre che con le classiche metodologie di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, anche attraverso l'utilizzo del metodo agli elementi finiti, verificato in modo opportuno che i risultati ottenuti con l'analisi FEM siano concordi con i risultati delle analisi semplificate.

Sul modello FEM si è verificato, inoltre:

- la corrispondenza tra elementi (beam, truss, plate, shell, ecc.) impiegati nella modellazione e la realtà strutturale;
- la reale utilizzabilità del tipo di codice di calcolo (lineare, non lineare) a seconda delle caratteristiche della struttura analizzata e del fenomeno indagato.

7.1. Descrizione del modello

Il modello tridimensionale del complesso strutturare viene realizzato con una serie di elementi di tipo *beam*, utili per modellare i componenti monodimensionali quali travi e colonne, ed elementi bidimensionali di tipo *shell* a quattro nodi, per modellare le pareti e le solette in cemento armato, la cui formulazione matematica prevede l'adozione, per ciascuno nodo, di sei gradi di libertà: tre traslazionali e tre rotazionali.

La modellazione in questione consente un'analisi molto accurata delle struttura che fornisce soluzioni valide ovunque tranne che in alcune zone "puntuali" soggette a sollecitazioni concentrate ed aree di appoggio localizzate; tali zone saranno oggetto di una analisi di dettaglio e trattate facendo ricorso ad una modellazione separata.

I risultati ottenuti dalla modellazione hanno fornito l'input per la definizione delle armature e per la successiva fase di verifica.

Di seguito verranno rappresentati i risultati grafici delle analisi svolte con l'ausilio del modello FEM sia per quanto concerne la progettazione degli elementi strutturali (sollecitazioni e calcolo armatura), sia i risultati delle verifiche di deformabilità e resistenza condotte sulla struttura.

8. Metodi di analisi

L'analisi strutturale in oggetto ha seguito le indicazioni contenute nella NTC 2018 della Circolare del 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni»".

8.1 Risultati modelli fem

Di seguito si riportano alcune immagini delle verifiche sugli elementi.

Gli elementi colorati in ciano sono verificati

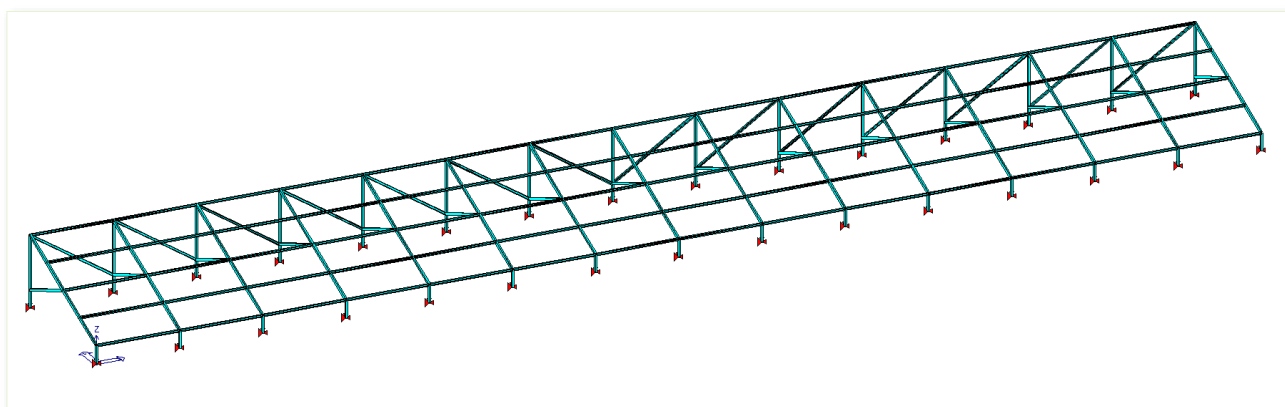


Figura 1 Elementi Verificati

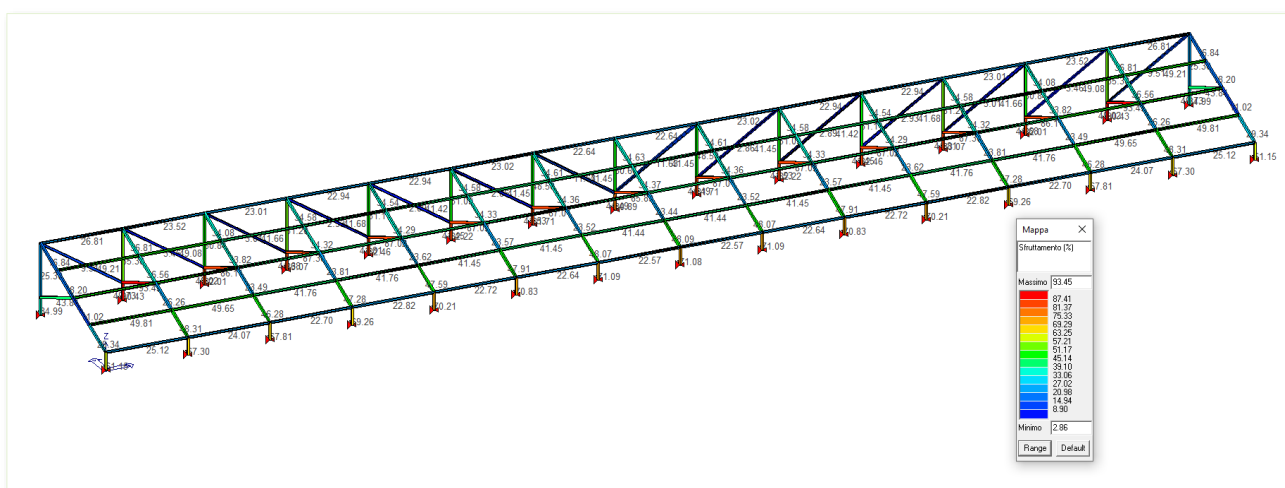


Figura 2 Verifica e Sfruttamento degli elementi Strutturali

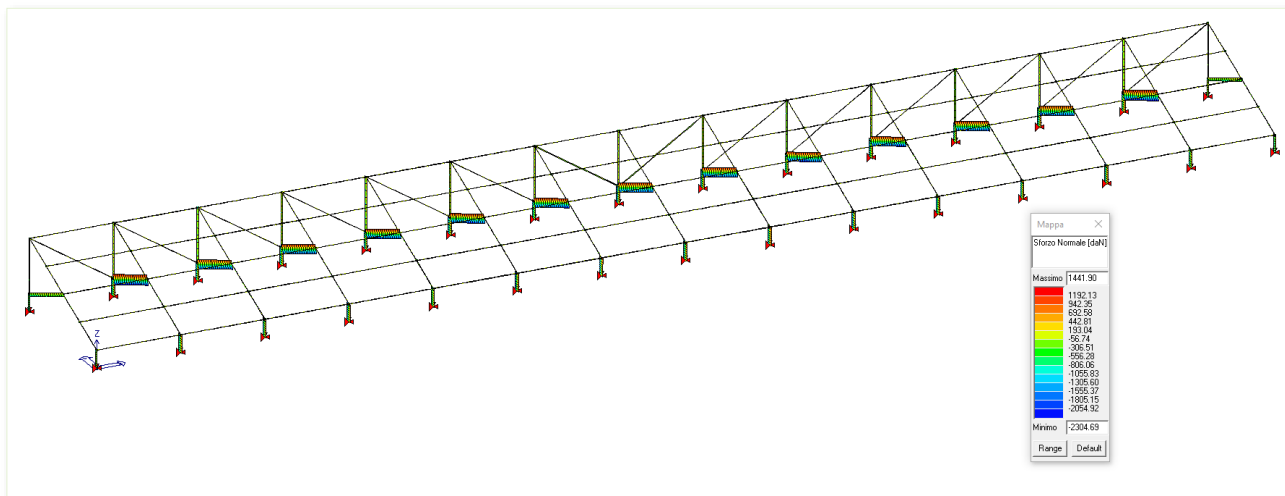


Figura 3 Diagramma degli sforzi normali

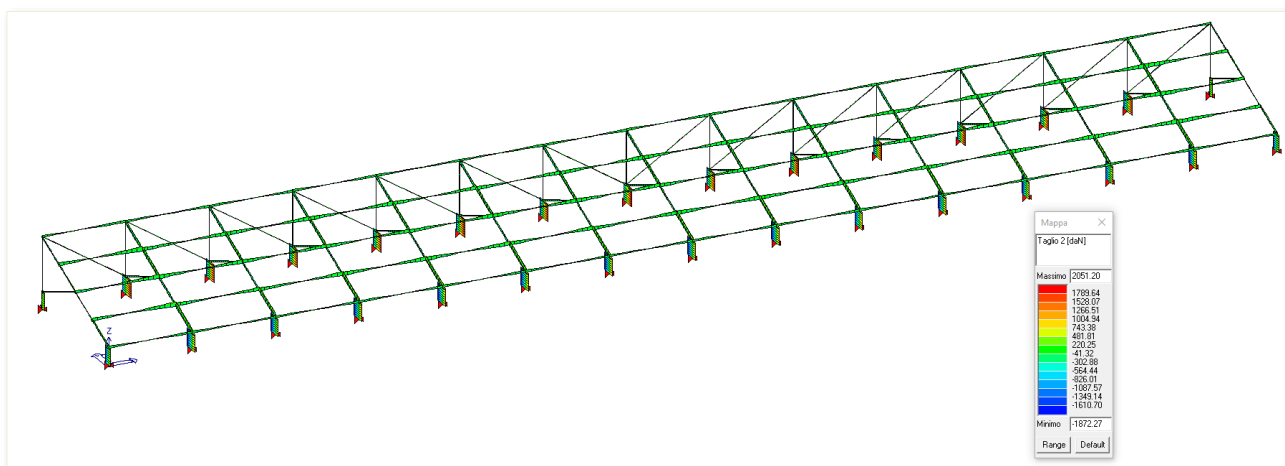


Figura 4 Diagramma del Taglio (T2)

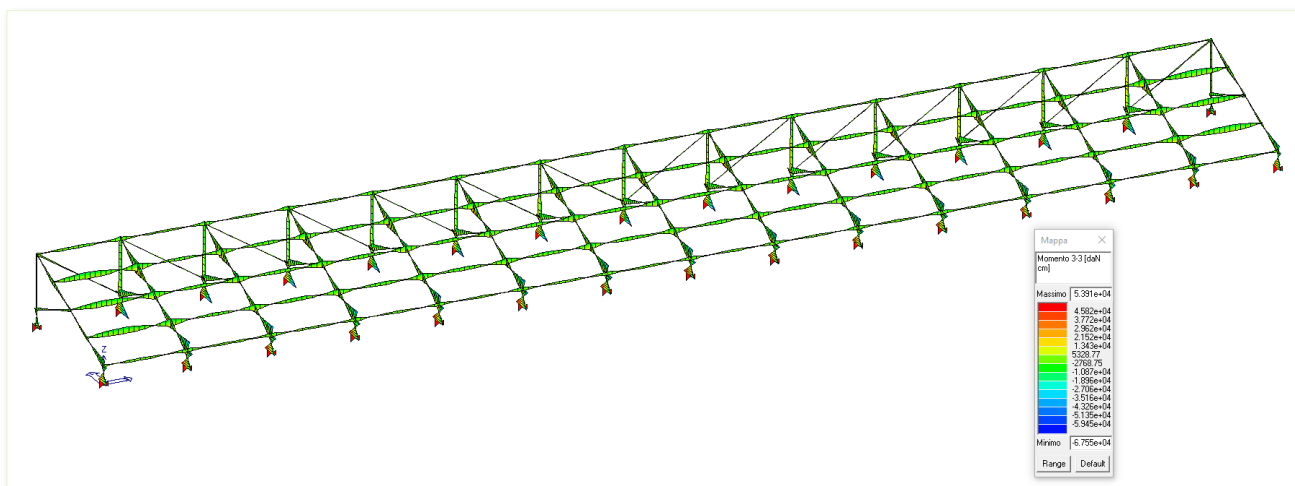


Figura 5 Diagramma del Momento (M3-3)

9. Verifica a sfilamento del sostegno

Nota la stratigrafia del terreno della relazione geologica del geologo Giancristiano Franchino, si confrontano la forza dovuta al vento che potrebbe causare lo sfilamento del montante e la forza reagente dovuta all'attrito tra terreno e metallo valutata col Metodo di Burland per terreni incoerenti.

Nel caso di pali soggetti a sforzi di trazione, il calcolo della resistenza allo sfilamento può essere valutata con il metodo proposto.

La portata laterale nella relazione di Burland(1973) può essere espressa come segue:

$$Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times K \times f_w \times \tan \delta;$$

con

A_{lat} = area laterale del palo;

P_{ef} = pressione efficace del terreno data da:

$$P_{ef} = L_{palo} \gamma \text{ se } L_{palo} < 15 \times D \text{ palo};$$

$$P_{ef} = 15 D_{palo} \gamma \text{ se } L_{palo} > 15 \times D \text{ palo};$$

$15 \times D_{palo}$ = profondità critica per il calcolo della pressione efficace;

L_{palo} = lunghezza del palo;

D_{palo} = diametro o lato medio del palo;

γ = peso di volume del terreno;

$K = 1 - \sin \varphi'$;

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4)\varphi + 10$;

φ =angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

δ =angolo d'attrito terra-palo, posto generalmente uguale a 20° per pali in acciaio e a $(2/3)\varphi'$ per pali in calcestruzzo;

f_w =fattore correttivo legato alla tronco-conicità percentuale del palo (tr)del palo;

A: Area laterale del montante (cmq) = $25*150=5.000$ cmq (considerando una profondità minima di infissione pari a 1,5 m

P eff: $15Dpalo \gamma = (15*80*0,00185) = 2.22$ daN/CMq

$K = 1 - \text{sen } \varphi' = 1 - \text{sen } ((3/4)\varphi + 10) = 1 - \text{sen } ((3/4)24 + 10) = 0.53$

$f_w = 1$

$\text{tg } \delta = 0.364$

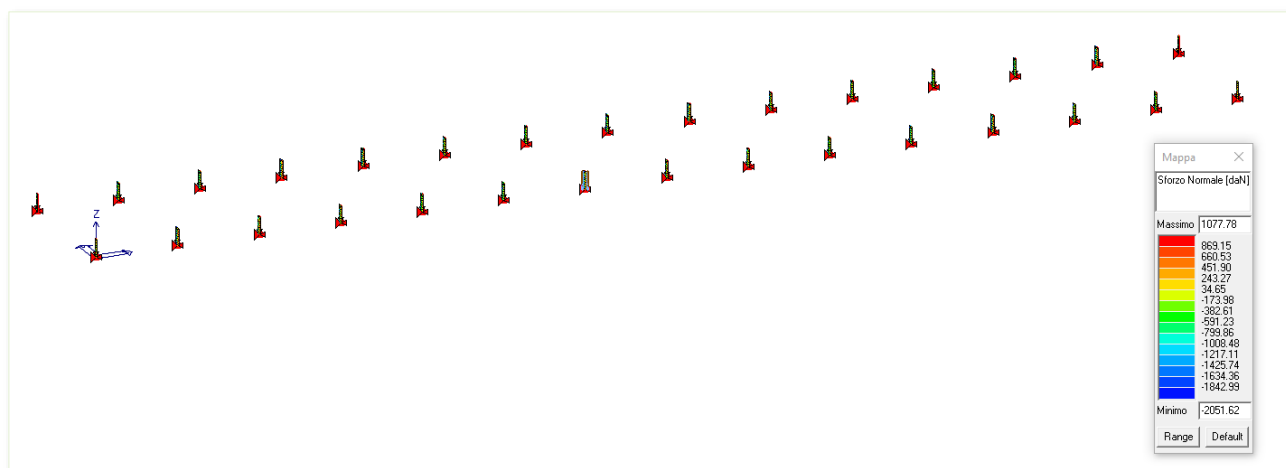
$$Q_{lat} = 3750 * 2.2 * 0.53 * 1 * 0.364 = 1590 \text{ daN}$$

Le verifiche agli Stati Limite risultano soddisfatte se:

$$R_{sd} > T_{sd}$$

$R_{sd} = 1590$ daN

Lo sforzo di trazione a cui sono sollecitati i sostegni è pari a $F = 1078$ daN



$R > T \rightarrow$ Verifica soddisfatta

Nella verifica, a vantaggio di sicurezza, si sono trascurati i pesi propri della struttura sovrastante e i coefficienti geotecnici minimi.

Si consiglia, tuttavia, di verificare la forza di sfilamento del sostegno in situ, mediante idonea prova.

10. Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

La società produttrice, 2S.I., ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

9.1. Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare, la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

1.2. Informazioni generali sull'elaborazione

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

1.3. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi

tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.) .

In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è **corretta ed idonea** al caso specifico, pertanto i **risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili**.