



COMUNE DI LUCERA E FOGGIA

PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO AGRIVOLTAICO
AVANZATO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO
AMBIENTALE (VIA)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)
"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

LUCERA

DITTA

NVA 1 S.r.l.

Elaborato

24193-PD_G-RT_012_00

Scala

-

Titolo dell'allegato:

Relazione di calcolo preliminare delle strutture

REV.	DESCRIZIONE	DATA
00	Prima Emissione	25/06/2024

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

AGRIVOLTAICO
AVANZATO

IMPIANTO

- Pannelli: 52.780 u
- Potenza complessiva: 38,00 MW
- Potenza unitaria: 720 W
- Connessione alla stazione di elevazione a 30/150kV

Il progettista:



ATS Engineering srl
P.zza Giovanni Paolo II, 8 71017
Torremaggiore (FG) 0882/393197
atseng@pec.it

Il proponente:



NVA 1 S.r.l.
Via Lepetit, 8 20045 Lainate (MI)
nva.1@legalmail.it

Il progettista:

Seingim Global Service S.r.l.
Vicolo degli Olmi, 57
30022 - Ceggia (VE)
0421/323007
info@seingim.it

seingim

Il tecnico:

Ing. Eugenio Di Gianvito
atsing@atsing.eu



LUCERA		
IMPIANTO AGRIVOLTAICO AVANZATO 38,00 MW UBICATO NEL COMUNE DI LUCERA	Data:	25/06/2024
	Revisione:	00
	Codice Elaborato:	24193-PD_G-RT_012_00
Società:	NVA 1 S.r.l.	

Elaborato da:	Data	Approvato da:	Data Approvazione	Rev	Commenti
Seingim Global Service S.r.l.	25/06/2024	ATS Engineering S.r.l	--/--/----	00	

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3	PRINCIPI FONDAMENTALI	7
4	CLASSIFICAZIONI DELLE AZIONI	9
4.1	Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale:	10
4.2	Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:	10
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	11
6	VERIFICA PRELIMINARE DELLE FONDAZIONI DEI PREFABBRICATI	13
6.1	Transformer station	14
6.2	Cabina di consegna di gestione e controllo dell'impianto	15
6.3	Cabina di manutenzione e cabina magazzino	16
6.4	Azioni agenti sui basamenti	18
6.5	Materiali impiegati e resistenze di calcolo	19
6.6	Indagini in sito e caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione	23
6.7	Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	24
6.8	Carico limite di fondazioni superficiali su roccia	29
6.9	Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali	30
6.10	Determinazione delle tensioni indotte nel terreno	30
6.11	Calcolo dei cedimenti della fondazione	31
6.12	Parametri di calcolo e risultati delle verifiche geotecniche	35
6.13	Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali	39
6.14	Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali	40
6.15	Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali (15 x 3x 0,25)m	43
6.16	Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali	44
6.17	Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali	45
7	VERIFICA PRELIMINARE TRACKER	48
7.1	NORMATIVE DIMENSIONAMENTO TRACKER	48
7.2	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MODULI FOTOVOLTAICI	49
7.3	Vento e neve	52
8	AZIONE SISMICA	54
8.1	Calcolo fattore di comportamento	56
8.2	Caratteristiche dei materiali considerati	58

8.3	Schematizzazione dei casi di carico.....	61
9	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI.....	66
9.1	Tipo di analisi effettuate.....	67
9.2	Combinazioni e/o percorsi di carico.....	67
9.3	Principali risultati.....	70
9.4	Sintesi delle verifiche di sicurezza.....	90
9.5	Fondazioni di sostegno.....	95
10	CONCLUSIONI.....	96

1 PREMESSA

UBICAZIONE INTERVENTO - INQUADRAMENTO TERRITORIALE ED URBANISTICO

L'intervento riguarda la realizzazione di un impianto agrivoltaico, denominato "Lucera", nel Comune di Lucera, in Provincia di Foggia, e più precisamente in località "Costa S. Severo" che ha come obiettivo, oltre alla produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile, la valorizzazione del paesaggio e l'inserimento al meglio del progetto all'interno del contesto paesaggistico in cui si trova.

L'impianto avrà complessivamente una potenza installata pari a **38.001,60 kWp**, distribuita in 52.780 moduli fotovoltaici in silicio monocristallino HJT della potenza unitaria di 720 Wp, su un terreno prevalentemente pianeggiante di estensione di circa 47,24 ettari.

La connessione alla Rete di Trasmissione Nazionale (RTN), proprietà di Terna Spa, sarà effettuata tramite una linea a 30 kV MT interrata fino ad arrivare alla stazione di elevazione 30/150 kV; da qui tramite linea interrata a 150 kV AT, sarà collegato alla stazione di futura realizzazione SSE "Palmori", situata nel comune di Lucera (FG). L'area per l'insediamento della sottostazione sarà oggetto di procedura di esproprio.

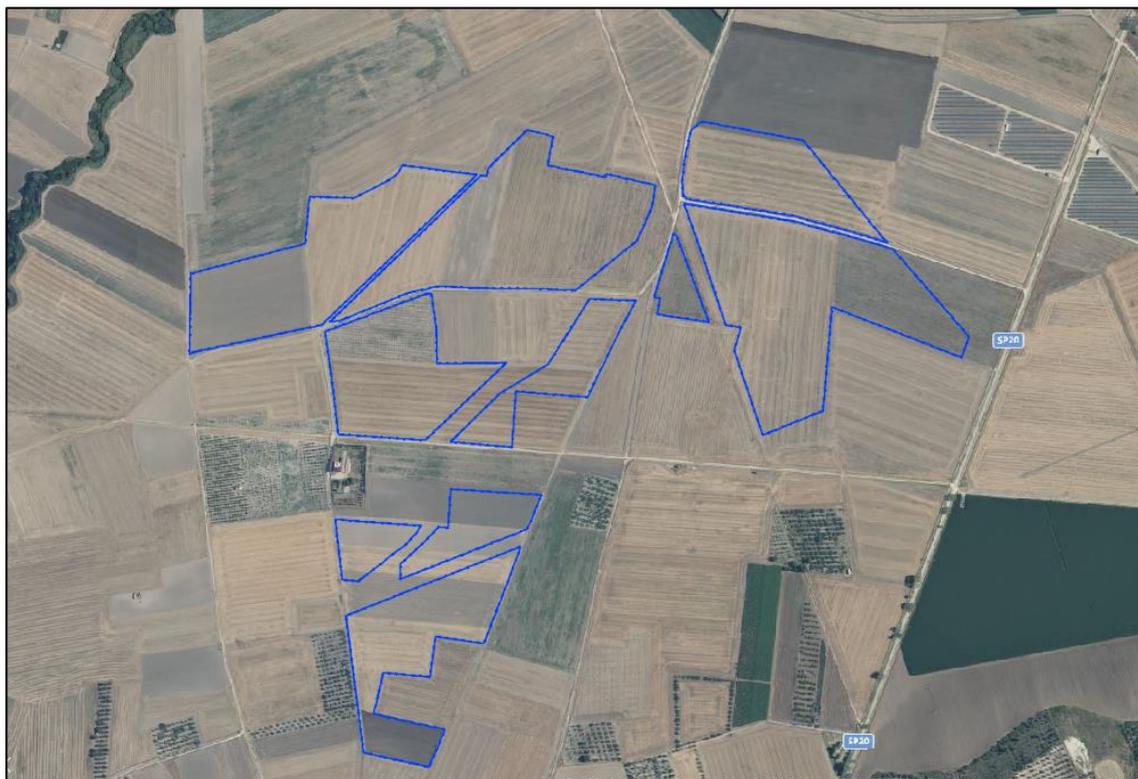


Figura 1 - Inquadramento su ortofoto

Il sito interessato dalla realizzazione dell'impianto ricade nel Catasto Terreni del Comune di Lucera al:

- Fg.31 P.Ile 73,60,61,731,744,599,257;
- Fg 43 P.Ile: 4, 192, 690, 691, 480, 220, 115;
- Fg 32 P.Ile: 831, 338,167,152;
- Stazione Terna "Palmori" di futura realizzazione Fg.38 P.Ile 164, 168

L'area in questione ha una superficie lorda di intervento di circa 47 ettari e si trova ad un'altitudine media di m 100 s.l.m.; le coordinate planimetriche, espresse con datum WGS84 e proiezione UTM 33 N sono lat. 41° 32' 1" N, 15° 21' 5" E.

Per la connessione alla rete nazionale è prevista una stazione di elevazione, situata nei pressi della Stazione Terna di futura realizzazione, località "Palmori" nel Comune di Lucera (FG), la quale verrà collegata mediante un cavidotto interrato a 150 kV, identificabile a livello catastale al Foglio 20 p.Ila 59.

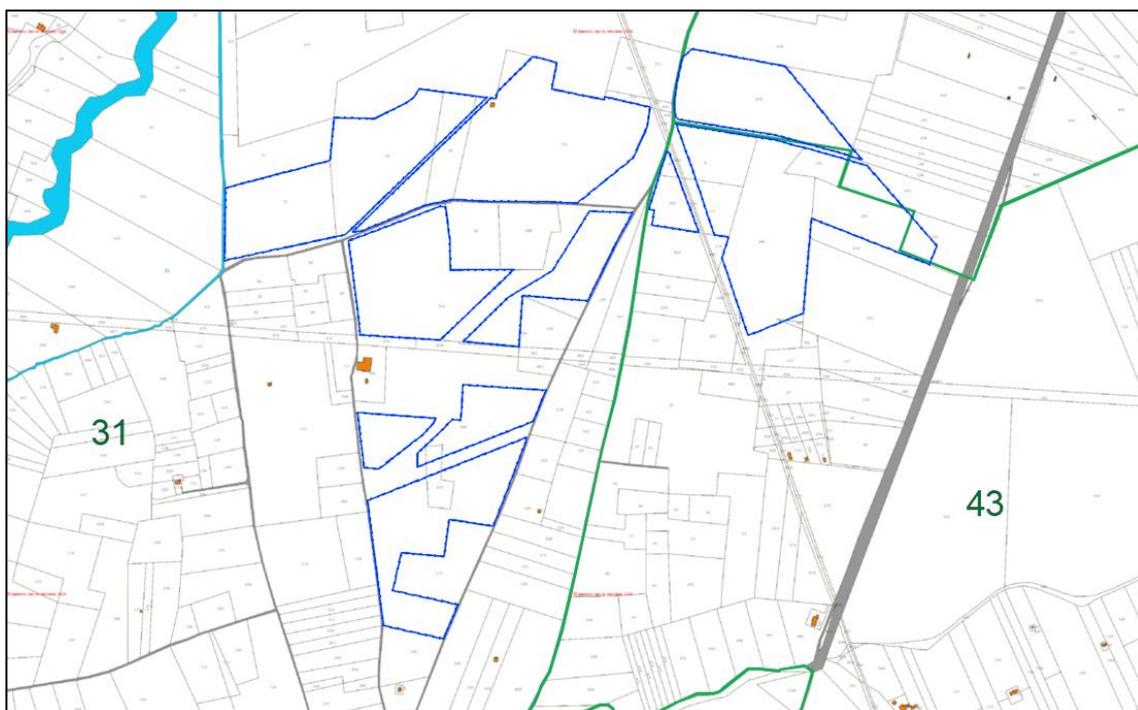


Figura 2 - Inquadramento su catastale

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa con i principali dati di progetto:

Impianto	Lucera
Comune (Provincia)	Lucera (FG)
Coordinate (WGS84 33N)	Latitudine: 41° 32' 1" N Longitudine: 15° 21' 5" E
Superficie di impianto	47,24 ha
Potenza di picco	38.001,60 kW _p
Tensione di sistema (CC)	1.500 V
Tensione di connessione	Sottostazione di elevazione 30/150 kV
Tipologia di impianto	Impianto agrivoltaico avanzato - moduli solari installati su inseguitori monoassiali N-S (tracker) di tipo 2P
Moduli	N° 52.780 Silicio monocristallino HJT da 720 W _p
Inverter	N°108 Inverter di stringa
Tilt	-25°/+25°
Azimuth	0° (Sud)
Cabine di campo	N°15 di tipo prefabbricate <ul style="list-style-type: none"> • n°12 Cabine di trasformazione (STS) impianto PV • n°1 Cabina di consegna • n°1 Cabina di manutenzione e videosorveglianza • n°1 Cabina magazzino

Non è stata trovata alcuna voce d'indice.

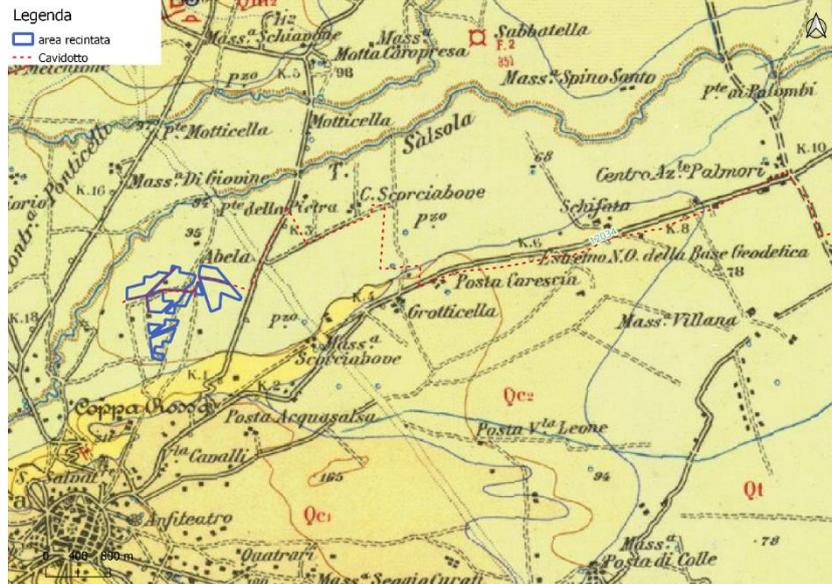
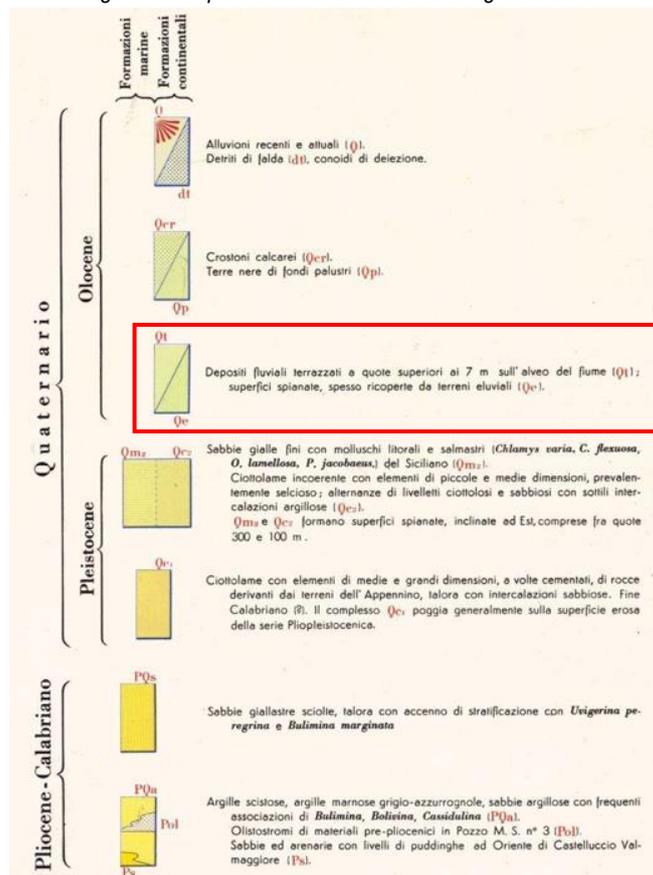


Figura 3 - Inquadramento su Carta Geologica d'Italia



2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18, definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità;
- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità 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.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1 -** "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1 -** "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5 -** "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

3 PRINCIPI FONDAMENTALI

Secondo quanto riportato nel D.M. 17-01-2018 le opere e i componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalla normativa. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nella normativa.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- durabilità, capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova

e del livello previsto di manutenzione.

- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile, il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

I principali Stati Limite Ultimi (SLU) sono indicati nell'elenco riportato di seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, considerati come corpi rigidi;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di una condizione di cinematismo irreversibile;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi comprendono gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e gli Stati Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

I principali Stati Limite di Esercizio (SLE) sono elencati di seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità
- corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che

possano compromettere la durabilità

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio comprendono gli Stati Limite di Operatività (SLO) e gli Stati Limite di Danno (SLD).

Nel metodo di calcolo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione: **$R_d \geq E_d$**

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione:

$$X_d = X_k / \gamma_m,$$

essendo γ_m il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione:

$$F_d = \psi_f * F_k$$

essendo ψ_f il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 * F_k$, ove $\psi_0 < 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico. La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

4 CLASSIFICAZIONI DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi:

- a) Dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili
- b) Indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli

- c) Degrado:
- Endogeno, alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale
 - Esogeno, alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

4.1 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale:

- a) Statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) Pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) Dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti;

4.2 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- a) Permanenti (G), azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali, forze risultanti dalla pressione dell'acqua quando si configurino costanti nel tempo
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali o spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro o presollecitazione (P)
- b) Variabili (Q), azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:
 - sovraccarichi
 - azioni del vento
 - azioni della neve
 - azioni della temperatura

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

- c) Eccezionali (A), azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della

struttura:

- Incendi
- Esplosioni
- Urti ed impatti

d) Sismiche (E), azioni derivanti dai terremoti

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Come anticipato precedentemente la capacità di progetto $R_d = f(X_d, a_d)$ mentre la domanda di progetto $E_d = f(F_d)$. A sua volta F_d è ottenuta dal suo valore caratteristico F_k per mezzo di ψ_f il fattore parziale relativo alle azioni che si ricorda essere < 1 .

Il valore caratteristico G_k di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente: Q_{k1} rappresenta l'azione variabile di base e Q_{k2} , Q_{k3} , Q_{kn} le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- e) valore quasi permanente $\psi_{2j} * Q_{kj}$ il valore superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- f) valore frequente $\psi_{1j} * Q_{kj}$ il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- g) valore di combinazione $\psi_{0j} * Q_{kj}$: il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nella tabella di seguito vengono riportati i valori dei coefficienti di combinazione da adottarsi per strutture civili e industriali.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1 Valori dei coefficienti di combinazione

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

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (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, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
 $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Nelle verifiche agli stati limite ultimi SLU si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno **GEO**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Il coefficiente parziale di precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1$.

Le azioni sismiche di progetto (E), in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vr} , nel periodo di riferimento V_r .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento V_r , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per i valori di a_g , F_0 , T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B del decreto delle infrastrutture 17 Gennaio 2018.

6 VERIFICA PRELIMINARE DELLE FONDAZIONI DEI PREFABBRICATI

A servizio dell'impianto agrivoltaico sono previste più apparecchiature prefabbricate e preassemblate che concorrono all'esercizio dell'impianto.

In particolare, saranno installate:

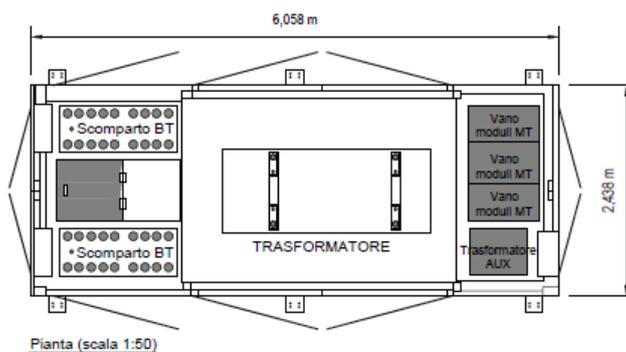
- N°12 Cabine di campo (Transformer Station ('**TS**')) sono collocate in posizione strategica rispetto alle varie aree dell'impianto, con la duplice funzione di collegare gli inverter presenti in campo e di elevare la tensione da BT a MT;
- N°1 Cabina di consegna MT Cabina di consegna prefabbricata corredata di arrivi e partenze linee

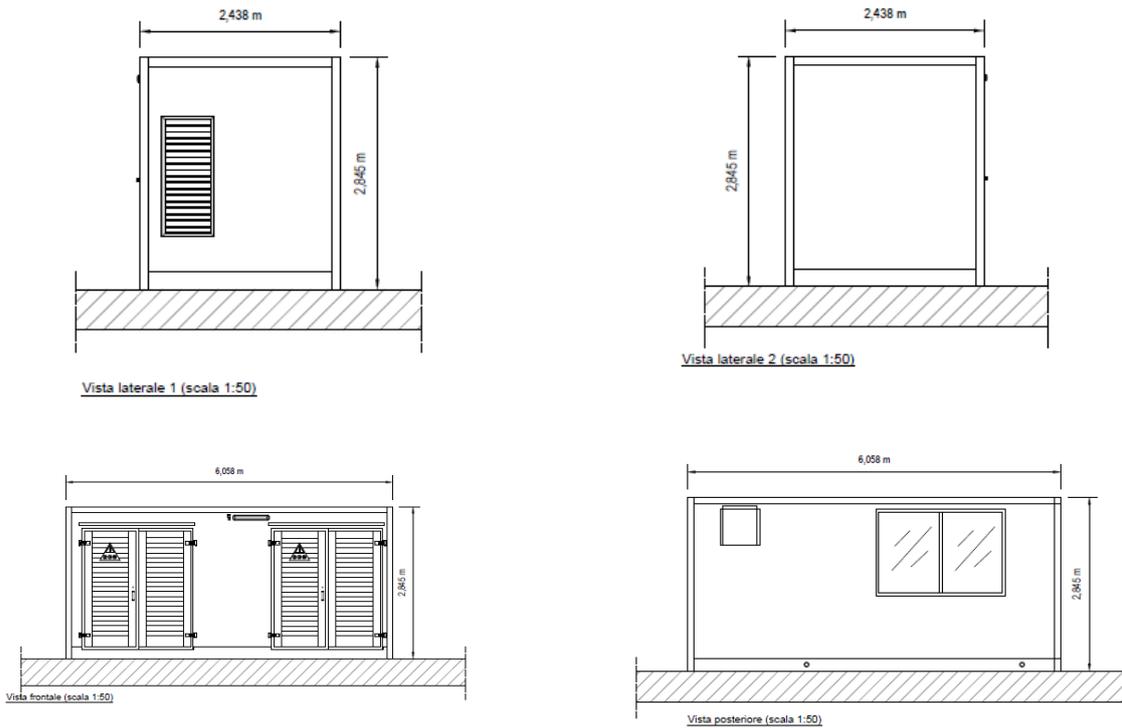
MT;

- N°1 Cabina di manutenzione con locale di controllo;
- N°1 Magazzino.

6.1 Transformer station

Le power station e la cabina di consegna saranno delle strutture prefabbricate in C.A.V. dotate di fondazioni a vasca in grado di garantire il passaggio dei cavi interrati e contenere eventualmente lo sversamento di oli provenienti dai trasformatori. Di seguito si riporta il dettaglio costruttivo.

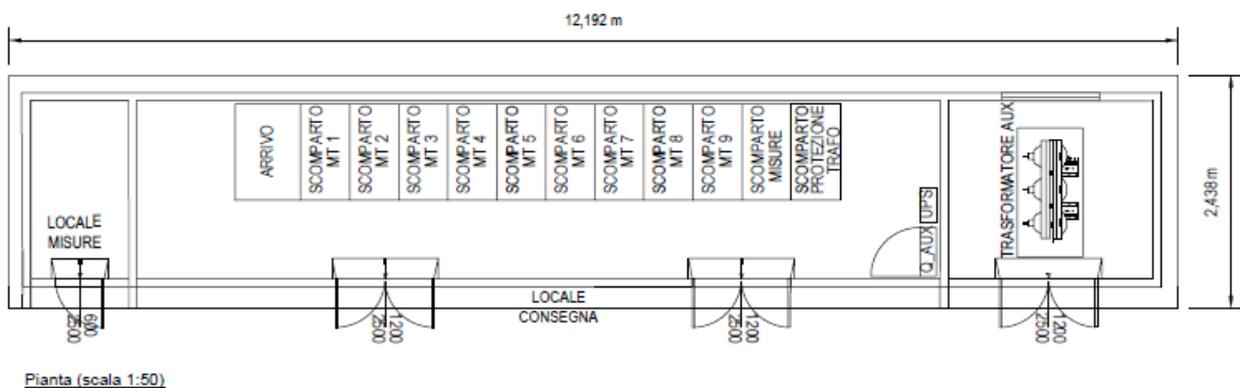


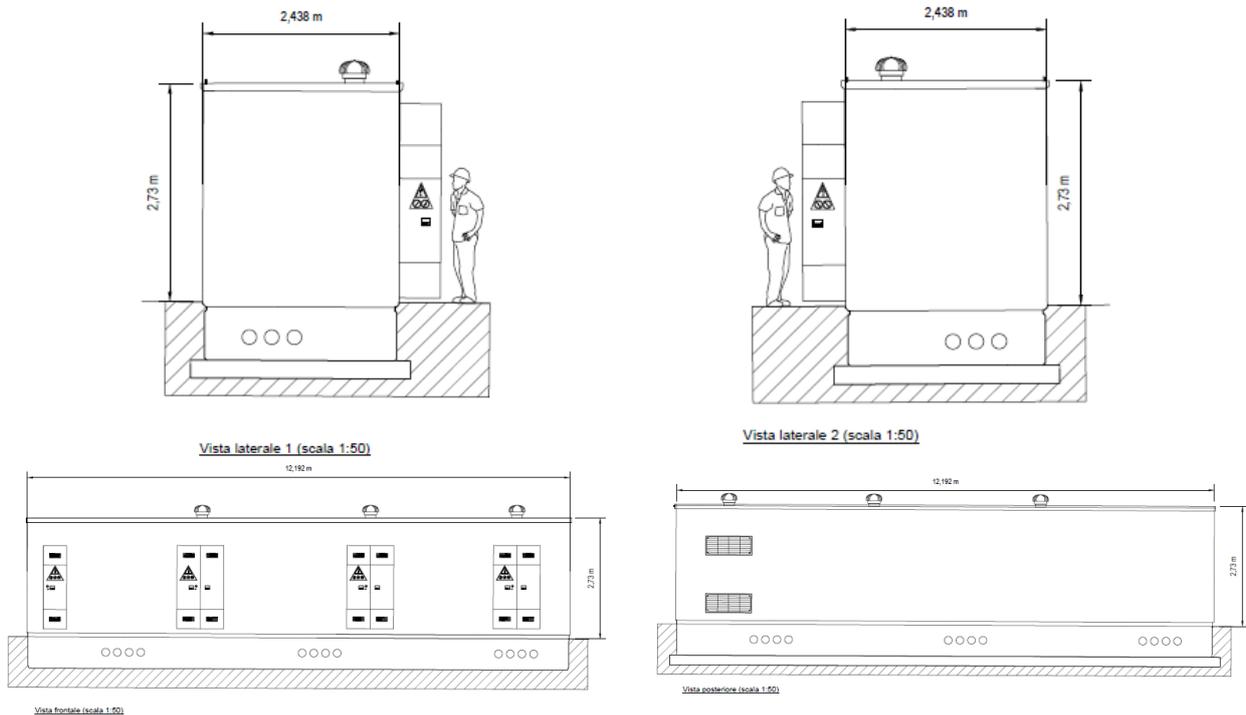


Transformer station (cabine di campo)

Come anticipato precedentemente la cabina di consegna è una struttura prefabbricata all'interno della quale giungeranno le linee di collegamento delle power station di campo e dalla stessa partiranno le terne di cavi che si articoleranno fino al punto di trasformazione 30/150KV in SSE. All'interno della cabina di consegna saranno posizionate apparecchiature

6.2 Cabina di consegna di gestione e controllo dell'impianto



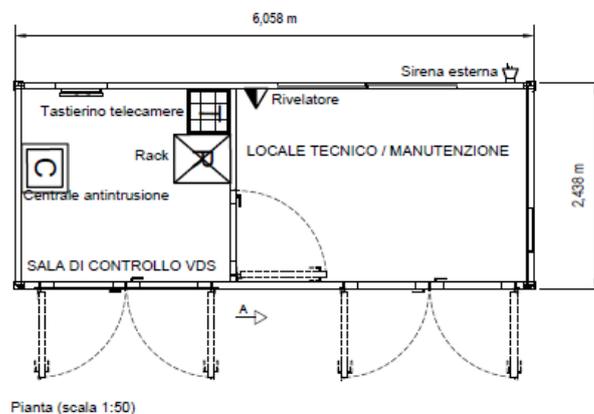


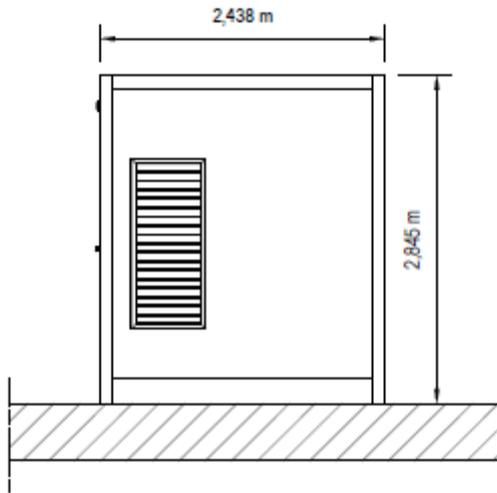
Cabina di consegna

Le suddette strutture preassemblate e prefabbricate saranno corredate dei calcoli strutturali e certificati di collaudo ad opera del costruttore. In particolare, il costruttore consegnerà la cabina con un basamento di fondazione monoblocco a vasca, in modo da garantire flessibilità per quanto riguarda la distribuzione dei cavi all'interno della cabina e assicurare una corretta distribuzione dei carichi sul terreno.

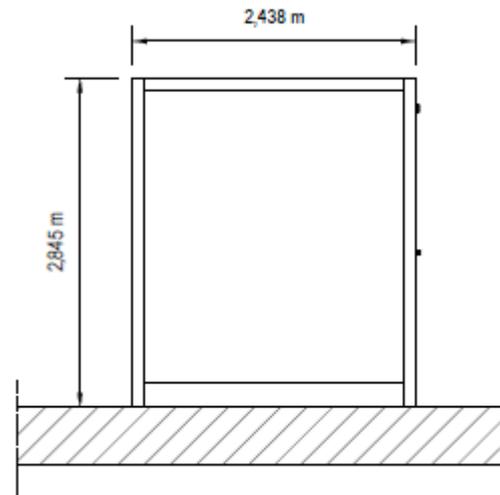
6.3 Cabina di manutenzione e cabina magazzino

Le cabina di manutenzione e il magazzino saranno dei container da 20 piedi aventi una fondazione, di tipo a soletta in C.A. su cui si ripartirà il carico distribuito degli stessi. Di seguito si riportano gli schemi grafici estratti dall'elaborat cartografico a corredo del presente progetto (Cfr. 24193-PD_G-EG_037_00):

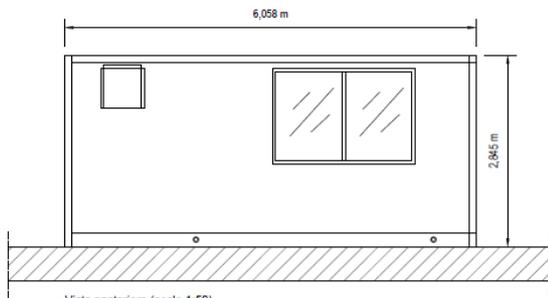




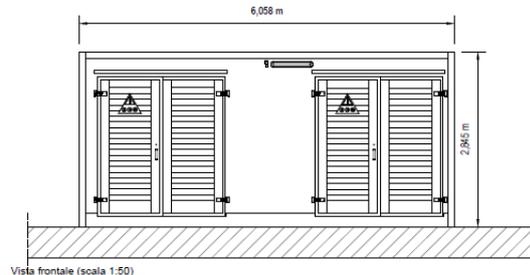
Vista laterale 1 (scala 1:50)



Vista laterale 2 (scala 1:50)

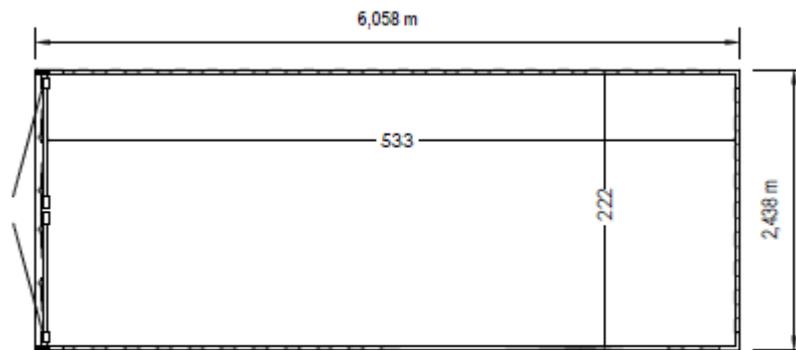


Vista posteriore (scala 1:50)

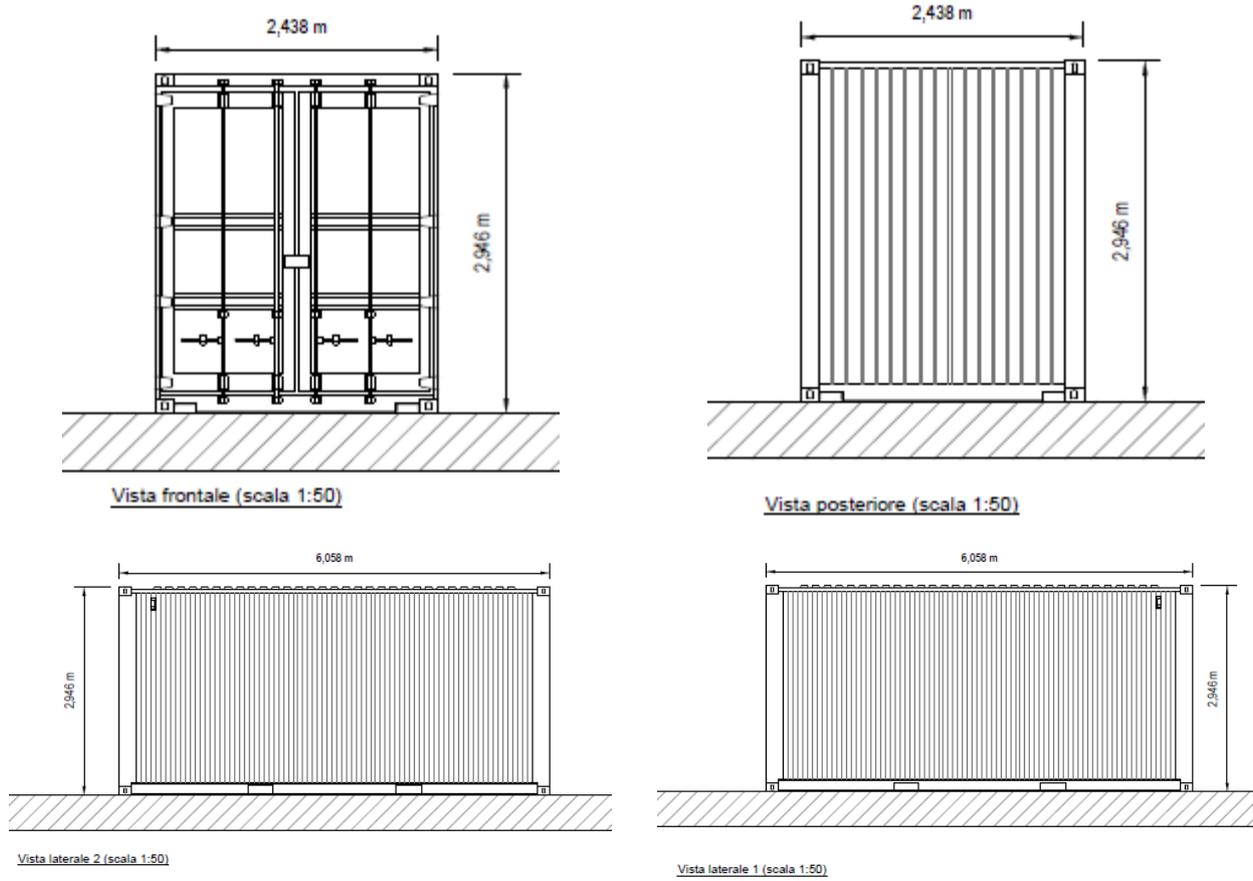


Vista frontale (scala 1:50)

Cabina di manutenzione e controllo



Pianta (scala 1:50)



Cabina Magazzino

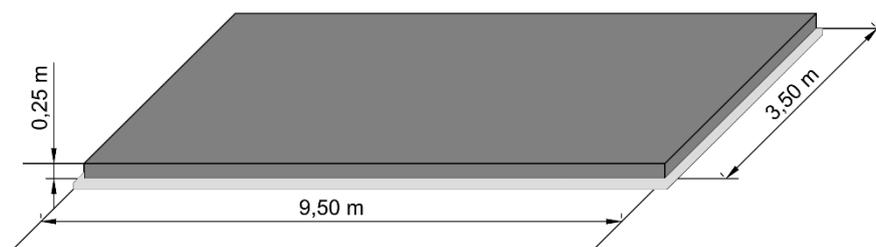
6.4 Azioni agenti sui basamenti

Per i basamenti di cui sopra si considerano, in via preliminare, i seguenti carichi:

Transformer station, Cabina di consegna, Magazzino e Locale manutenzione:

- Peso cabinato, comprensivo di macchinari ed attrezzature circa 13.000 kg corrispondente ad un carico ripartito di 0.04 daN/cm²
- Si è considerato un sovraccarico accidentale di 0,06 daN/cm²
- Si è considerato il carico neve par a 0,008 daN/cm².

Le cabine risultano appoggiate su basamenti in calcestruzzo armato. Si riporta di seguito la schematizzazione assometrica delle due tipologie di fondazioni previste per il singolo elemento funzionale.

*Fondazione cabine di campo**Fondazioni Cabina di consegna*

6.5 Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Tutti i materiali strutturali impiegati saranno muniti di marcatura CE, e saranno conformi alle prescrizioni del regolamento n. 305/2011 del parlamento europeo e del consiglio del 9 marzo 2011, in merito ai prodotti da costruzione. I materiali ed i vari prodotti necessari per la realizzazione delle componenti strutturali del progetto dovranno attenersi ai consueti canoni di selezione e scelta riportati in normativa. Si ritiene comunque necessario sottolineare che essi dovranno essere:

- identificati univocamente a cura del Produttore;
- qualificati sotto la responsabilità del Produttore;
- accettati dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Le prove su materiali e prodotti devono generalmente essere effettuate da:

- laboratori di prova notificati ai sensi dell'art.18 della Direttiva n.89/106/CEE
- laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001
- altri laboratori, dotati di adeguata competenza e idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale

I produttori di materiali, prodotti o componenti dovranno dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante dovranno essere

documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Acciaio in barre da c.a.

Tipo di acciaio: B450C

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.00
Tensione caratteristica di rottura	$\geq f_{t\ nom}$	5.00
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 < 1.35	10.00
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1.25	
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\ %$	
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche		
$\varnothing < 12\ mm$	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16\ mm$	5 \varnothing	
per $16 \leq \varnothing \leq 25\ mm$	8 \varnothing	
per $25 \leq \varnothing \leq 40\ mm$	10 \varnothing	

Le barre sono caratterizzate dal diametro Φ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³. L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli e deve rispettare i requisiti indicati nelle seguenti tabelle.

$e_{yd} = f_{yd} / E_s$
$e_{su} = 1\ %$
$f_{yd} = f_{yk} / g_s$
$\sigma_s = 0,8 f_{yk}$

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[N/mm ²]
Resistenza a rottura dell'acciaio a trazione	f_t	540	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	206000	[N/mm ²]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[N/mm ²]

Prima della fornitura in cantiere, gli elementi di cui sopra, possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

Gli acciai delle reti e tralici elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare i 330 mm. Gli elementi base devono avere diametro Φ compreso tra 6 mm e 16 mm. Il rapporto tra i diametri delle barre componenti le reti deve essere: $\Phi\ min / \Phi\ Max \geq 0,6$.

Calcestruzzo per getti in opera

Tipo di calcestruzzo: C25/30, rif. UNI ENV 1992-1-1

Compressive strength class	$f_{ck,cyl}^{1)}$	$f_{ck,cube}^{2)}$	$E_{c0m}^{3) 4)}$	$E_{cm}^{5) 6)}$
	N/mm ²			
C 12/15	12	15	25800	21800
C 16/20	16	20	27400	23400
C 20/25	20	25	28800	24900
C 25/30	25	30	30500	26700
C 30/37	30	37	31900	28300
C 35/45	35	45	33300	29900
C 40/50	40	50	34500	31400
C 45/55	45	55	35700	32800

Nel Presente Progetto è previsto l'impiego di un calcestruzzo C25/30 per i basamenti. Le Caratteristiche Meccaniche del Calcestruzzo sono di seguito riportate e seguono le formulazioni classiche della normativa italiana vigente.

Classe di consistenza: S2-S5 (a seconda della specifica destinazione)

Consistenza:

- S4 (consistenza fluida – slump da 160 a 210 mm) → per le struttura entro e fuori terra in genere
- S5 (consistenza superfluida – slump \geq 220 mm) → per le parti di calcestruzzo a vista e di modesto spessore e per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura

Classe di esposizione:

- XC3 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – umidità moderata per strutture in elevazione:
- $a/c_{max} = 0,25$; dosaggio minimo di cemento (kg/m³) = 320 (280)) → per le strutture entro e fuori terra in genere
- XC2 (protezione contro corrosione armatura indotta da carbonatazione – bagnato, raramente asciutto: $a/c_{max} = 0,60$; dosaggio minimo di cemento (kg/m³) = 300 (280)) → per le pareti perimetrali dei serbatoi, relativa fondazione e soletta di copertura

Copriferro: 3.0 cm → per le struttura entro e fuori terra in genere

Tipo di aggregato: normale, di origine naturale o artificiale:

- Dimensione dell'aggregato: diametro massimo circa 20 mm Qualità dei componenti:
- La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine
- La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a circa 20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee Prescrizioni:

- Utilizzare cemento pozzolanico CEMIV secondo UNI EN 197-1 → per le parti di calcestruzzo a vista, relativa fondazione e soletta di copertura

6.6 Indagini in sito e caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Il territorio del comune di Lucera si estende nel Tavoliere di Puglia, vasta pianura coincidente con il tratto dell'avanfossa adriatica delimitato dalla Catena appenninica e dall'Avanpaese Appulo; il Tavoliere corrisponde infatti all'area compresa fra i Monti della Daunia e il Promontorio del Gargano. Questa immensa pianura, estesa per oltre 4000 Km² è interamente ricoperta da depositi quaternari, in prevalenza di facies alluvionale.

Con riferimento alla letteratura ufficiale della zona, l'area in esame, ricadente nel foglio "Cerignola" a scala 1:100.000 della Carta Geologica d'Italia, è occupata dalla potente serie dei sedimenti plio-quaternari che si sono depositi durante il ciclo trasgressivo-regressivo che ha portato al riempimento dell'avanfossa appenninica.

I terreni affioranti nell'area possono essere considerati appartenenti a depositi continentali di tipo alluvionale (recenti) databili all' Olocene. Si tratta di limi argilloso-sabbiosi con a luoghi lenti e strati di ghiaie. Superficialmente tali terreni sono ricoperti da una strato di terreno agrario che non consente delle buone osservazioni areali. I depositi alluvionali recenti giacciono sulla formazione delle Argille Subappennine che segnano il riempimento Plio-pleistocenico dell'avanfossa.

Modello geotecnico di riferimento

Dalle indagini geotecniche effettuate è emerso il modello geotecnico di riferimento da cui la stratigrafia del sottosuolo attesa per i siti di intervento, a partire dal p.c. attuale, è la seguente:

STRATO A –(25.15 m.s.l.m. - 54.15 m.s.l.m.)

- Peso di volume naturale $\gamma = 15,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 15^\circ$
- Coesione non drenata $c_u = 0,5 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità $E = 200 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo edometrico $M = 340 \text{ daN/cm}^2$

STRATO B –(54.15 m.s.l.m. – 49.00 m.s.l.m.)

- Peso di volume naturale $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 25^\circ$
- Coesione non drenata $c_u = 1 \text{ daN/cm}^2$
- Modulo di elasticità $E = 400 \text{ daN/cm}^2$

- Modulo edometrico $M = 750 \text{ daN/cm}^2$

Gli strati successivi non sono interessati dal bulbo di pressione determinato dai carichi agenti.

6.7 Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione

- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- g_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- g_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_i) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = \gamma^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

dove: $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$. Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- ca adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i-esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{P}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato

- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

6.8 Carico limite di fondazioni superficiali su roccia

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta } > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD . In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \qquad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;}$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \qquad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.}$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \qquad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = tg^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot tg^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

6.9 Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

6.10 Determinazione delle tensioni indotte nel terreno

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la

possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\begin{array}{l} \left(-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} \right) \\ \left(-\frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right) \end{array} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, "Q" va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità "D" del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

6.11 Calcolo dei cedimenti della fondazione

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i

granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{imp.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{imp.}$ e valore massimo per $w_{Lib.}$).

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento
- *per tipologia platea:*
- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento

- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia latea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed

- elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- $TBlim$ valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
 - $TB / TBlim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
 - $TLlim$ valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
 - $TL / TLlim$ rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
 - Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{lmp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

6.12 Parametri di calcolo e risultati delle verifiche geotecniche

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- - Per terreni sciolti: Vesic
- - Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan f (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- - Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- - Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- - Frazione di spinta passiva fSp: 50,00 %
- - Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione terreno: **001 / Strato A**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,500 E-3	2,000 E-3	15,000	0,500	200,000	340,000	60,0	0,500	0,50

Indice / Descrizione terreno: **002 / Strato B**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm ²	daN/cm ²	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
1,800 E-3	2,000 E-3	25,000	1,000	400,000	750,000	60,0	0,500	0,48

DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI (9,5x3,5x0,25)

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 16	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 17	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 21	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 24	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 25	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 28	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 29	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 31	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 32	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 33	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 34	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 35	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 36	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 37	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 38	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 40	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 41	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 42	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 44	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 45	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 46	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 47	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 48	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 49	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 50	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 51	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 52	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1

Platea n. 127	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 128	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 129	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 130	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 131	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 132	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Platea n. 133	Platea	001	25.000	56.419	25.000	2500.000	4	1
Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	25.000	280.000	25.000	760.000	760.000	

6.13 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0375 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.7983 + 0.0725 + 0.1986 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3876 / 3.0694 = 0,126 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 102091.4 = 0,000 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLim = 0.0 / 93086.5 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipologia	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-78220.6	-0.1821	-0.3876
004	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-67996.2	-0.1583	-0.3369

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0375 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.3161 + 0.0631 + 0.1598 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2585 / 2.5391 = 0,102 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 28275.1 / 95041.2 = 0,298 Ok (Cmb. n. 030)

TL / TLim = 28275.1 / 89439.5 = 0,316 Ok (Cmb. n. 005)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipologia	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	-8482.5	28275.1	-52169.2	-0.1214	-0.2585
021	SLV A1	Si	0.000	0.000	-28275.1	8482.5	-52169.2	-0.1214	-0.2585
030	SLV A1	Si	0.000	0.000	28275.1	8482.5	-52169.2	-0.1214	-0.2585

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0375 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.5963 + 0.0686 + 0.1820 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2585 / 2.8468 = 0,091 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 11648.7 / 95041.2 = 0,123 Ok (Cmb. n. 053)

TL / TLim = 11648.7 / 89439.5 = 0,130 Ok (Cmb. n. 045)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipologia	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
045	SLD	Si	0.000	0.000	-3494.6	11648.7	-52169.2	-0.1214	-0.2585
053	SLD	Si	0.000	0.000	-11648.7	3494.6	-52169.2	-0.1214	-0.2585

6.14 Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

Elemento: Platea n. 1

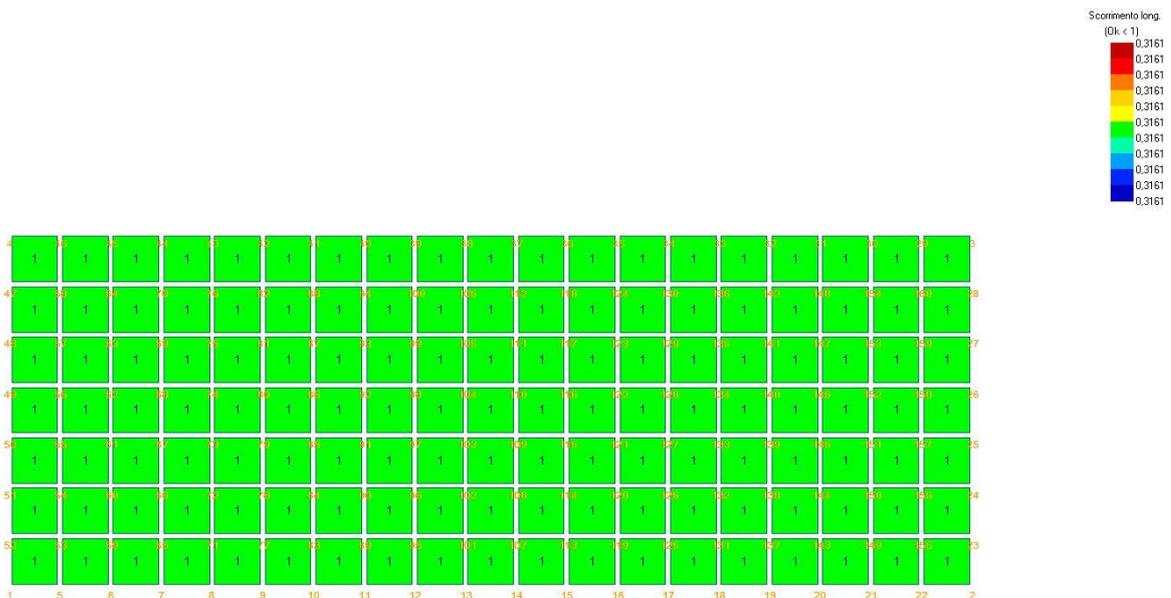
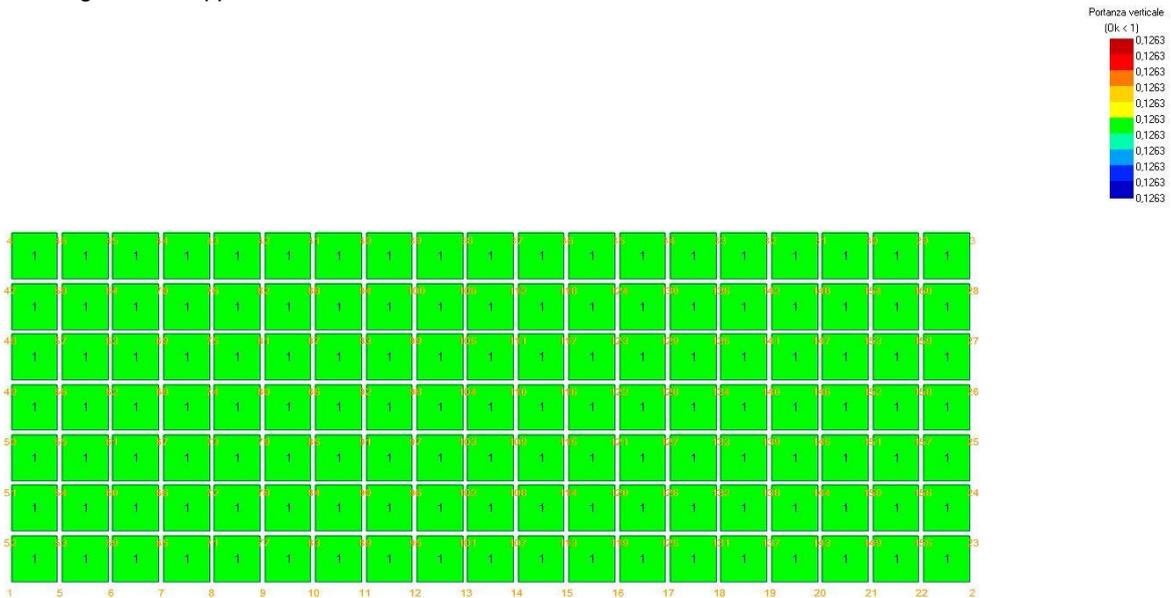
Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN/cm ²	T.T. min	T.T. max
069	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-34081.3	-0.0793	-0.1689
070	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-56691.2	-0.1320	-0.2809

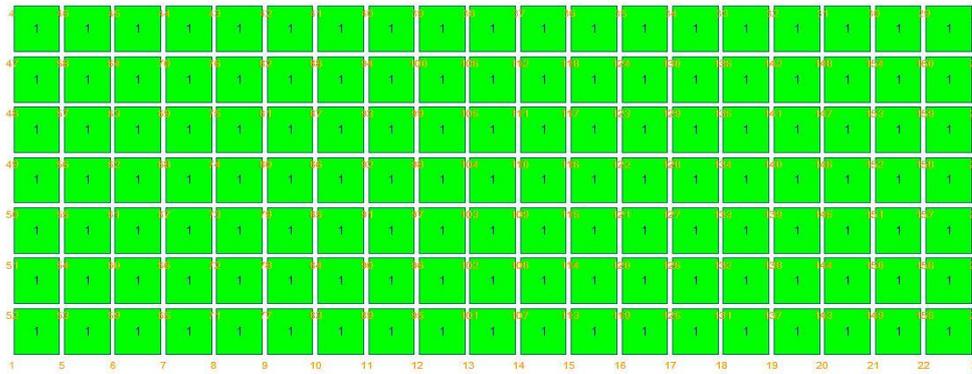
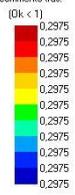
Cedimento massimo = -0.048 cm in Cmb n. 070

Cedimento minimo = -0.005 cm in Cmb n. 069

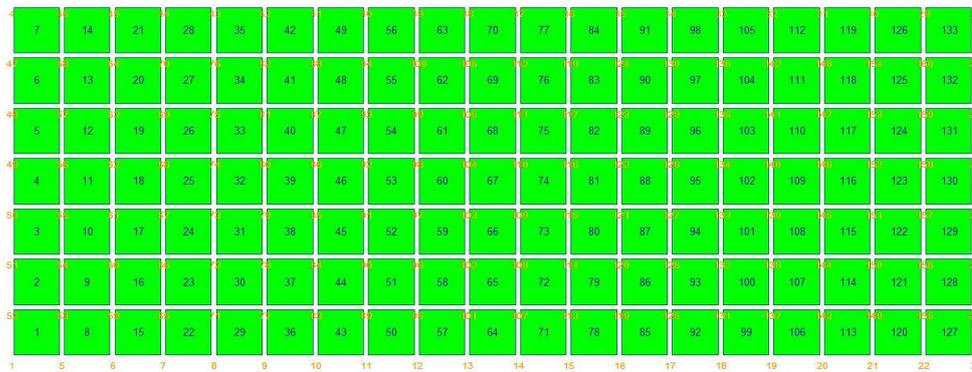
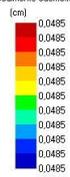
Si riportano, di seguito, le mappe di restituzione delle risultanze dell'analisi.

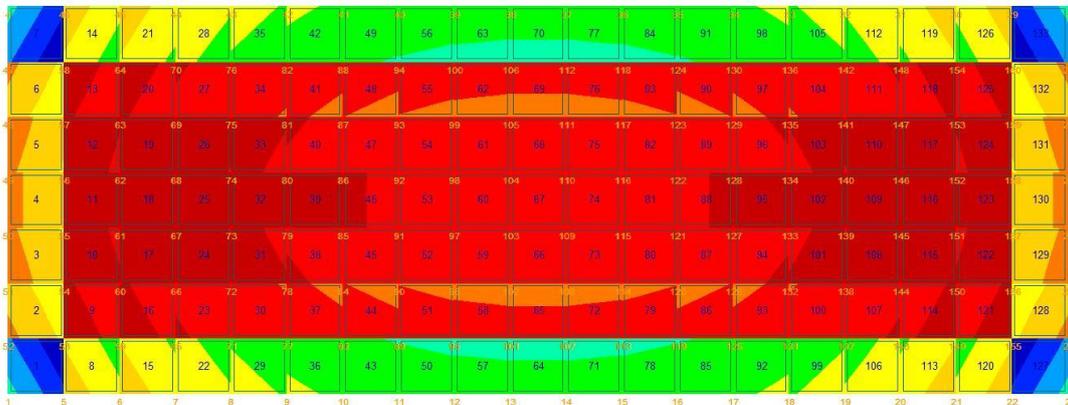
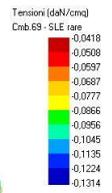
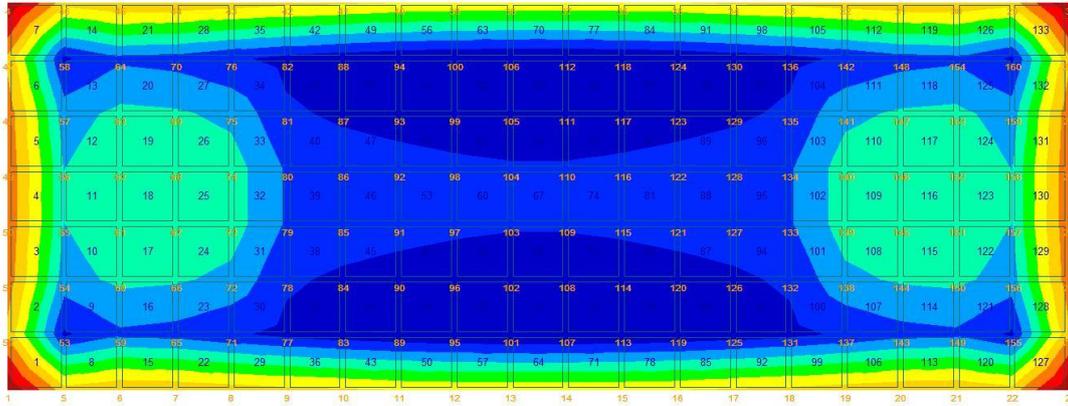
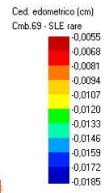


Scorimento tras.



Cedimento edometrico





6.15 Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali (15 x 3x 0,25)m

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Dia. Eq. cm	Spessore cm	Superficie cm ²	Vertici n. per elem.	Macro n.
Platea n. 1	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 2	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 3	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 4	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 5	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 6	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 7	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 8	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 9	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 10	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 11	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 12	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 13	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 14	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 15	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 16	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 17	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 18	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 19	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 20	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 21	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 22	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 23	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 24	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 25	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 26	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 27	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 28	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 29	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 30	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 31	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 32	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 33	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 34	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 35	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 36	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 37	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 38	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 39	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 40	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 41	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 42	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 43	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 44	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 45	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 46	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 47	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Platea n. 48	Platea	001	27.500	109.225	30.000	9375.000	4	1
Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base Eq. cm	Spessore cm	Lung. Eq. cm	Lung. Travata Eq. cm	
Macro n. 1	Macro-Platea	001	27.500	240.000	30.000	1200.000	1200.000	

6.16 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura. Le azioni trasmesse in fondazione, relative alle combinazioni di tipo sismico, non saranno amplificate in quanto determinate ipotizzando un comportamento non dissipativo.

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali gammaR di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 1

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0413 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.6748 + 0.0770 + 0.1869 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.3053 / 2.9386 = 0,104 Ok (Cmb. n. 002)

TB / TBlim = 0.0 / 143870.0 = 0,000 Ok (Cmb. n. 002)

TL / TLim = 0.0 / 125195.1 = 0,000 Ok (Cmb. n. 004)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
002	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-113175.0	-0.1844	-0.3053
004	SLU STR	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-97650.0	-0.1591	-0.2634

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0413 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.1252 + 0.0658 + 0.1467 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2056 / 2.3677 = 0,087 Ok (Cmb. n. 021)

TB / TBlim = 41445.4 / 133012.7 = 0,312 Ok (Cmb. n. 025)

TL / TLim = 41445.4 / 120659.5 = 0,343 Ok (Cmb. n. 005)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005	SLV A1	Si	0.000	0.000	-12433.6	41445.4	-76230.0	-0.1242	-0.2056
021	SLV A1	Si	0.000	0.000	-41445.4	12433.6	-76230.0	-0.1242	-0.2056
025	SLV A1	Si	0.000	0.000	-41445.4	12433.6	-76230.0	-0.1242	-0.2056

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0413 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.4562 + 0.0723 + 0.1696 + 0.0000

Qmax / Qlim = 0.2056 / 2.6981 = 0,076 Ok (Cmb. n. 053)

TB / TBlim = 17074.6 / 133012.7 = 0,128 Ok (Cmb. n. 053)

TL / TLim = 17074.6 / 120659.5 = 0,142 Ok (Cmb. n. 037)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
037	SLD	Si	0.000	0.000	-5122.4	17074.6	-76230.0	-0.1242	-0.2056
053	SLD	Si	0.000	0.000	-17074.6	5122.4	-76230.0	-0.1242	-0.2056

6.17 Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

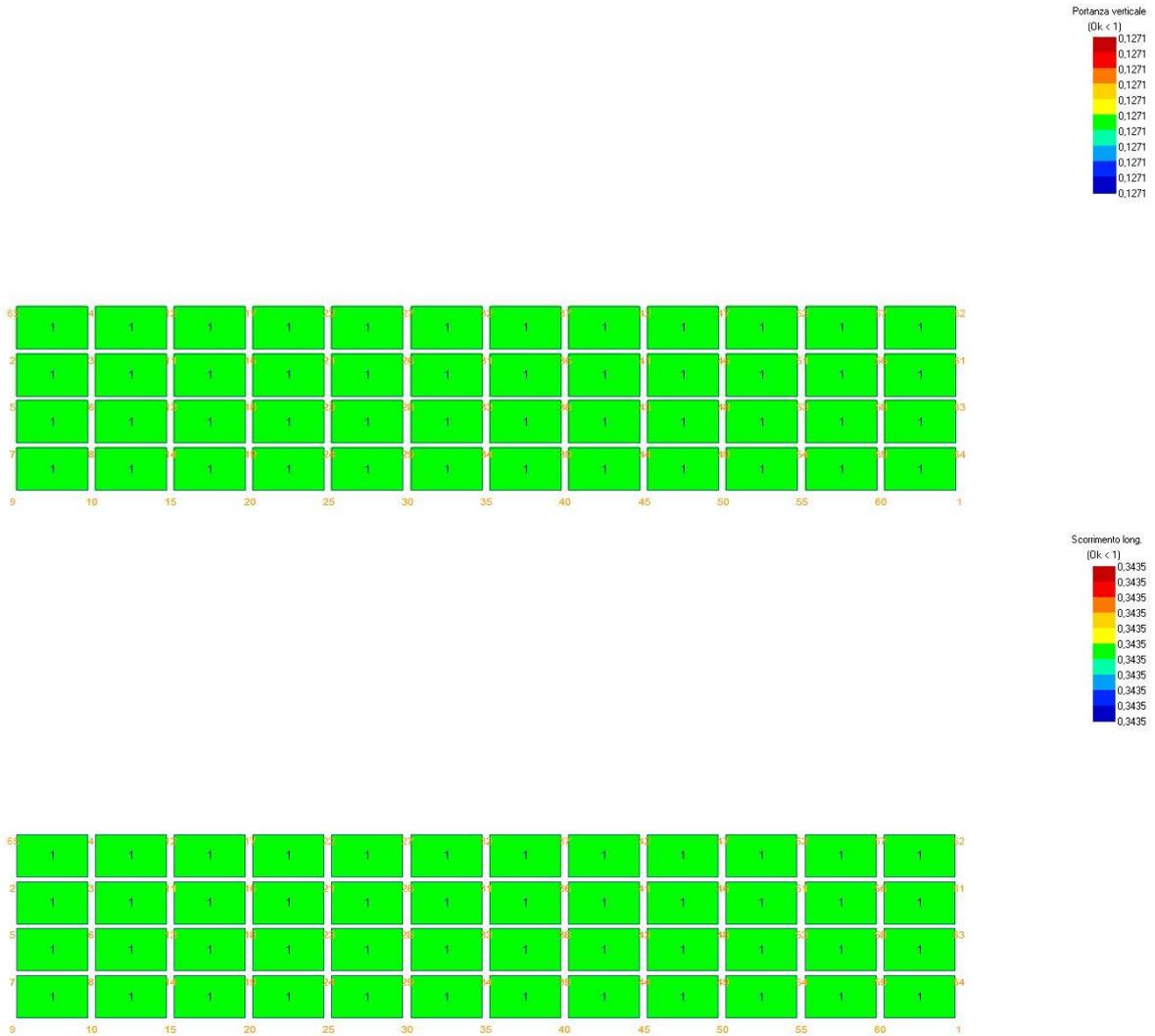
Elemento: Platea n. 1

Sollecitazioni:

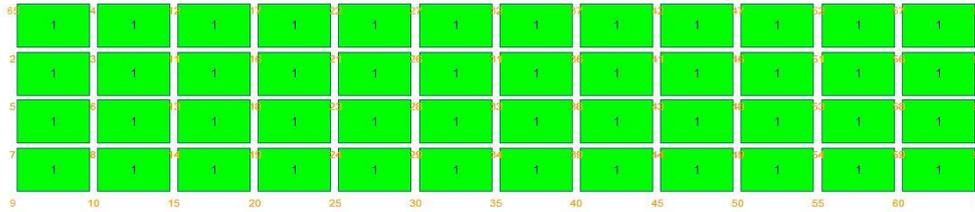
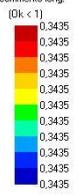
Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
069	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-51750.0	-0.0843	-0.1396
070	SLE rare	No	0.000	0.000	0.0	0.0	-82350.0	-0.1342	-0.2221

Cedimento massimo = -0.049 cm in Cmb n. 070

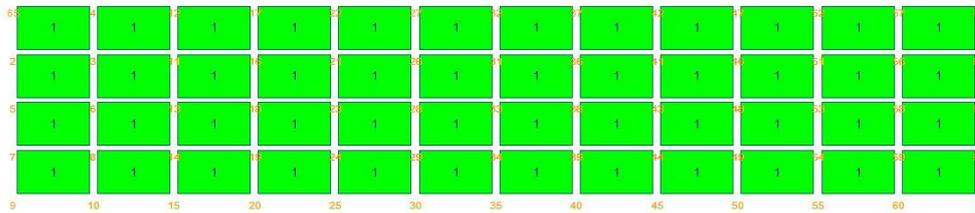
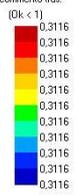
Cedimento minimo = -0.003 cm in Cmb n. 069

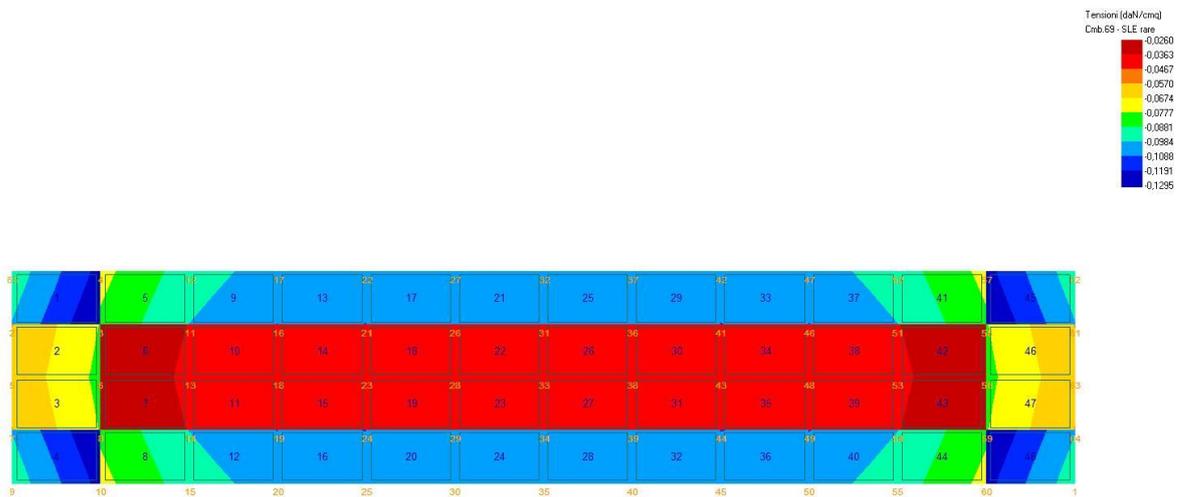
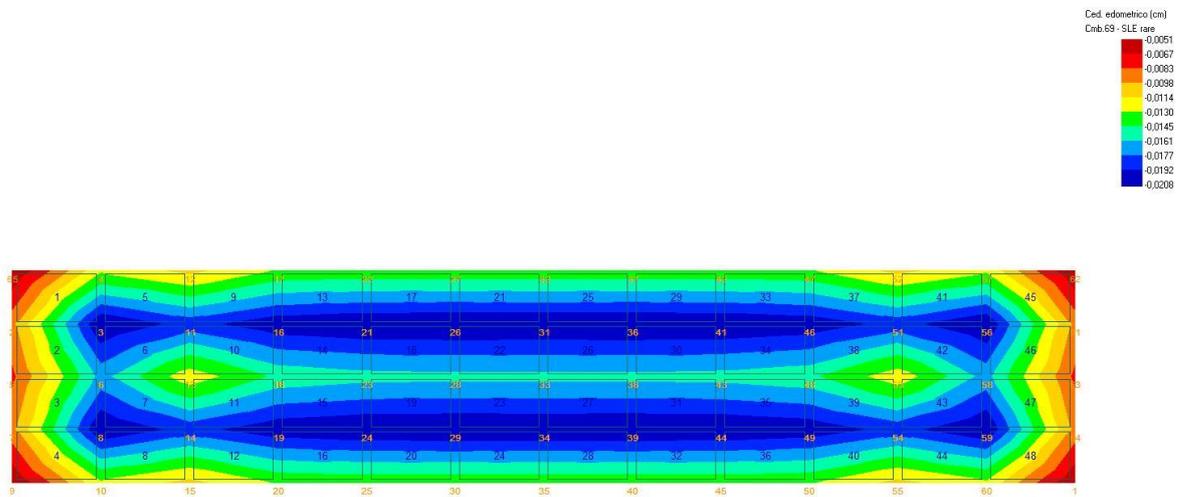
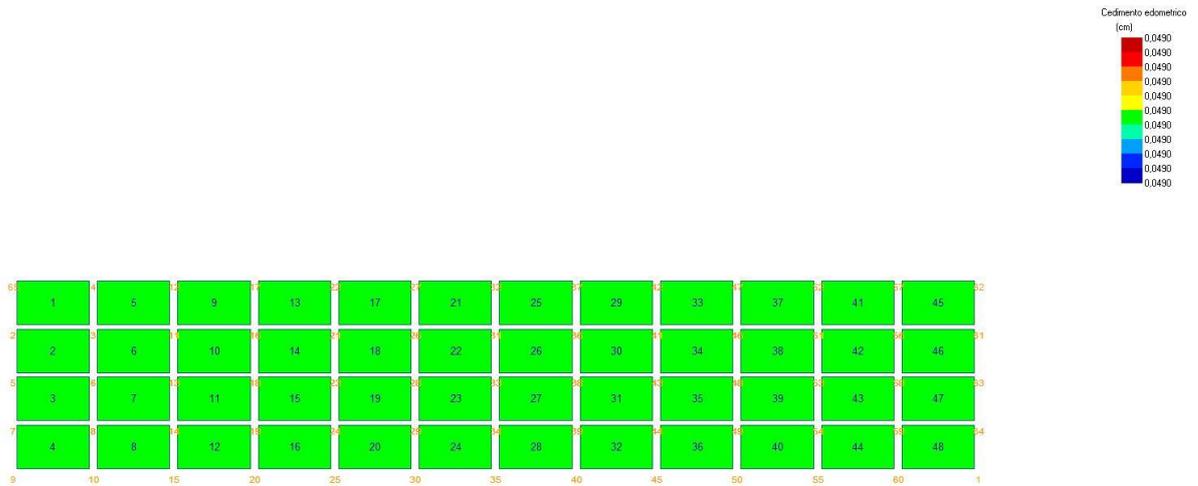


Scorrimento long.



Scorrimento tras.





7 VERIFICA PRELIMINARE TRACKER

Il presente capitolo descrive la verifica preliminare degli elementi strutturali componenti due inseguitori meccanici mono assiali (tracker) progettati per un impianto comparabile a quello oggetto della presente relazione, fornita dal costruttore.

7.1 **NORMATIVE DIMENSIONAMENTO TRACKER**

- D.M. LL. PP. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.
- Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88: Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18: Sicurezza e prestazioni attese (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.
- Circolare n.7 del 21-01-19 C.S.LL.PP: Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle N.T.C. di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- EUROCODICE 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – azioni del vento (UNI EN 1991-1-4:2005);
- EUROCODICE 3 – Progettazione delle Strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (UNI EN 1993-1-1:2005);
- EUROCODICE 3 – Progettazione delle Strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti (UNI EN 1993-1-8:2005);

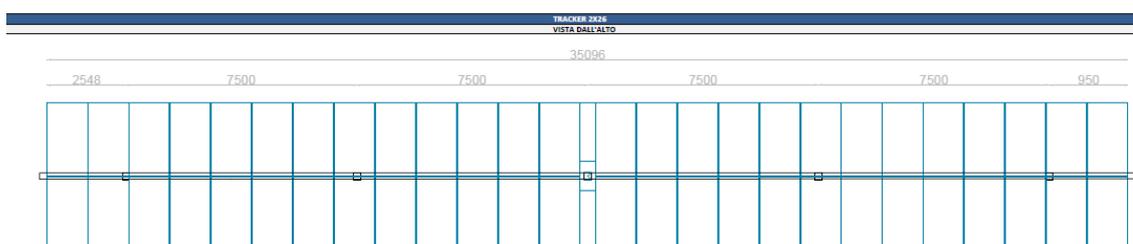
7.2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MODULI FOTOVOLTAICI

La struttura meccanica è costituita da elementi verticali infissi direttamente nel terreno. Detti elementi rappresentano al contempo sia i montanti verticali fuori terra che le fondazioni profonde. Gli elementi orizzontali principali sono costituiti da profili a sezione tubolare cava, denominati beam. I supporti moduli sono posizionati sulla trave in maniera ortogonale alla stessa ed hanno la funzione di sorreggere i pannelli fotovoltaici.

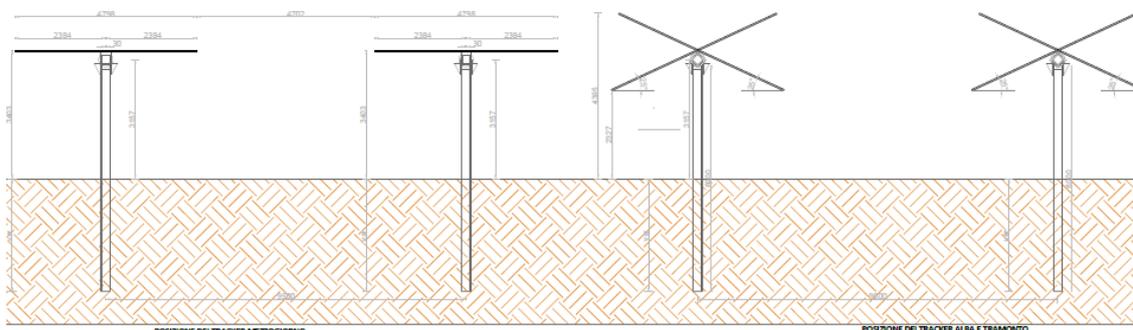
Per il calcolo strutturale sono state considerate le due configurazioni generanti le massime tensioni:

- **MODELLO A $\alpha = 0^\circ$**
- **MODELLO B $\alpha = 25^\circ$**

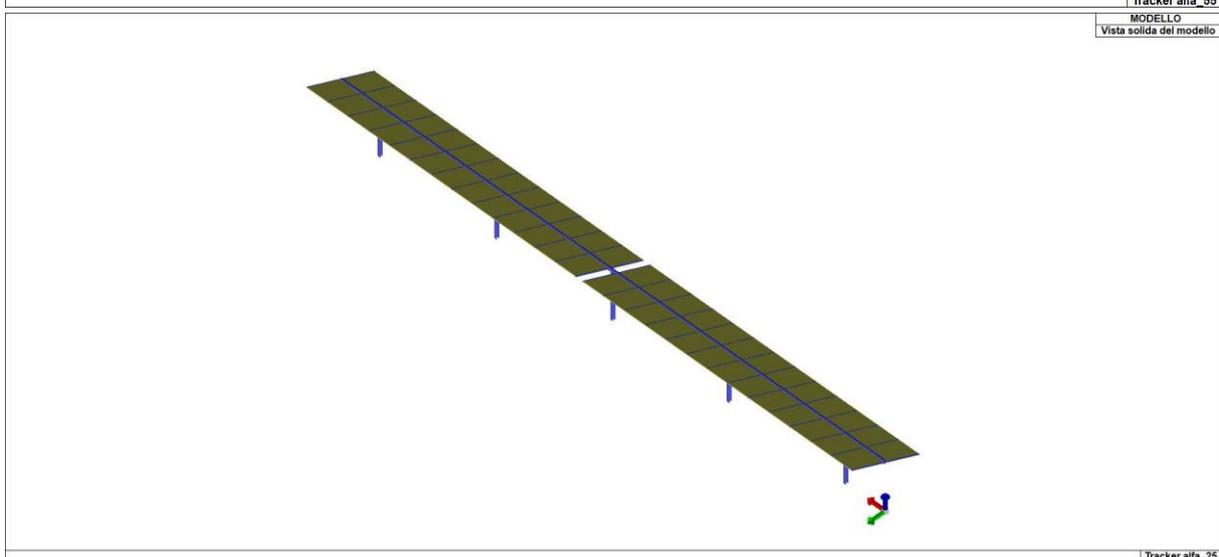
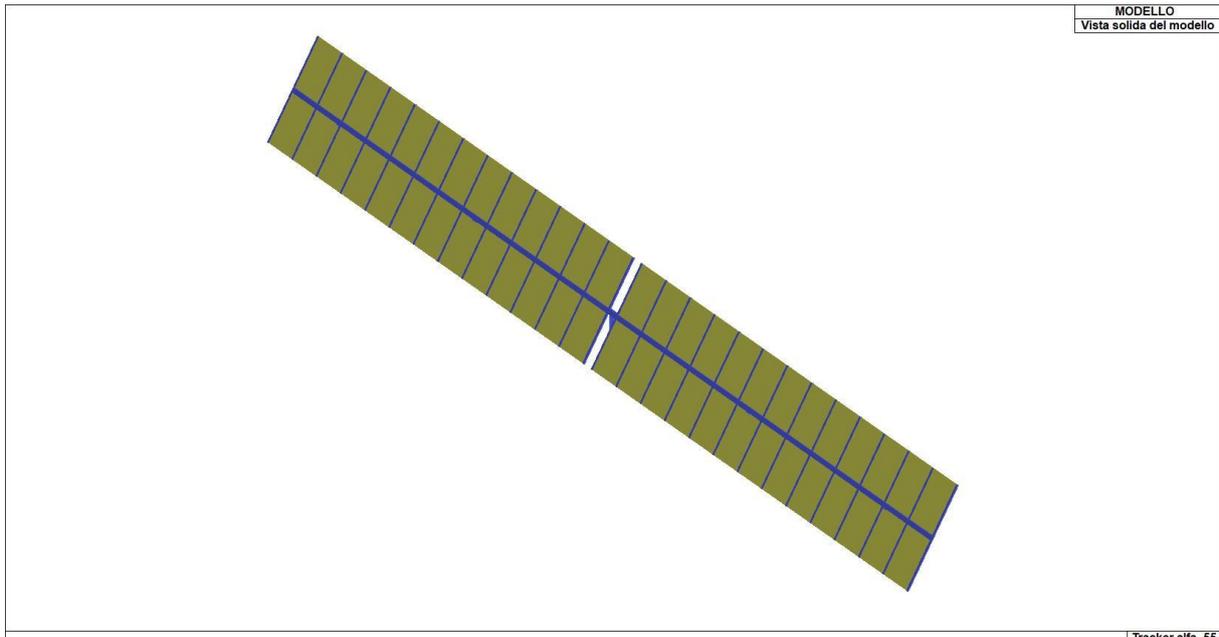
Configurazione per Soltec SF7 (o similare):

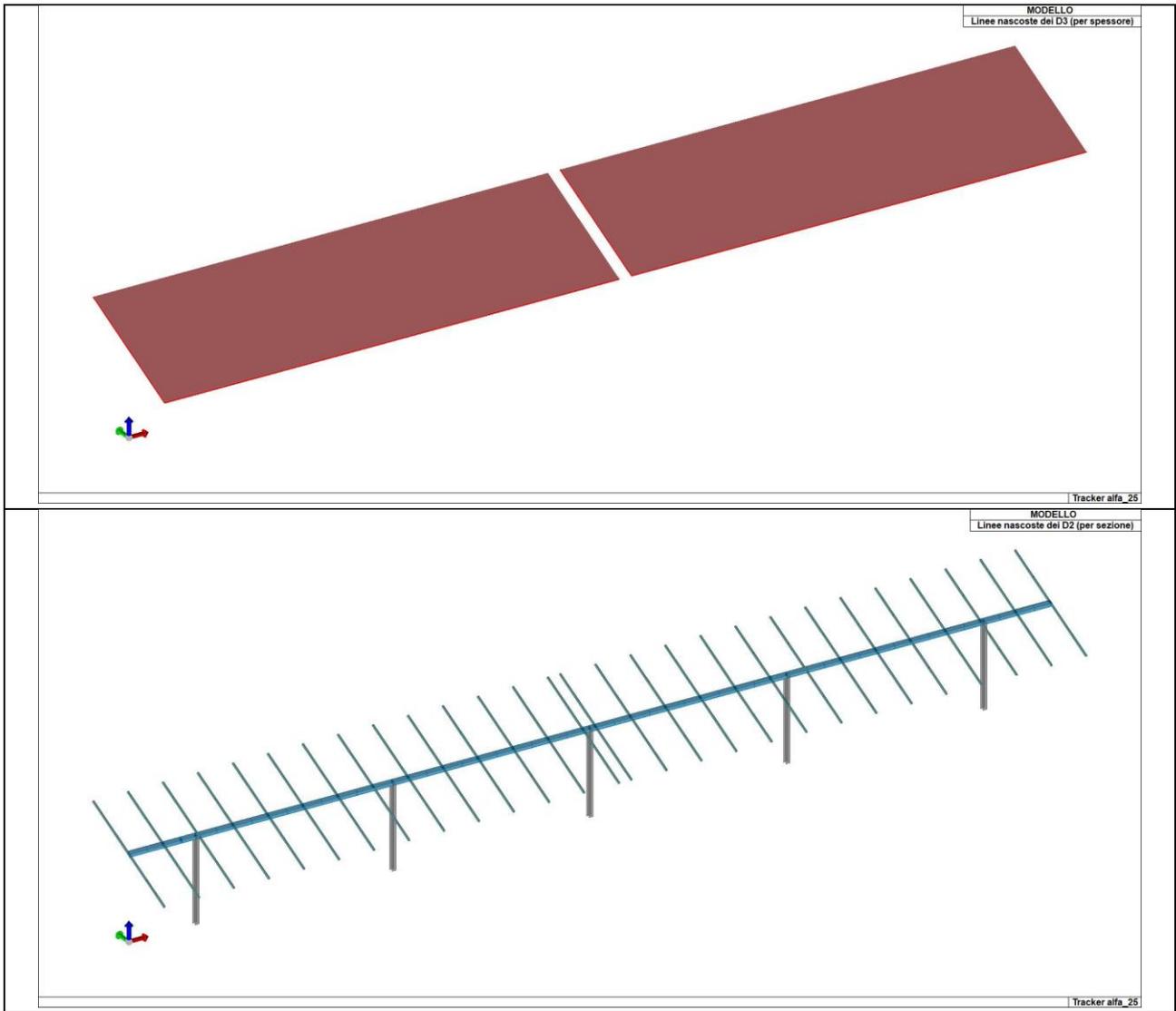


Configurazione Tracker con 52 pannelli



Configurazione per Soltec SF7 (o similare) – Vista Laterale con $\alpha = 0^\circ$ e 25°





7.3 Vento e neve

Per il calcolo di vento e neve si è fatto riferimento alle due configurazioni per $\alpha=25^\circ$ $\alpha=0$ che assicura livelli di sicurezza per entrambe le condizioni di esercizio dell'impianto che massimizzano le azioni.

Si riportano a seguire i calcoli effettuati per la determinazione delle azioni di neve e vento.

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Ubicazione:

Località	LUCERA
Provincia	FOGGIA
Regione	PUGLIA
Latitudine	41,50800 N
Longitudine	15,33500 E
Altitudine s.l.m.	219,0 m

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

Circolare n.7 - 21 gennaio 2019 C.S.LL.PP.

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;

Esp.: zona topografica di esposizione al vento;

Ce: coefficiente di esposizione al vento;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

as: altitudine del sito;

qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per $Tr = 50$ anni);

Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
II	Zona normale	1,00	50 anni	219 m	102,62

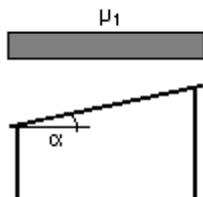
Copertura ad una falda:

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

Copertura piana $W = 4.9$ m, $L = 35.1$ m $\Rightarrow Lc = 9.2$, $Cef = 1.000$

$m1 = 0,80 \Rightarrow Q1 = 82$ daN/mq

Schema di carico:



VENTO

La velocità del vento è calcolata in relazione ai seguenti parametri:

Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale (NTC - Tab. 3.3.I);

Vb,0: velocità base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

a0: altitudine base della zona (NTC - Tab. 3.3.I);

ks: parametro in funzione della zona in cui sorge la costruzione (NTC - Tab. 3.3.I);

as: altitudine del sito;

TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;

Vb: velocità di riferimento calcolata come segue:

$$Vb = Vb,0 \text{ per } as \leq a0$$

$$Vb = Vb,0 (1 + ks ((as / a0) - 1)) \text{ per } a0 < as \leq 1500 \text{ m}$$

per $as > 1500 \text{ m}$ vanno ricavati da opportuna documentazione o da indagini comprovate

Tali valori non dovranno essere minori di quelli previsti per $as = 1500 \text{ m}$

Cr: coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno TR

Vr: velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno TR

Zona	Vb,0	a0	ks	as	TR	Vb	Cr	Vr
3	27 m/s	500 m	0,37	219 m	50 anni	27,00 m/s	1,000	27,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $qr = r Vr^2 / 2 = 46 \text{ daN/mq}$

dove: r è la densità dell'aria (assunta convenzionalmente costante = 1,25 kg/mc)

Esposizione:

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

Kr	z0	z min
0,20	0,10 m	5 m

Classe di rugosità del terreno: C (NTC - Tab. 3.3.III)

Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

L'azione del vento sulle costruzioni è determinata dai seguenti parametri:

Cp: coefficiente di pressione;

- Cd: coefficiente dinamico;
- Ct: coefficiente di topografia;
- Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);
- z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1,00	1,00	1,00	1,71	4,88 m

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d = 78 \text{ daN/mq}$$

TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

Le temperature esterne, T max (massima estiva) e T min (minima invernale), sono calcolate secondo le seguenti espressioni riferite alla zona climatica:

$$T_{\min} = -15 - 4 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.1})$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \text{ as} / 1000 \quad (\text{NTC 3.5.2})$$

dove as è l'altitudine di riferimento

Zona	as	T min	T max
I	219 m	-15,88 °C	40,69 °C

8 AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D**, **E** i coefficienti S_S e C_C vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

I valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La struttura è localizzata in:

Localizzazione
Località LUCERA (FG)
Comune di LUCERA (FG)
Regione PUGLIA
Longitudine 15.335, Latitudine 41.508 (Riferimento WGS84)

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita Vn	Coeff. Uso	Periodo Vr	Tipo di suolo	Categoria topografica	Quota relativa
	[anni]		[anni]			[%]
II	50.0	1.0	50.0	C	T1	-

La risposta sismica locale (RSL) è definita come da NTC 2018 Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III

8.1 Calcolo fattore di comportamento

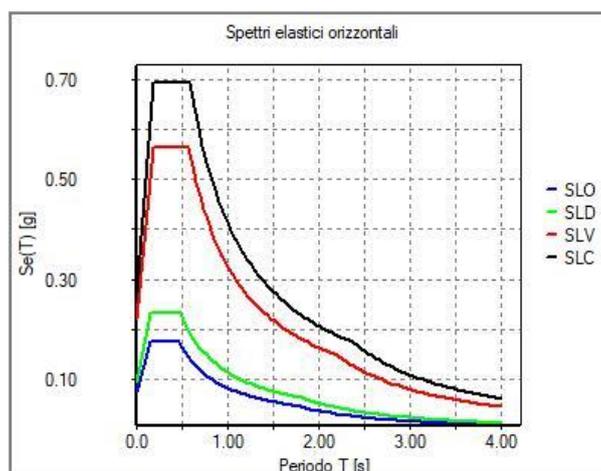
Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	B media
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Statica lineare
Verifica SLD di resistenza	NO

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.00	1.00	1.00
q SLU y	1.00	1.00	1.00
q SLU z	1.50	-	-

Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:



ANALISI_MODALE_NO_ECCENTRICITA										
Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN m2	-
1	5.56	0.18	8.07e-06	0	1412.2	83	4.69e-02	0	3.01e-06	0

ANALISI_MODALI_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN m2	-
2	6.72	0.15	1311.1	77	5.97e-05	0	4.03e-06	0	3.5	19
3	6.75	0.15	370.9	21	4.05e-04	0	0.0	0	12.3	68
4	9.15	0.11	2.64e-04	0	0.1	0	0.2	0	5.17e-05	0
5	17.72	0.06	5.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0
6	18.28	0.05	2.90e-06	0	6.03e-04	0	2.00e-02	0	0.0	0

8.2 Caratteristiche dei materiali considerati

Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	HEB 160	54.30	0.0	0.0	31.20	889.00	2492.00	111.20	311.50	170.00	354.00
2	T.QU 150x150x5	28.36	0.0	0.0	1554.13	982.12	982.12	130.95	130.95	152.98	152.98
3	T.QU 50x50x3	5.41	0.0	0.0	32.13	19.47	19.47	7.79	7.79	9.39	9.39

Legenda

- Tipo SEZ Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
- Area Area della sezione
- A V2 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
- A V3 Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
- Jt Momento di inerzia torsionale della sezione
- J 2-2 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 2
- J 3-3 Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 3
- W 2-2 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 2
- W 3-3 Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 3
- Wp 2-2 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 2
- Wp 3-3 Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 3

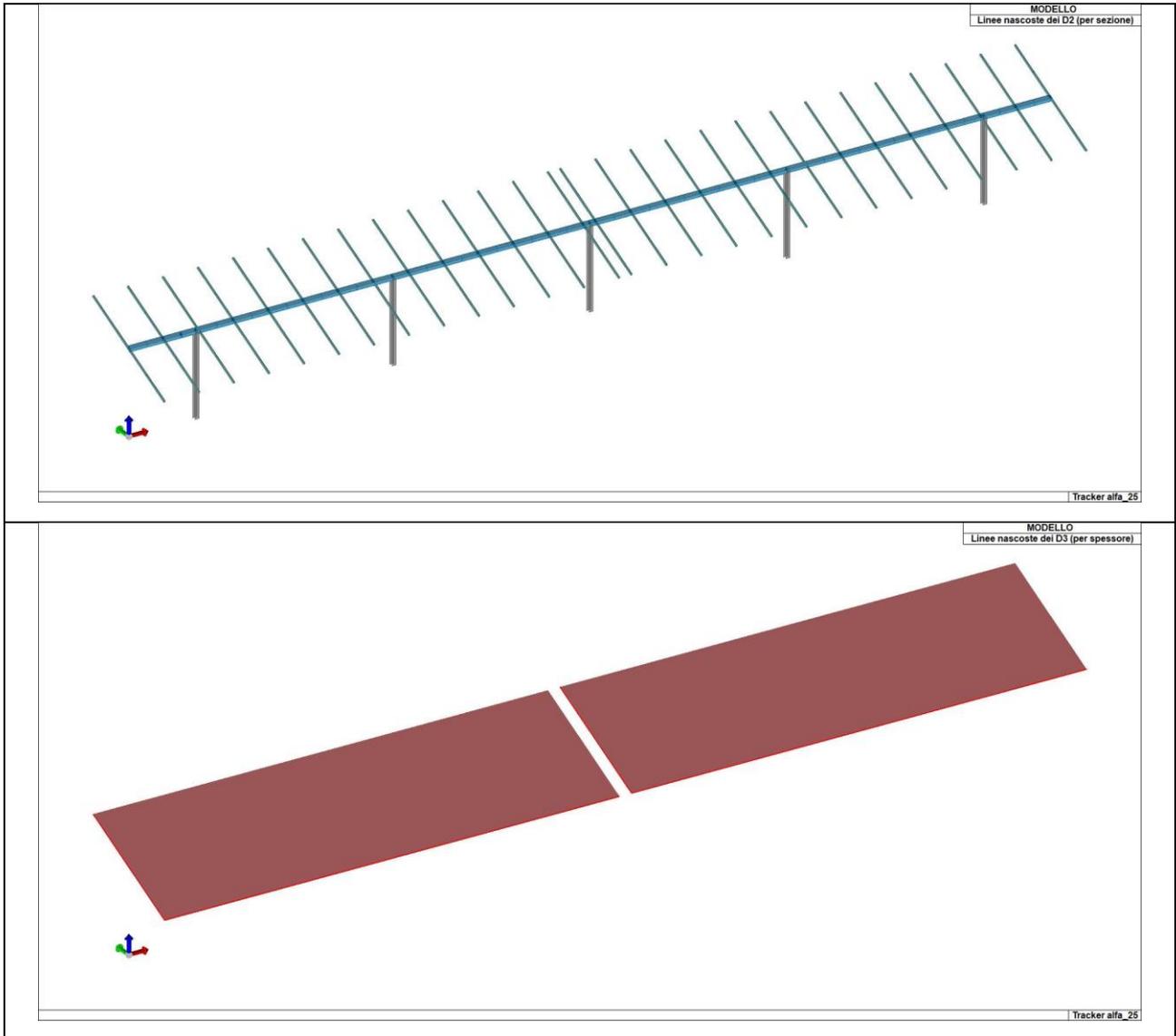
Per la modellazione della superficie pannellata si è considerata una superficie infinitamente rigida senza peso a cui si è poi attribuita la forza di superficie equivalente al peso dei pannelli.

TABELLA_SPESSORI

Id	Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	cm	cm	cm
1	3.30	-	-

Legenda

- Spessore Gusci Spessore degli elementi shell con sviluppo orizzontale
- Spessore Setti Spessore degli elementi shell con sviluppo verticale



BULLONERIA

I bulloni, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 2592:1968, devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

Limite di Snervamento $f_{yb} \geq 649 \text{ N/mm}^2$

Limite di rottura $f_{tb} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

SALDATURE

Eventuali saldature dell'acciaio dovranno avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. È ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

8.3 Schematizzazione dei casi di carico

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

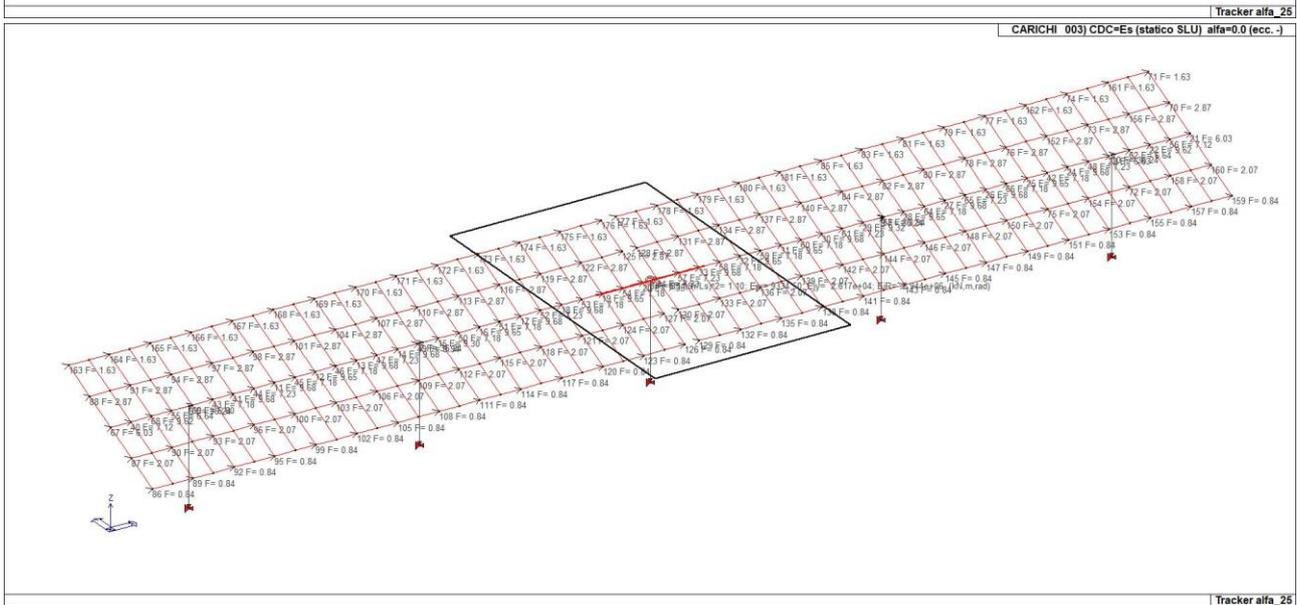
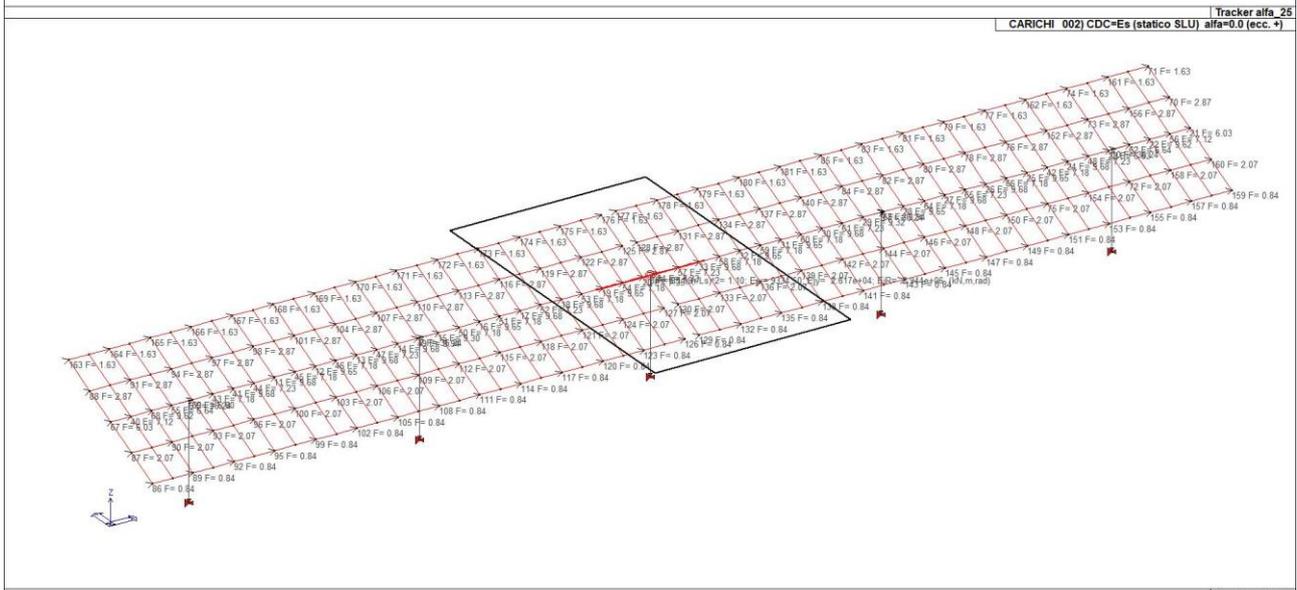
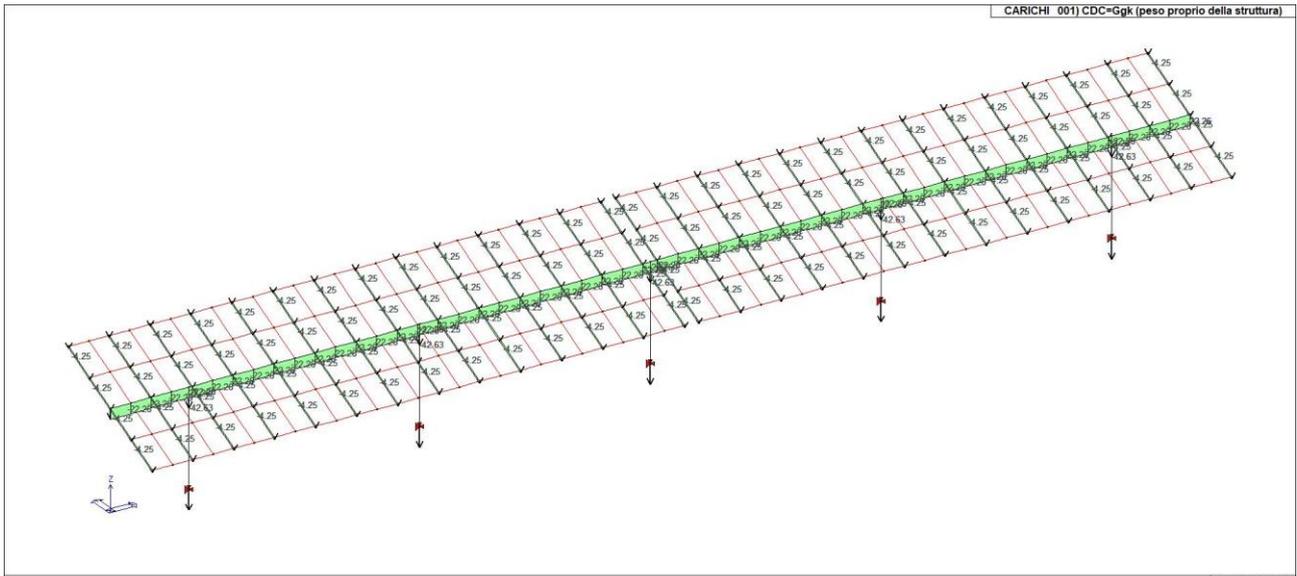
I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

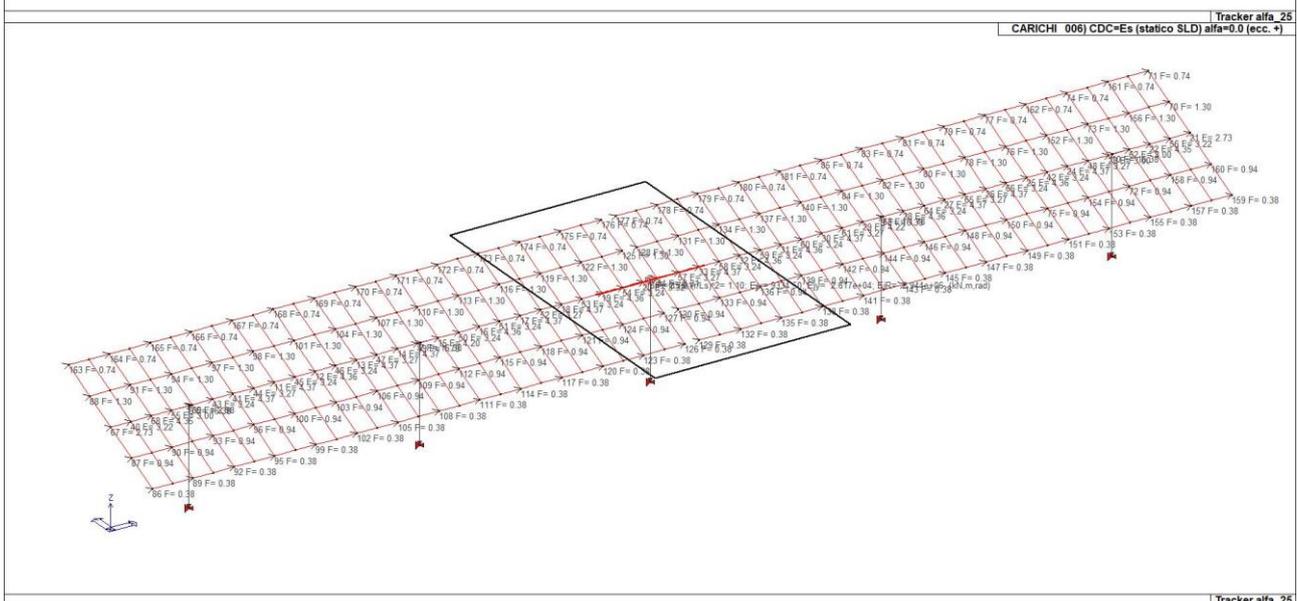
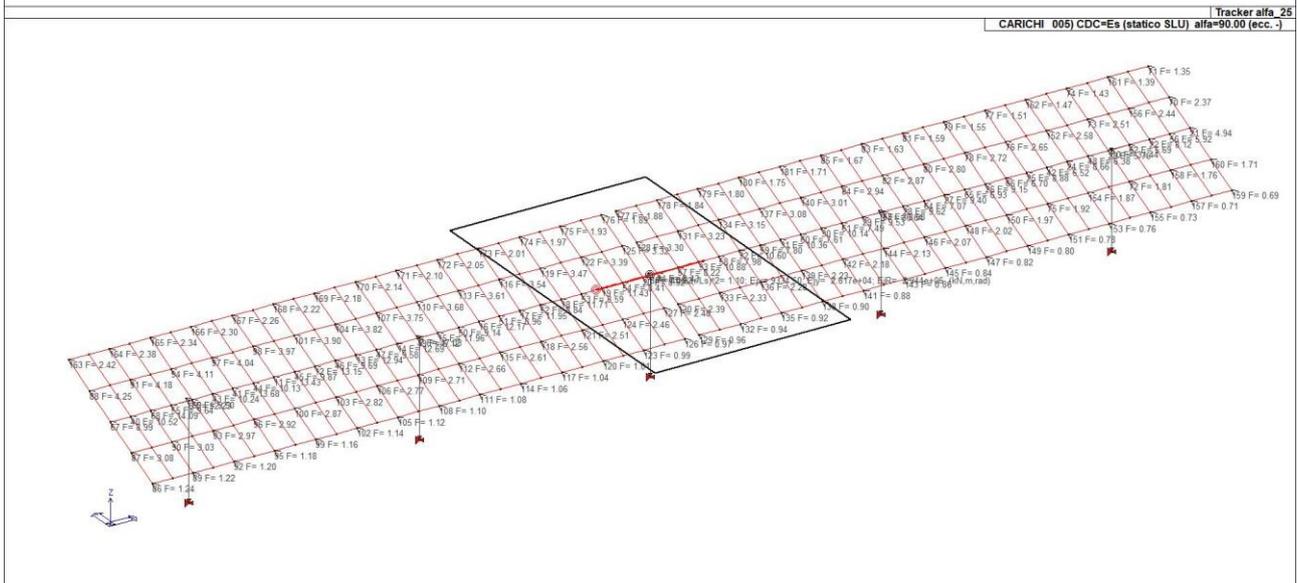
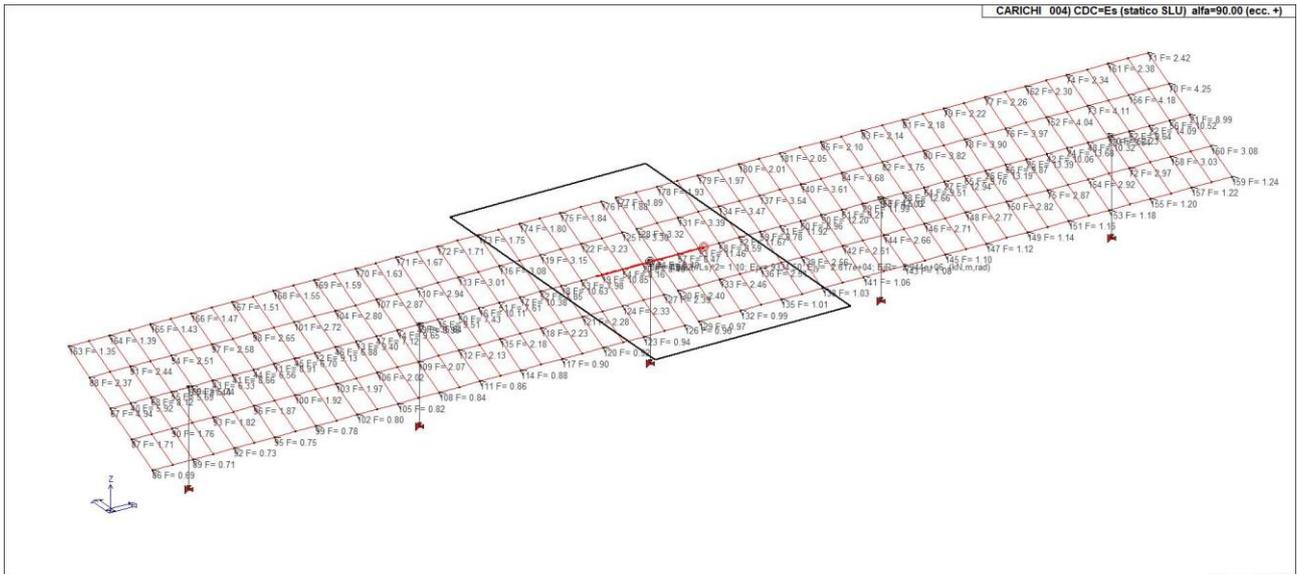
TABELLA_CASI_DI_CARICO

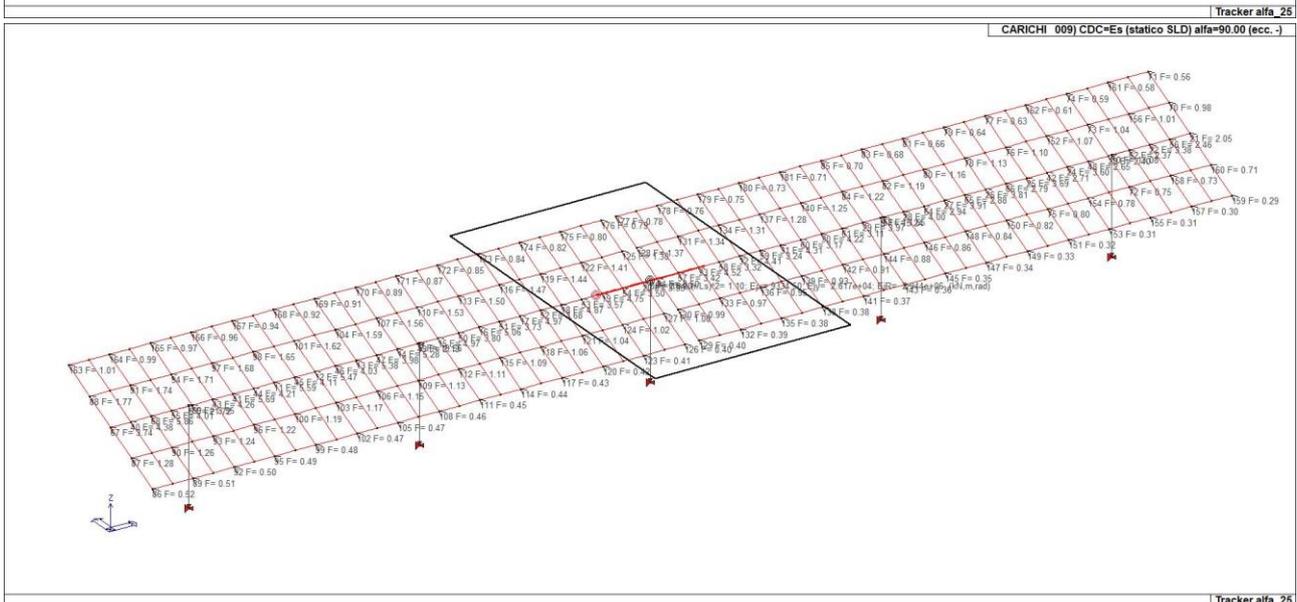
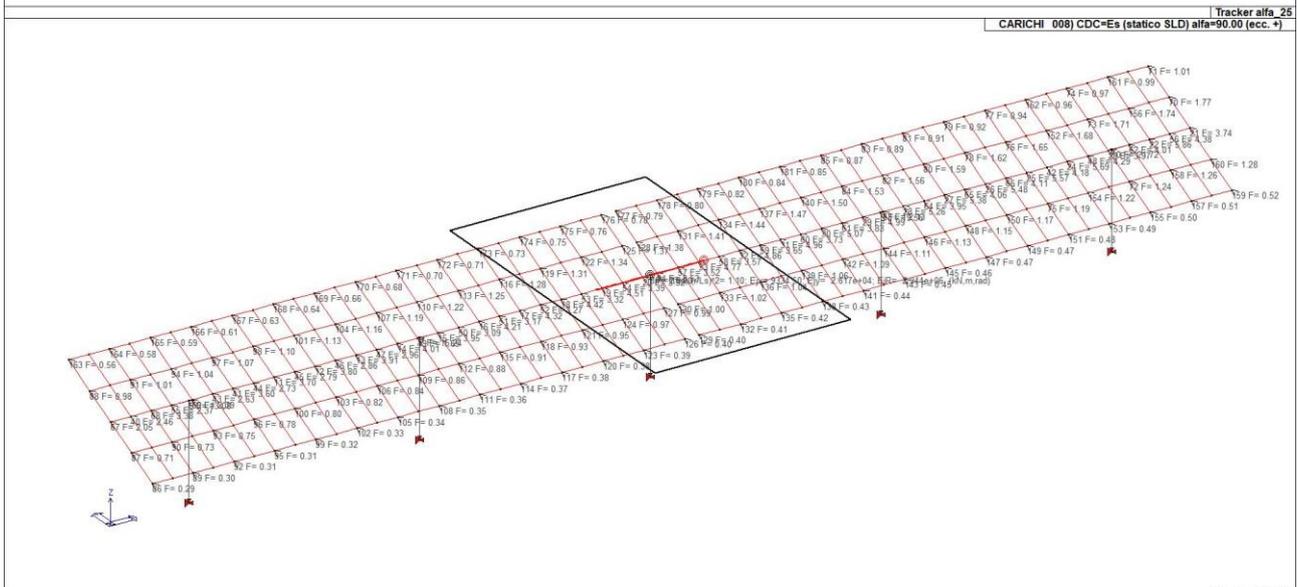
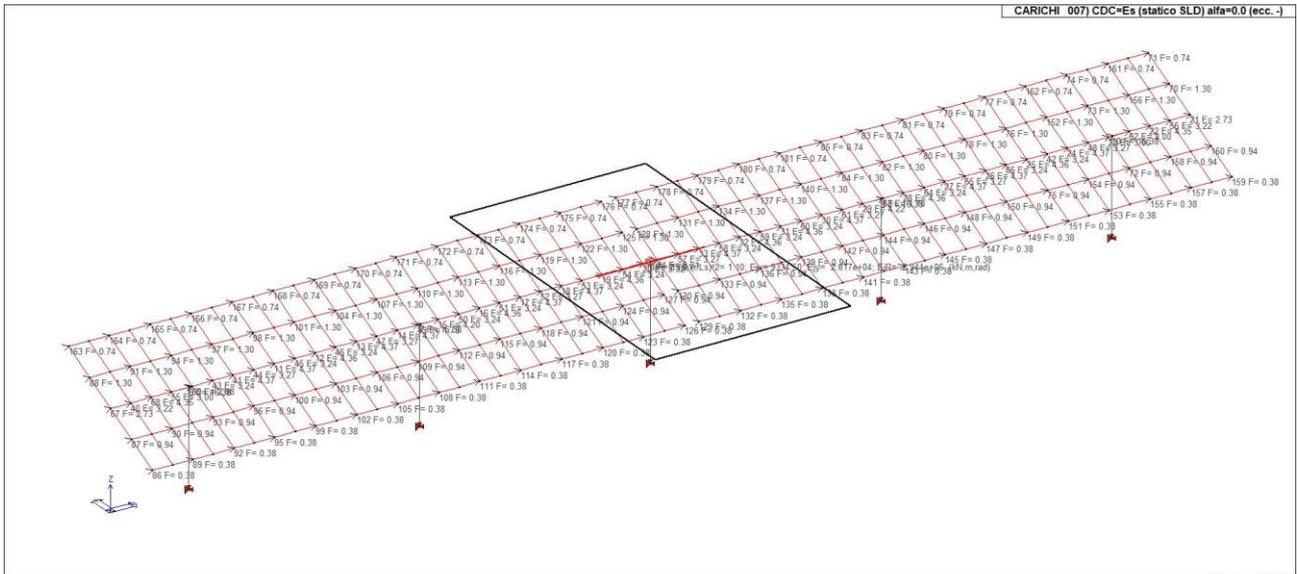
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
3	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
4	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
5	Esk	CDC=Es (statico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
6	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Esk	CDC=Es (statico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) (+)	
11	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) (-)	
12	Gk	CDC=G1k (peso pannelli)	

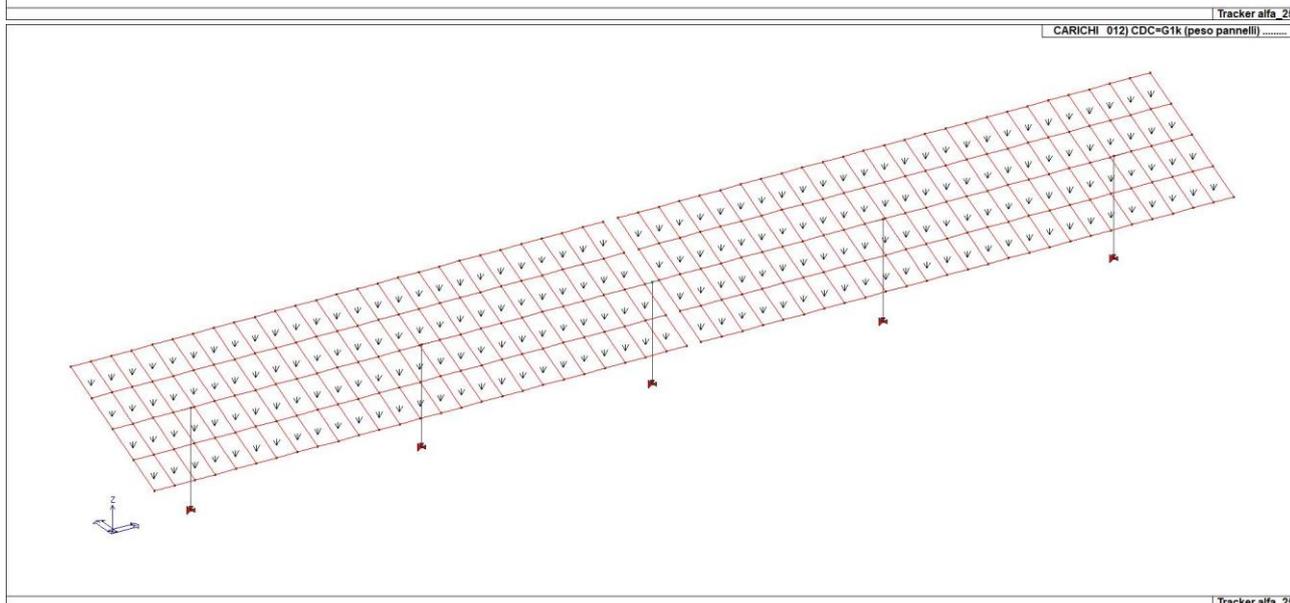
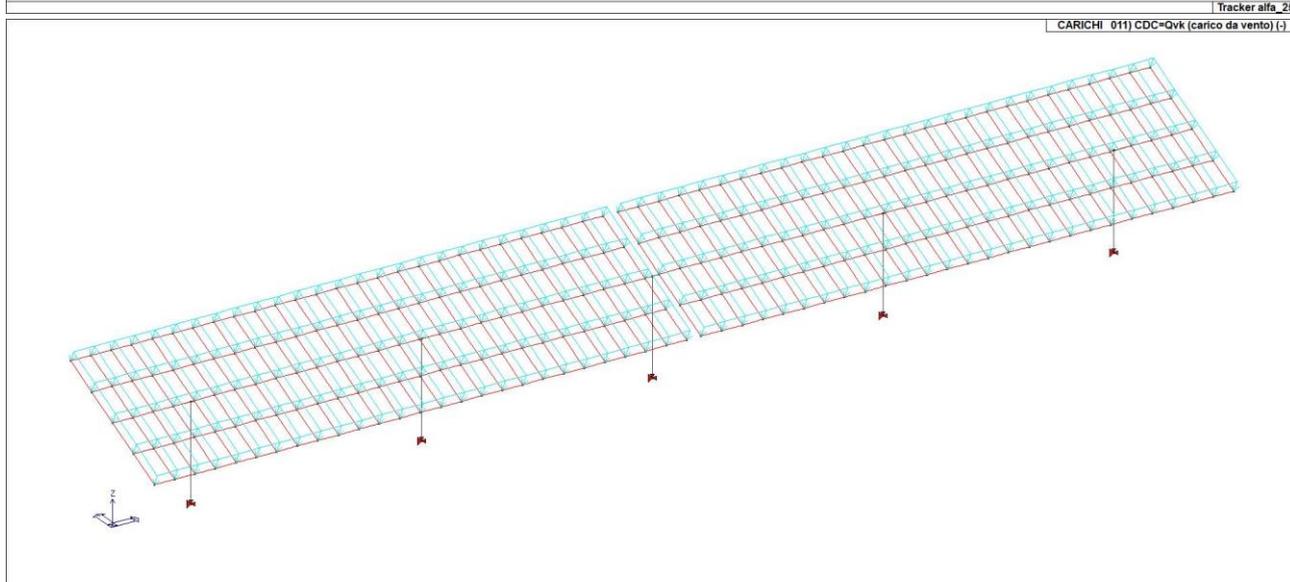
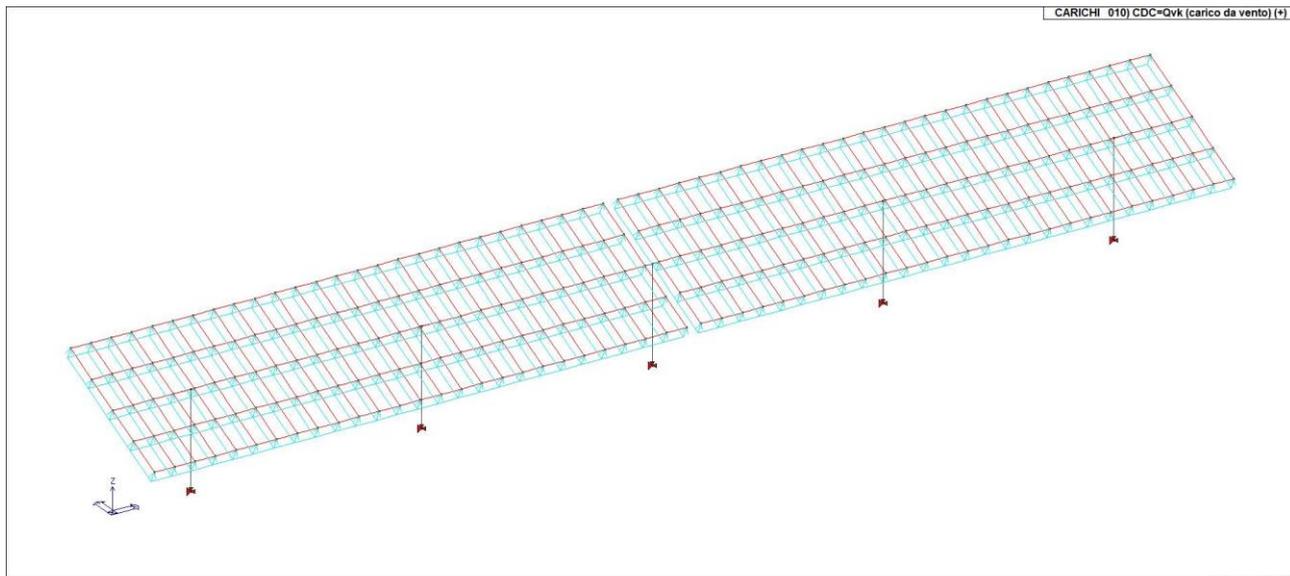
Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico









9 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

9.1 Tipo di analisi effettuate

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

9.2 Combinazioni e/o percorsi di carico

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	10	Comb. SLU A1 10
SLV	11	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	42	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
SLD	43	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	74	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74
SLE rara	75	Comb. SLE(rara) 75	79	Comb. SLE(rara) 79
SLE frequente	80	Comb. SLE(freq.) 80	82	Comb. SLE(freq.) 82
SLE quasi permanente	83	Comb. SLE(perm.) 83		

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

SLU non sismici							
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
<input type="checkbox"/> SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche								
	g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1	1
<input type="checkbox"/> Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)								

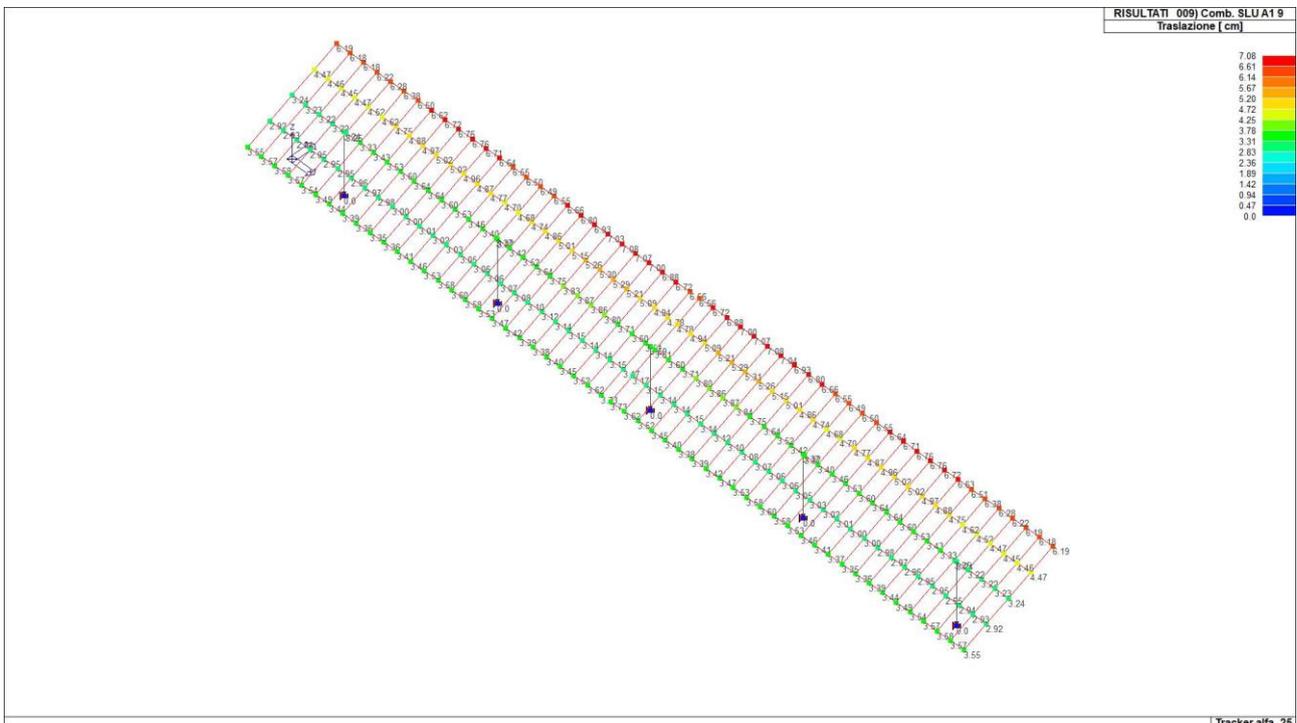
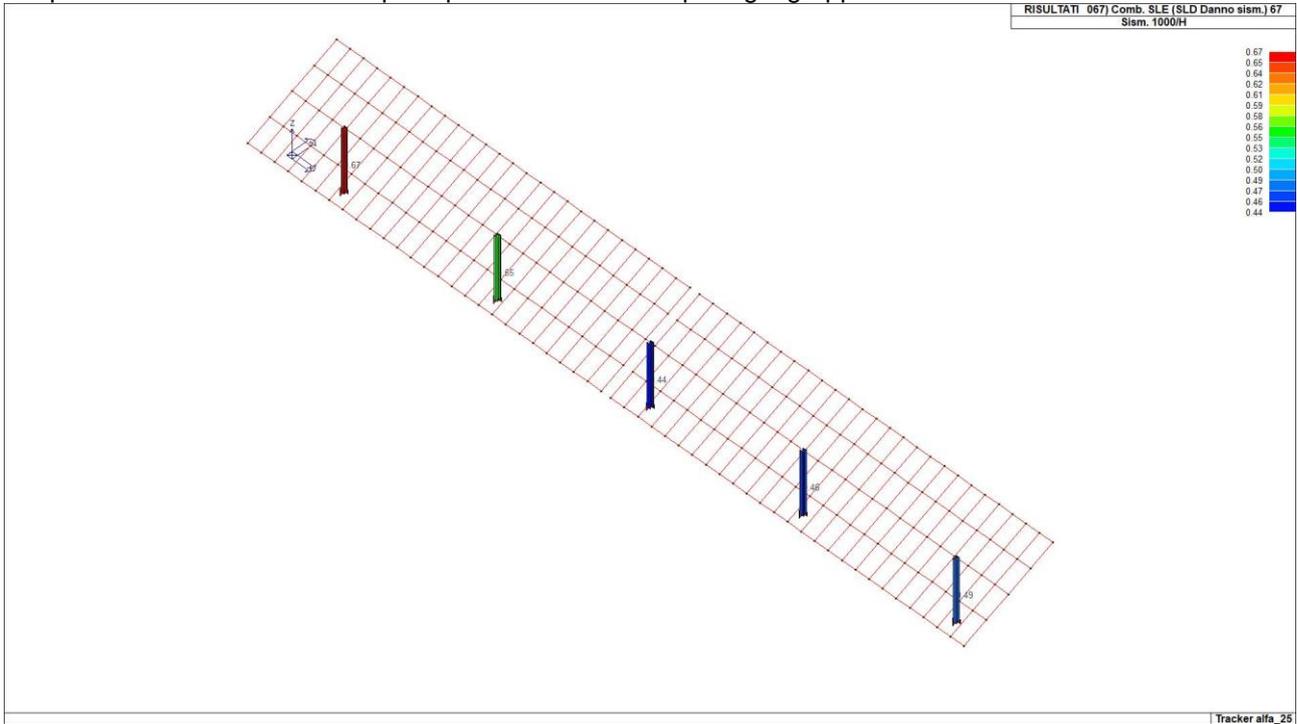
SLU per azioni eccezionali							
	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1	1

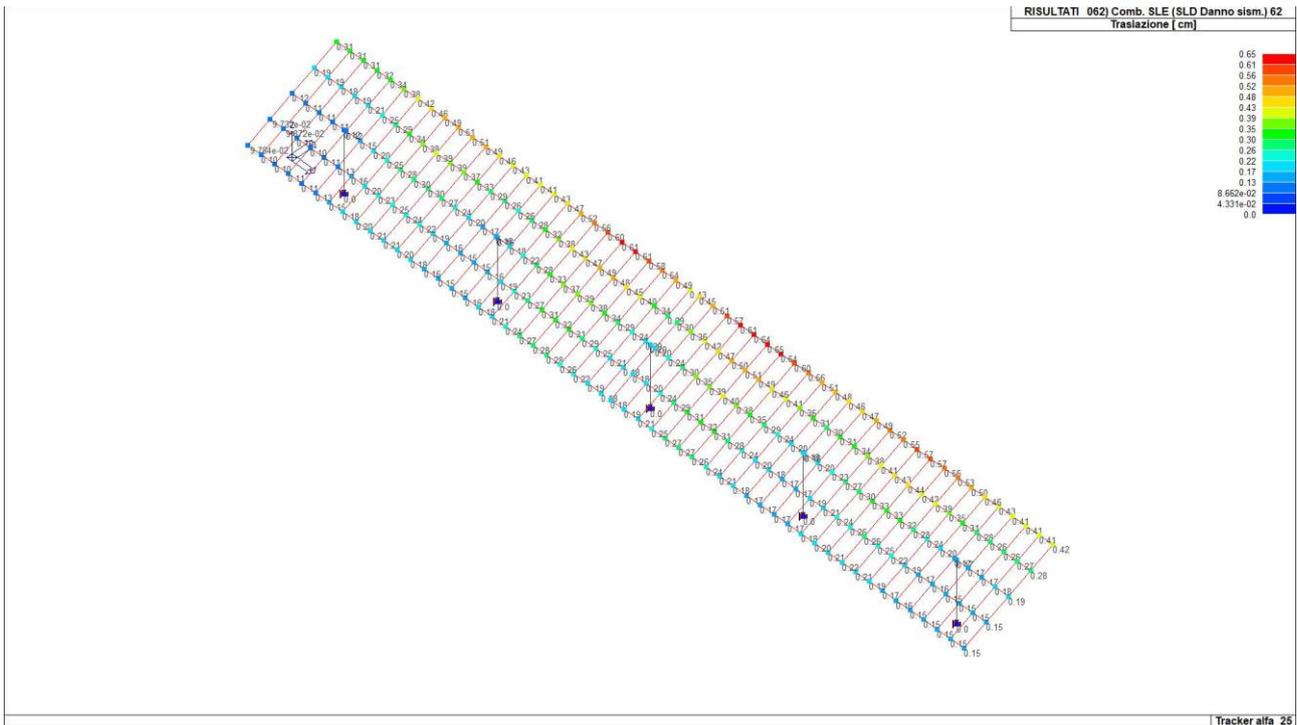
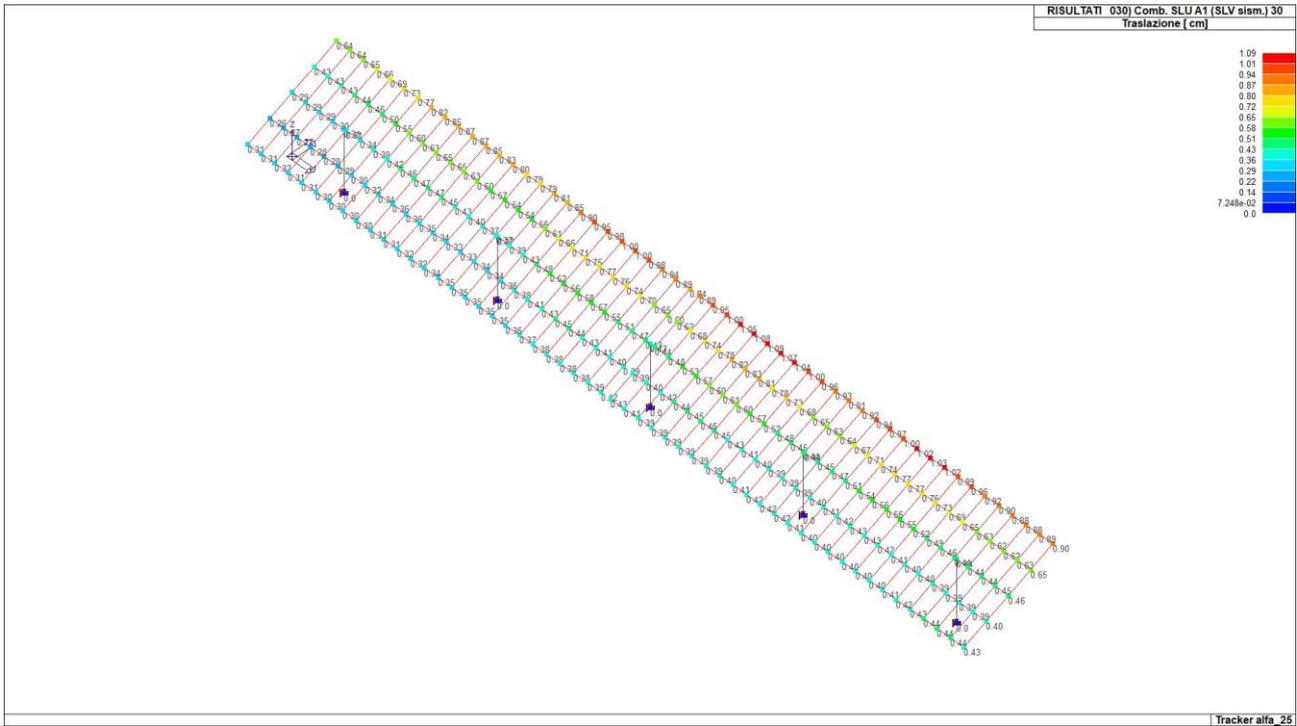
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

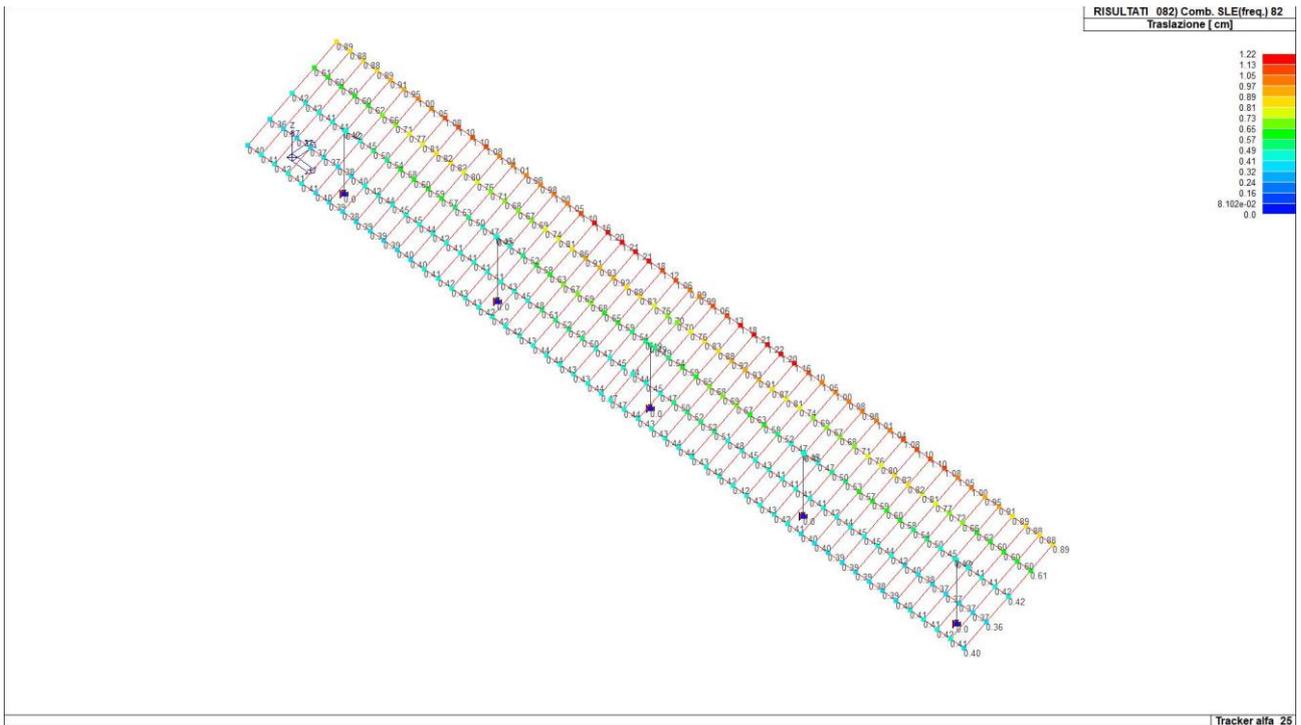
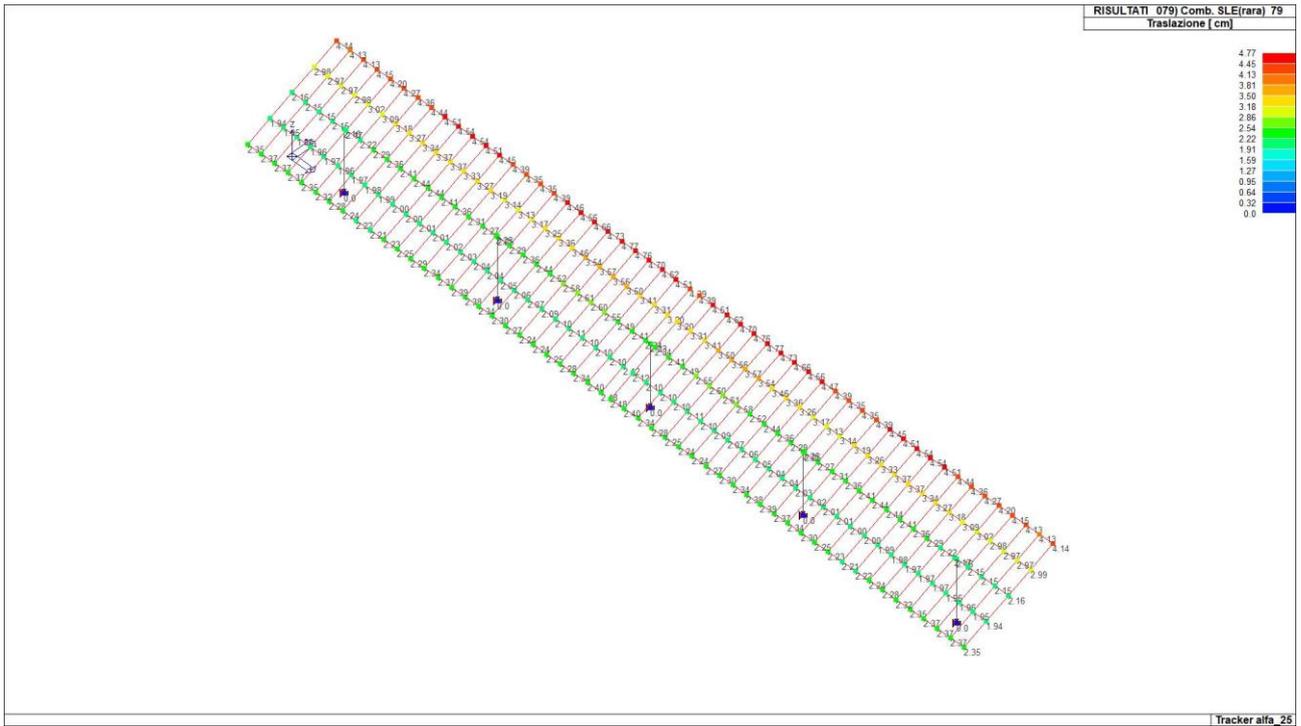
Permuta valori g min e g max

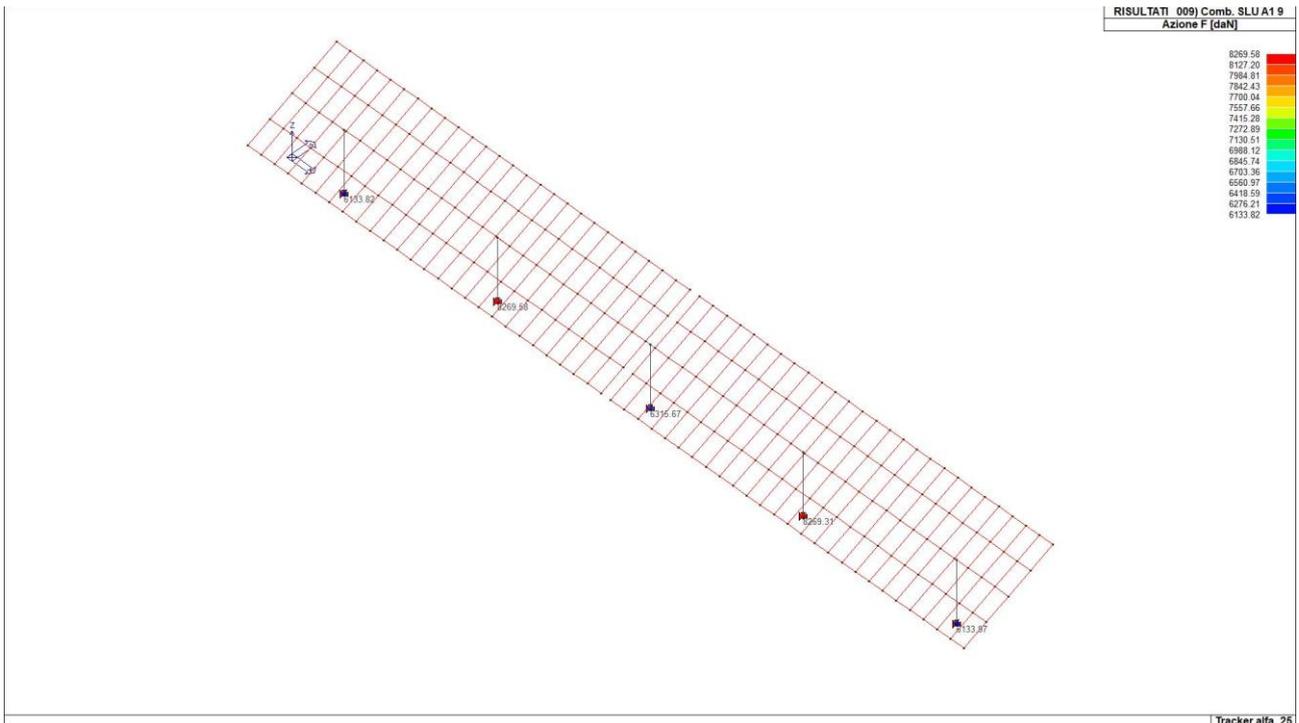
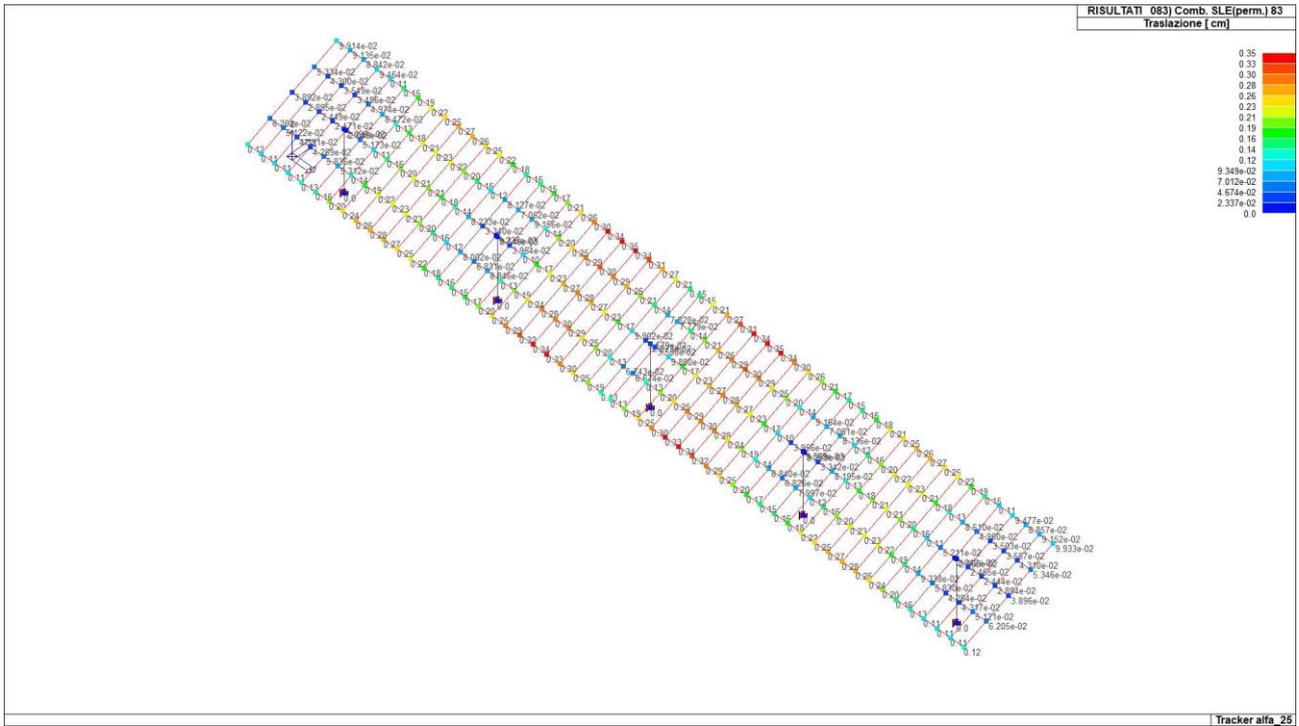
9.3 Principali risultati

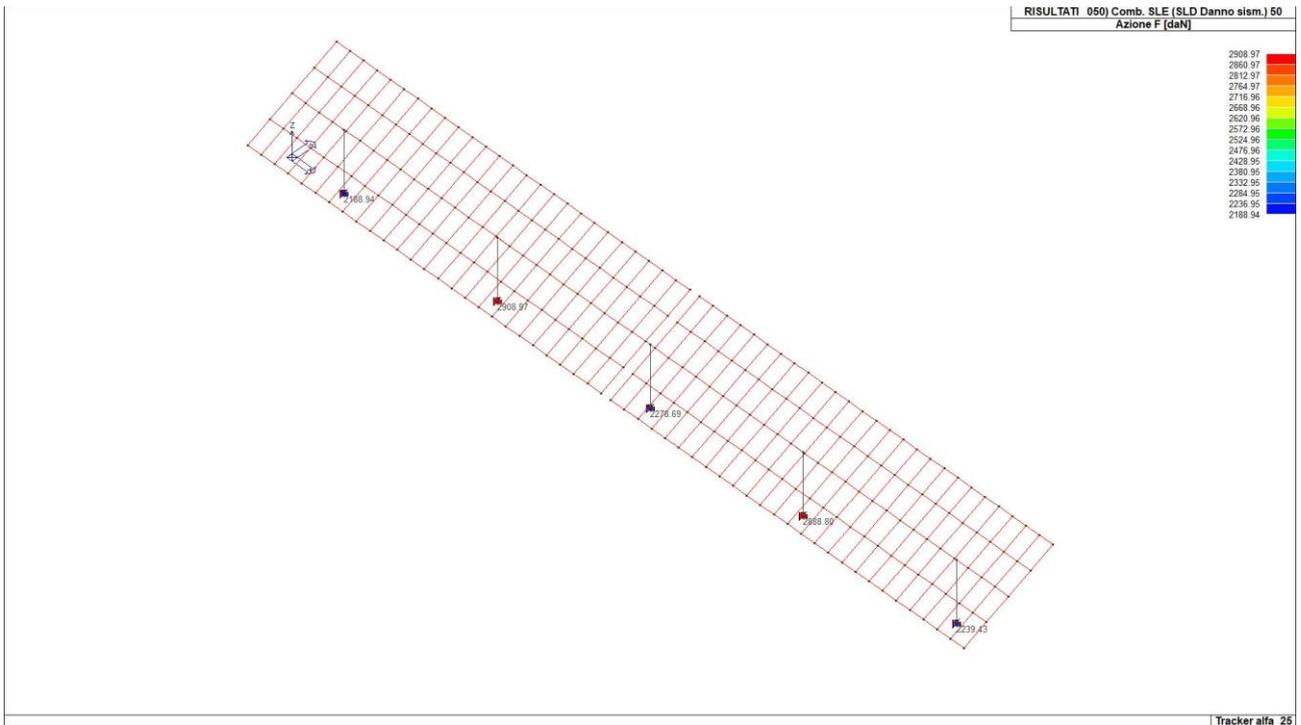
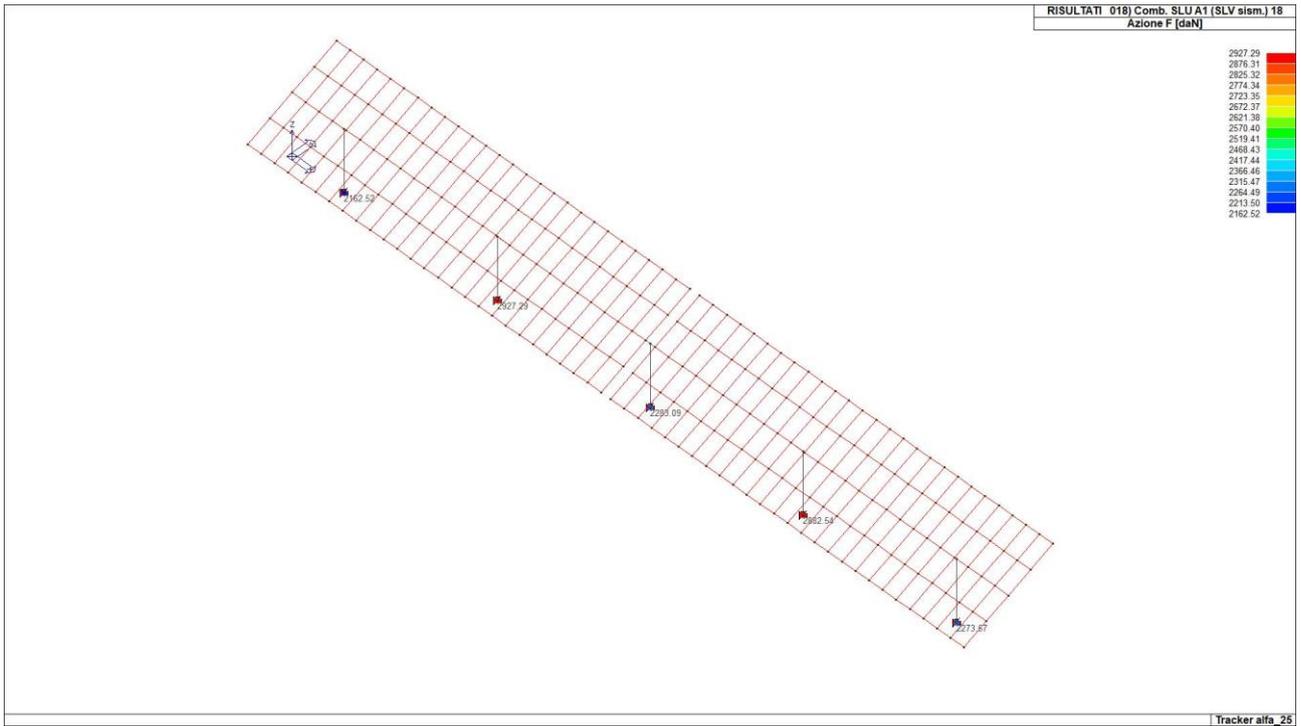
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:

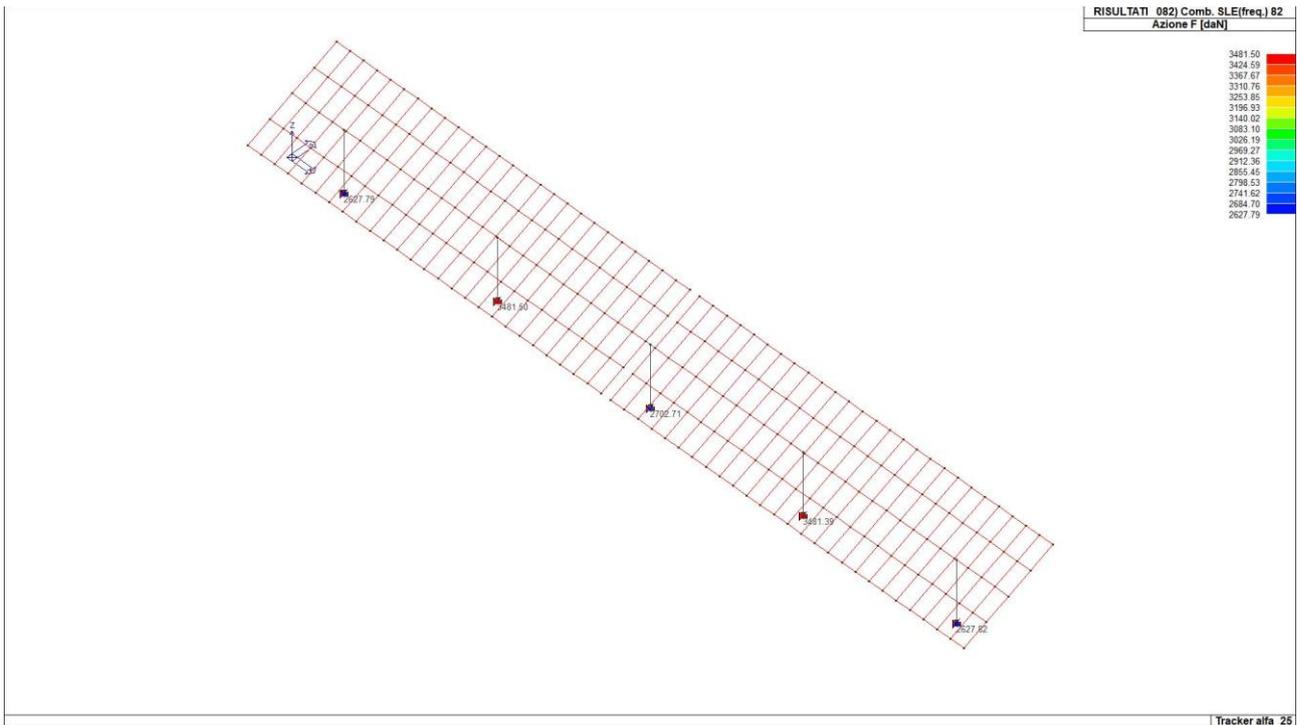
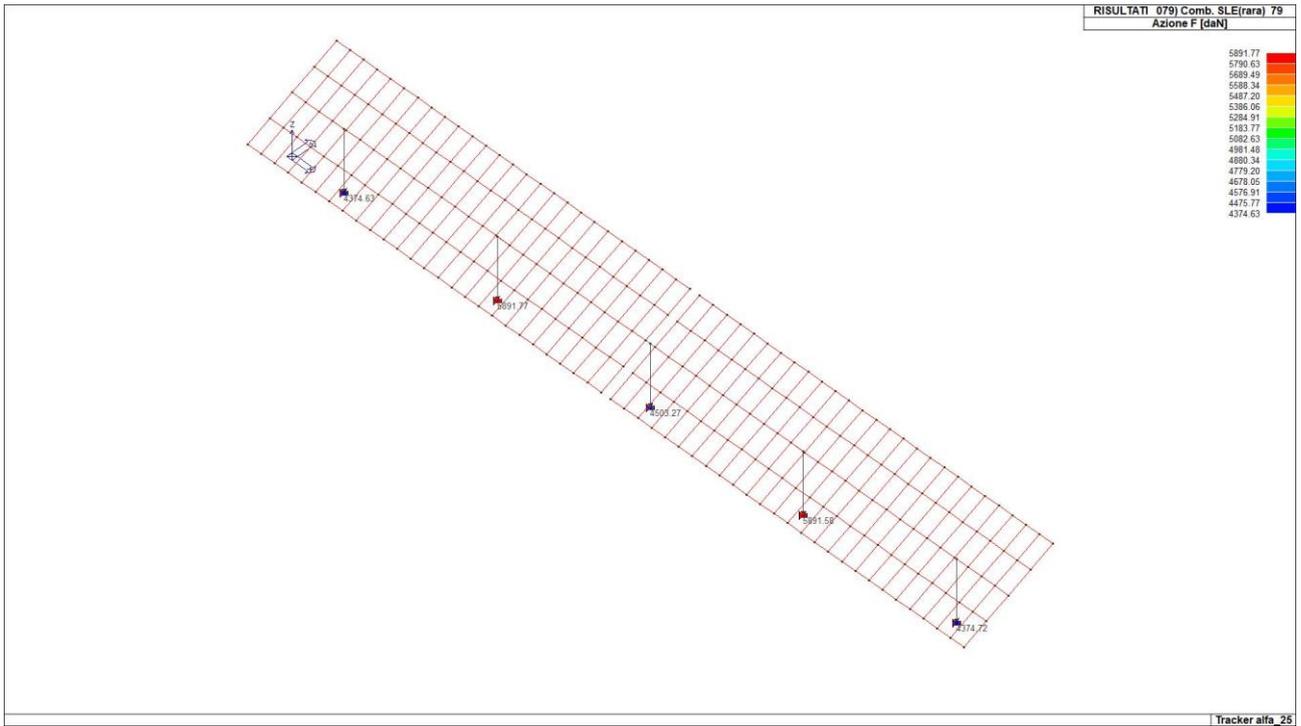


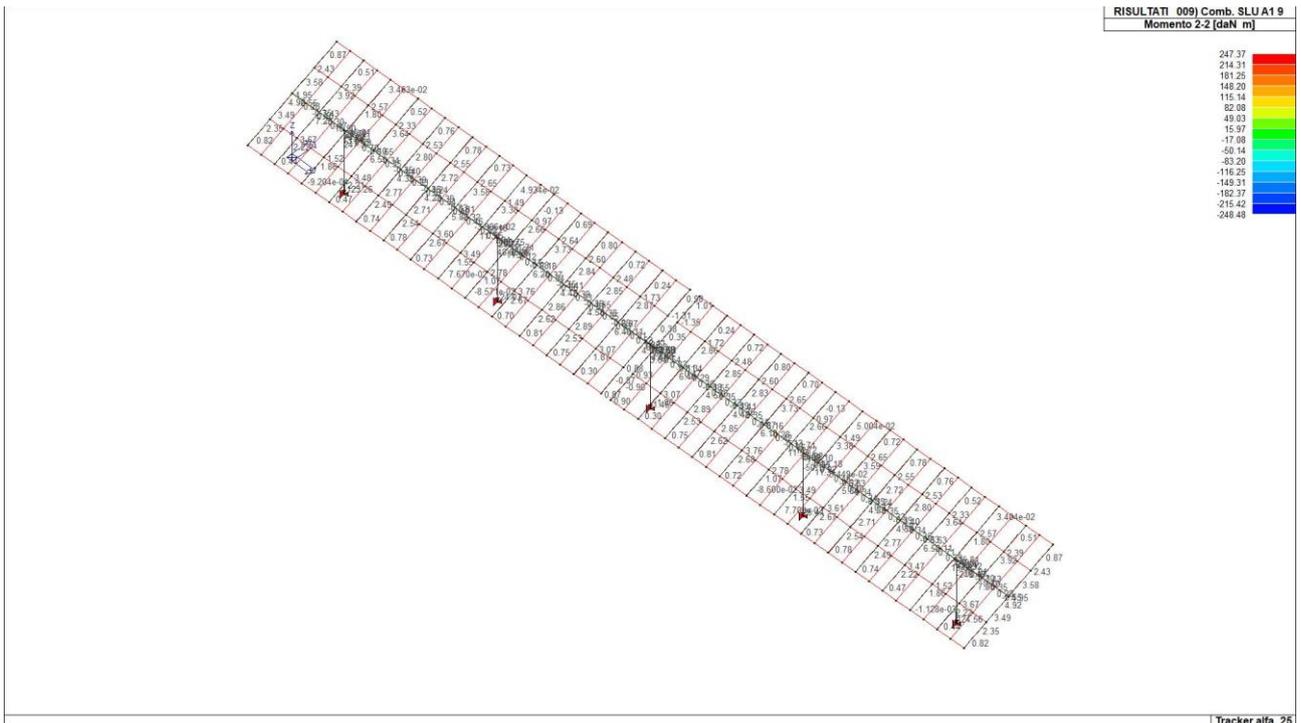
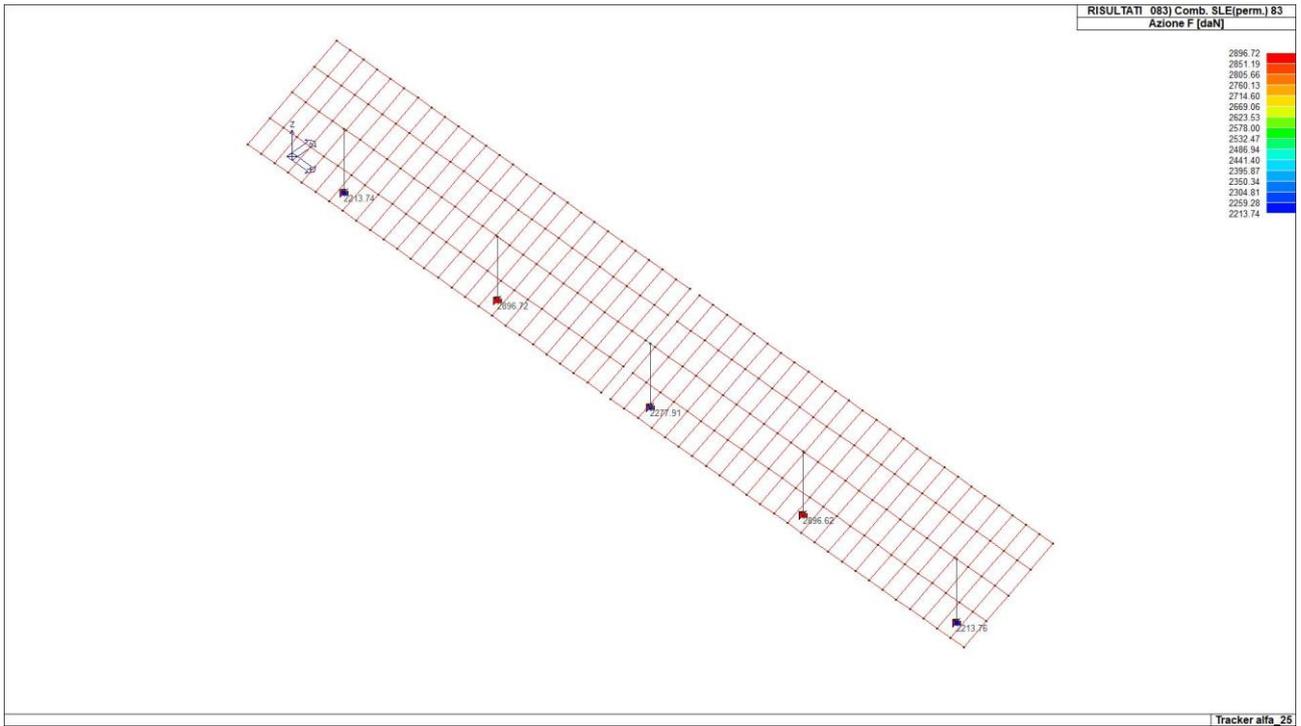


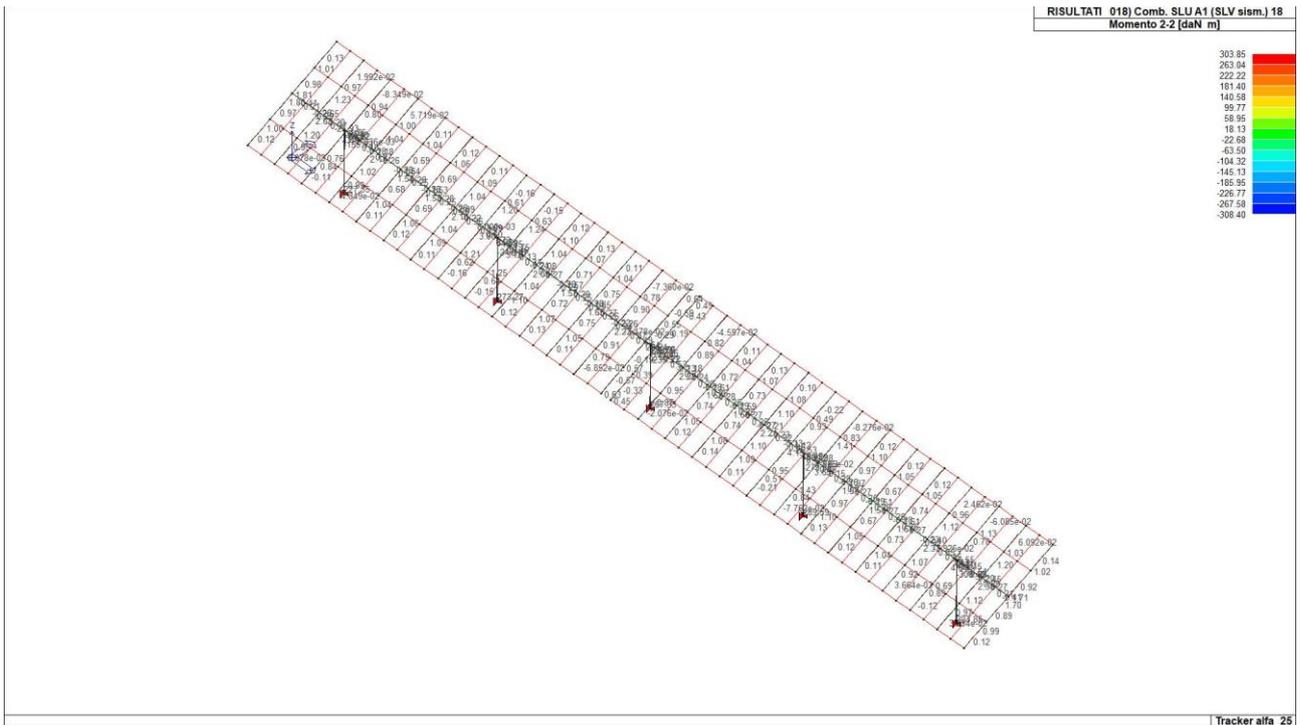
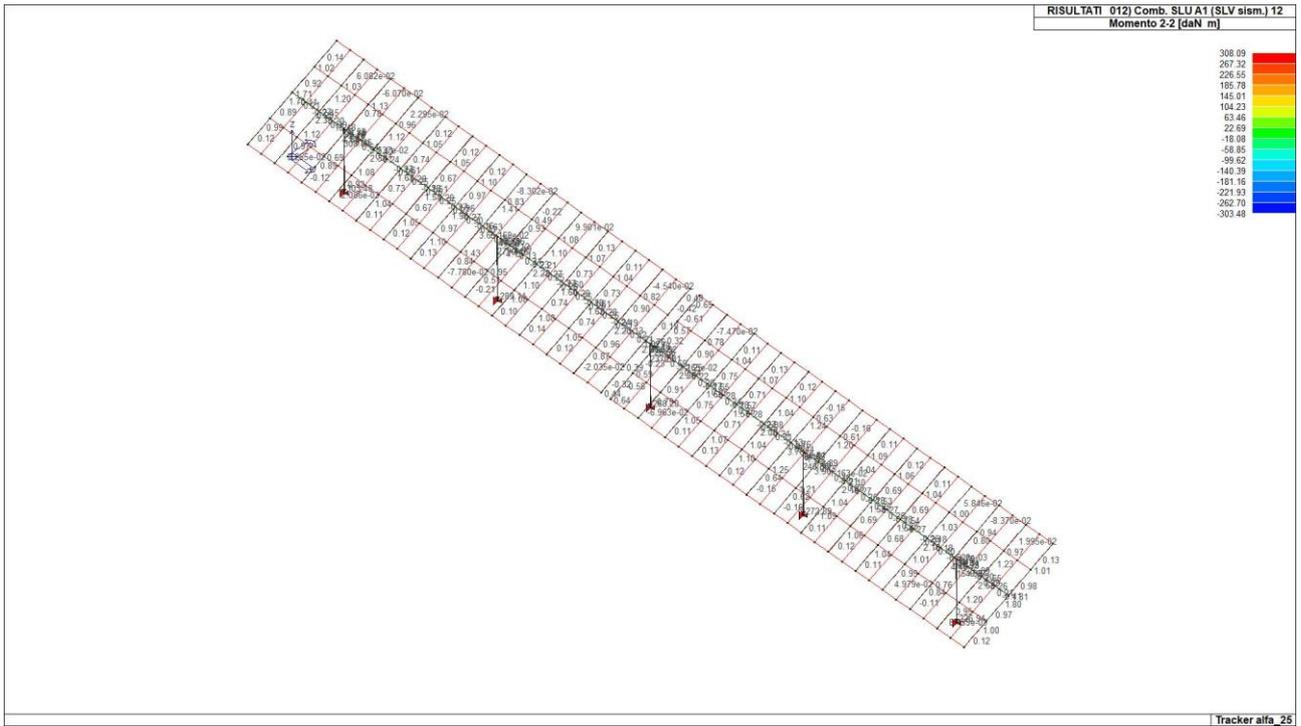


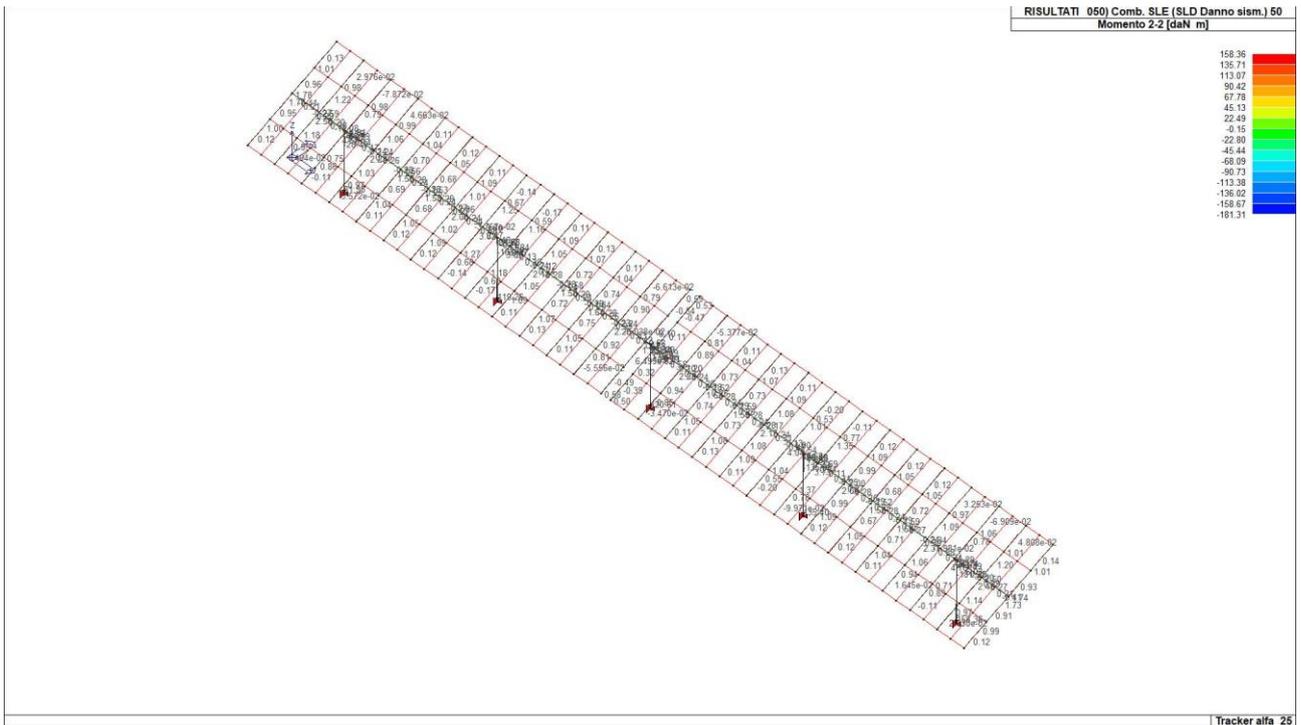
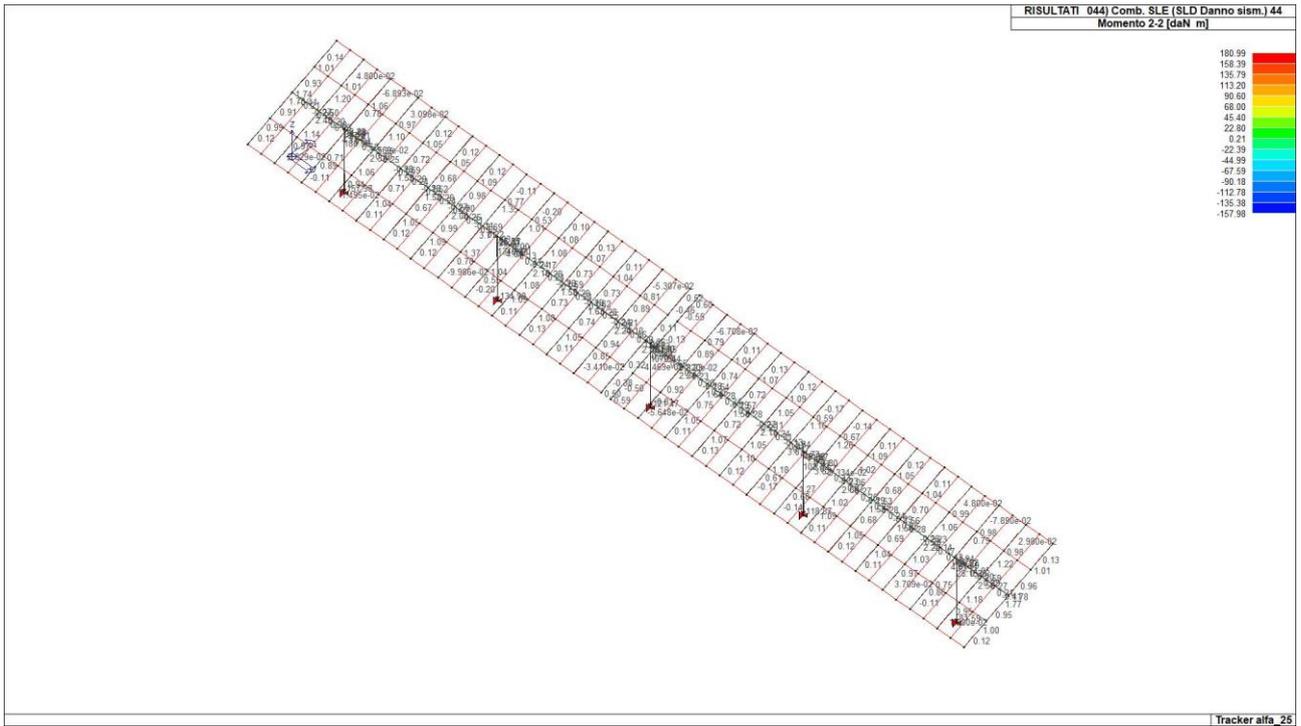


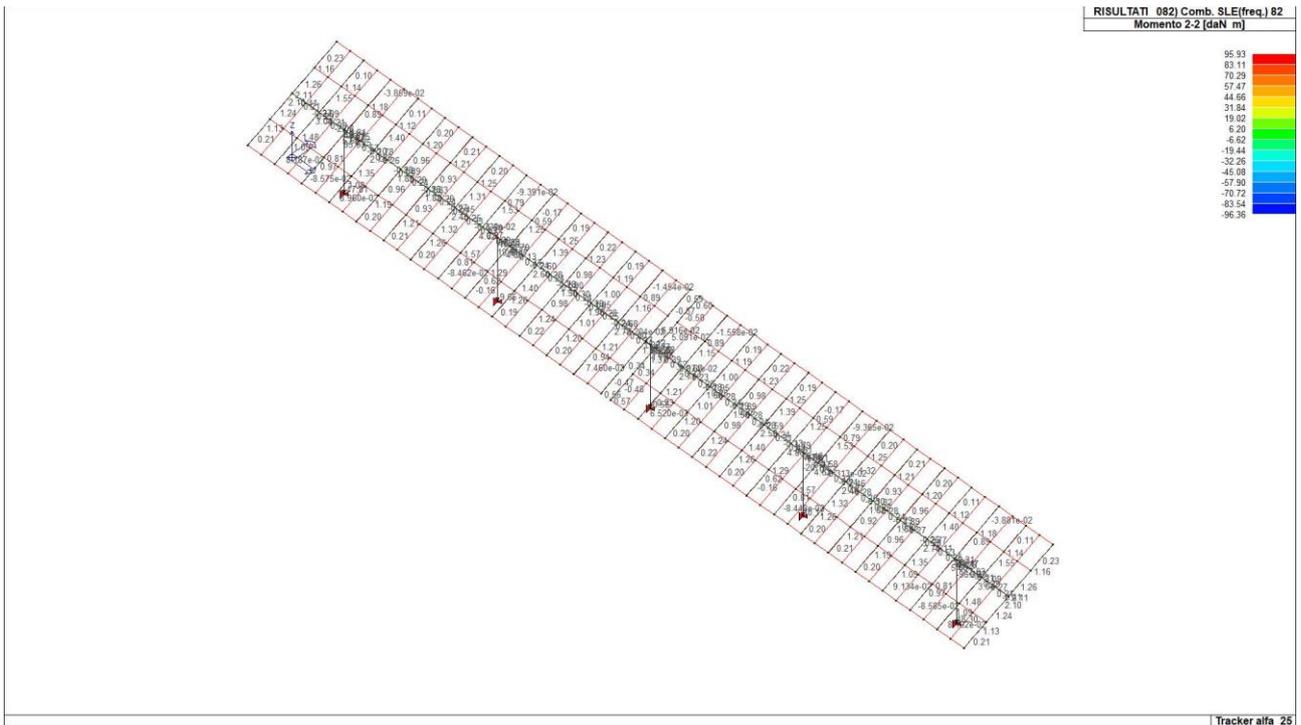
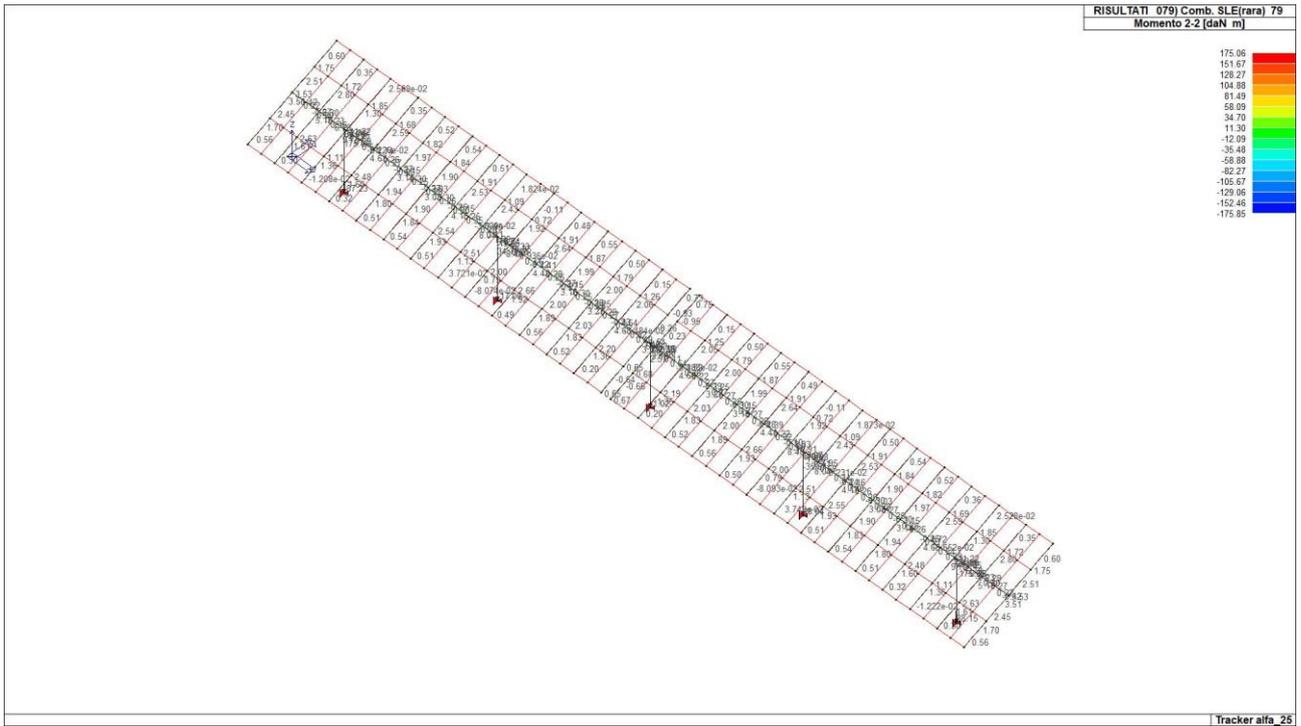


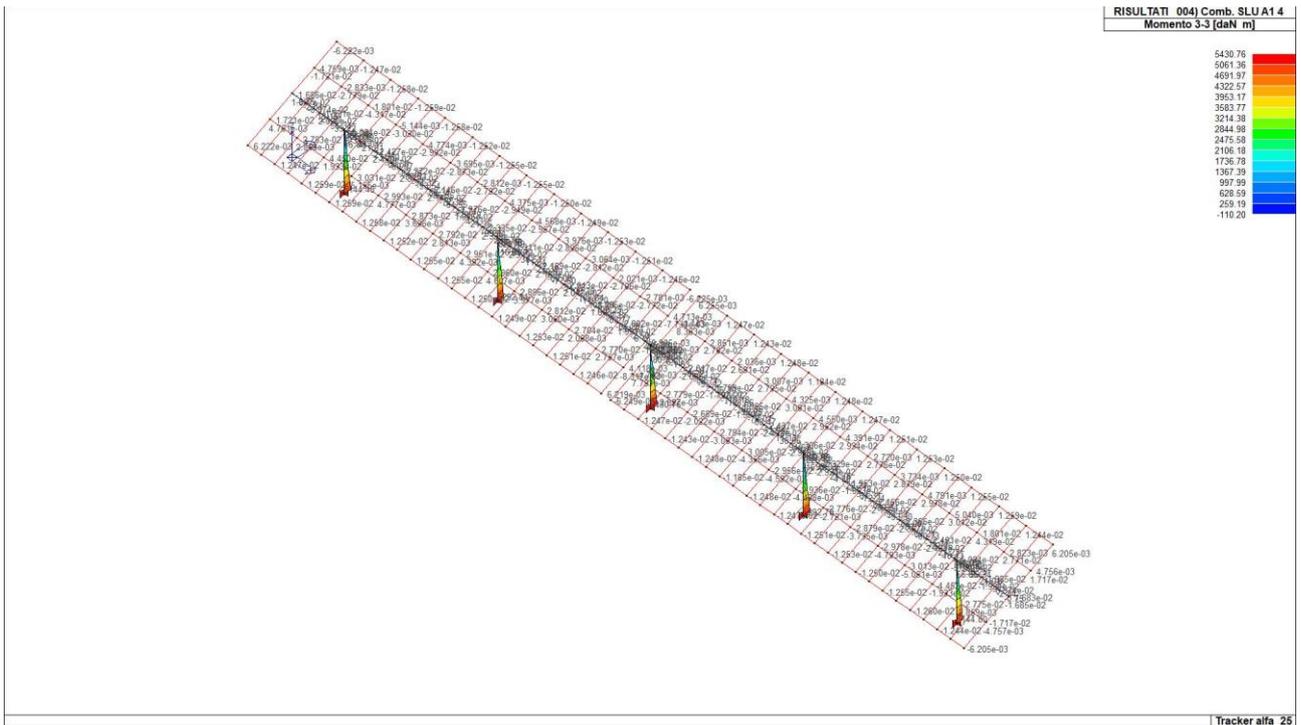
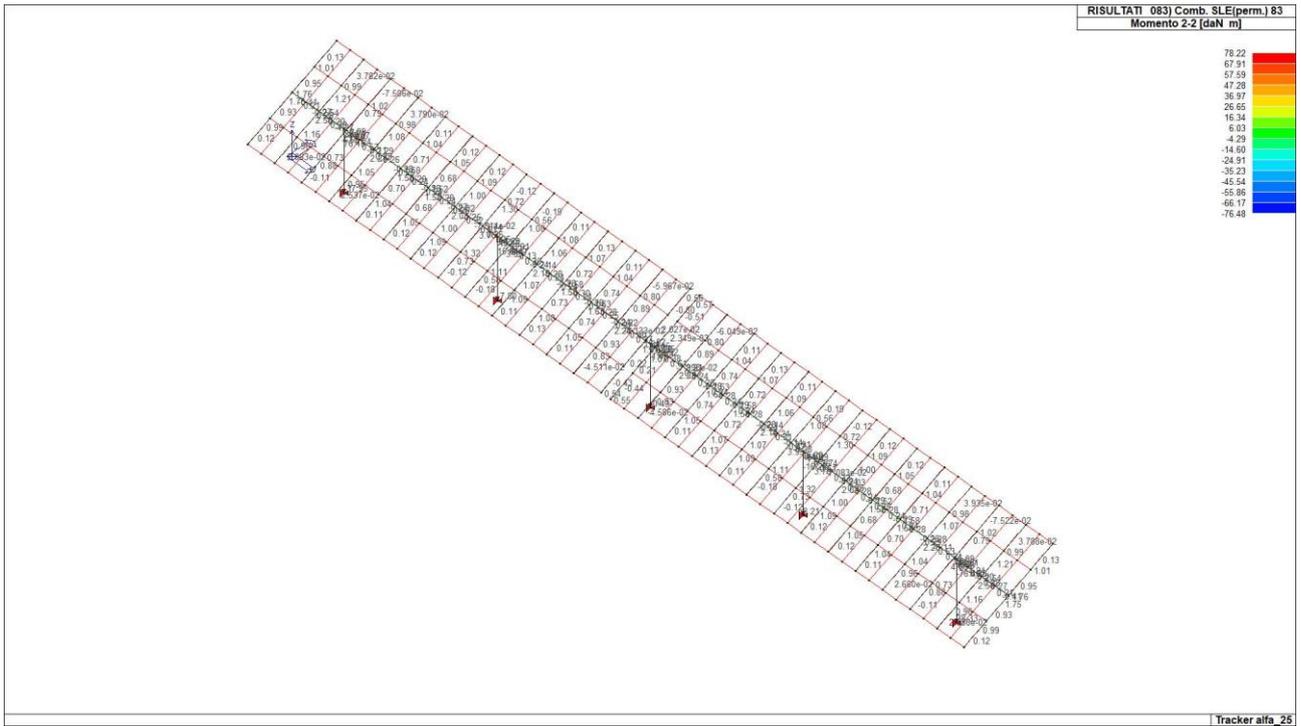


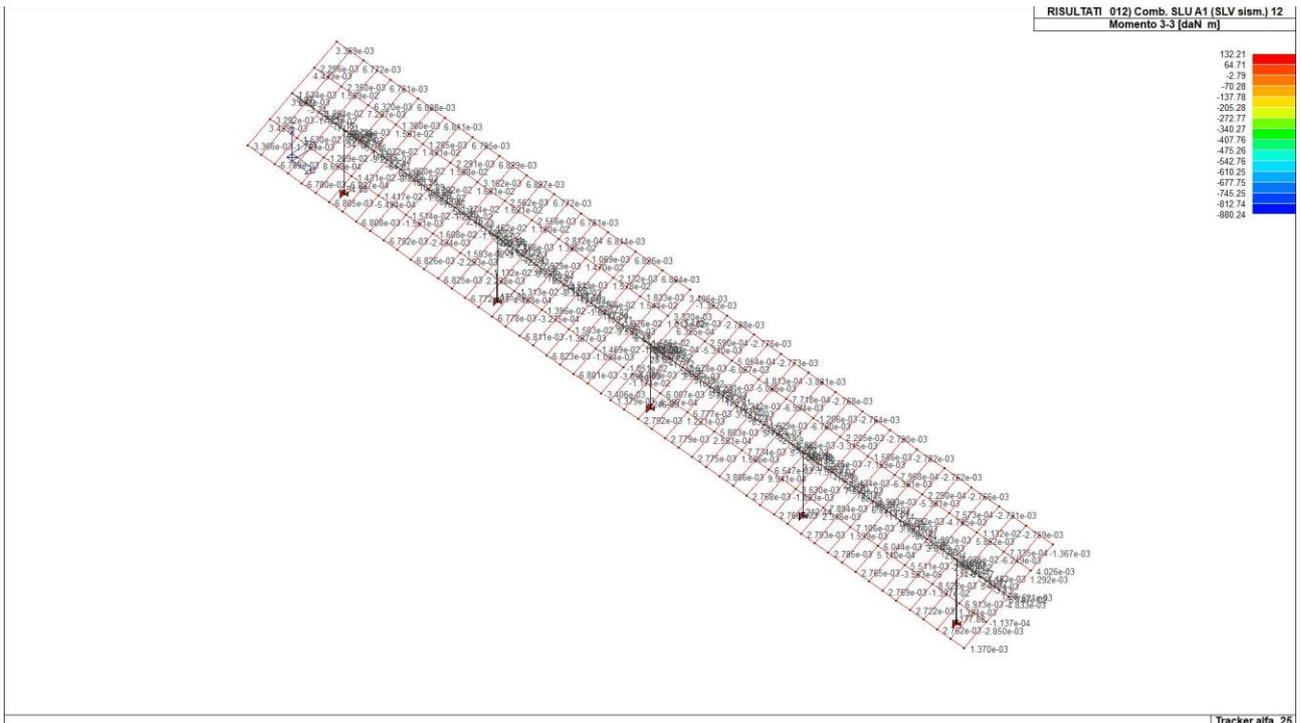
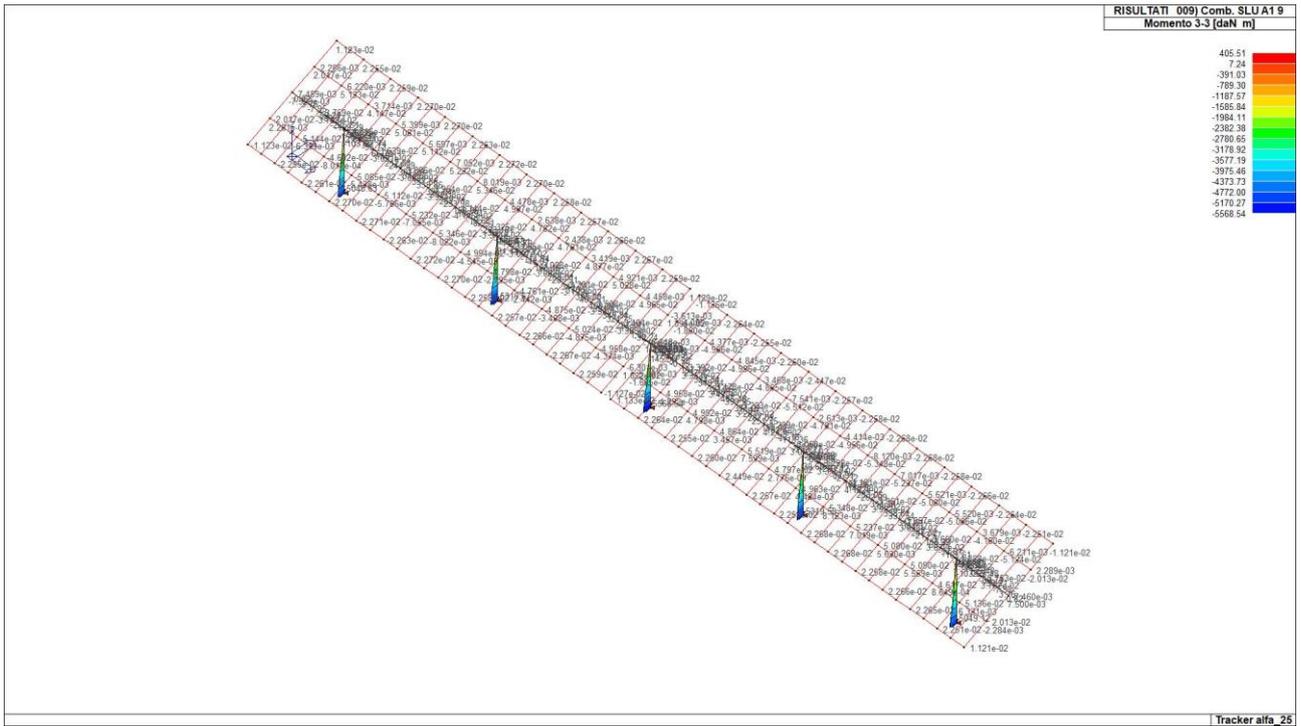


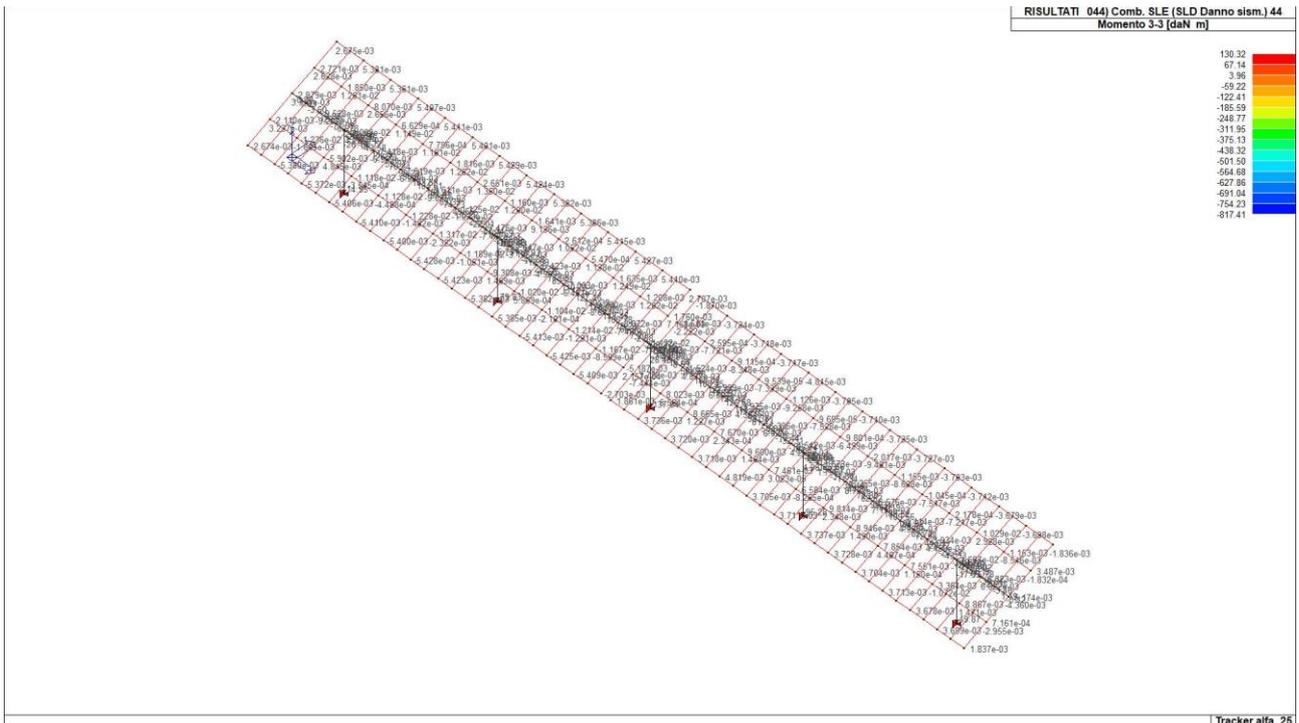
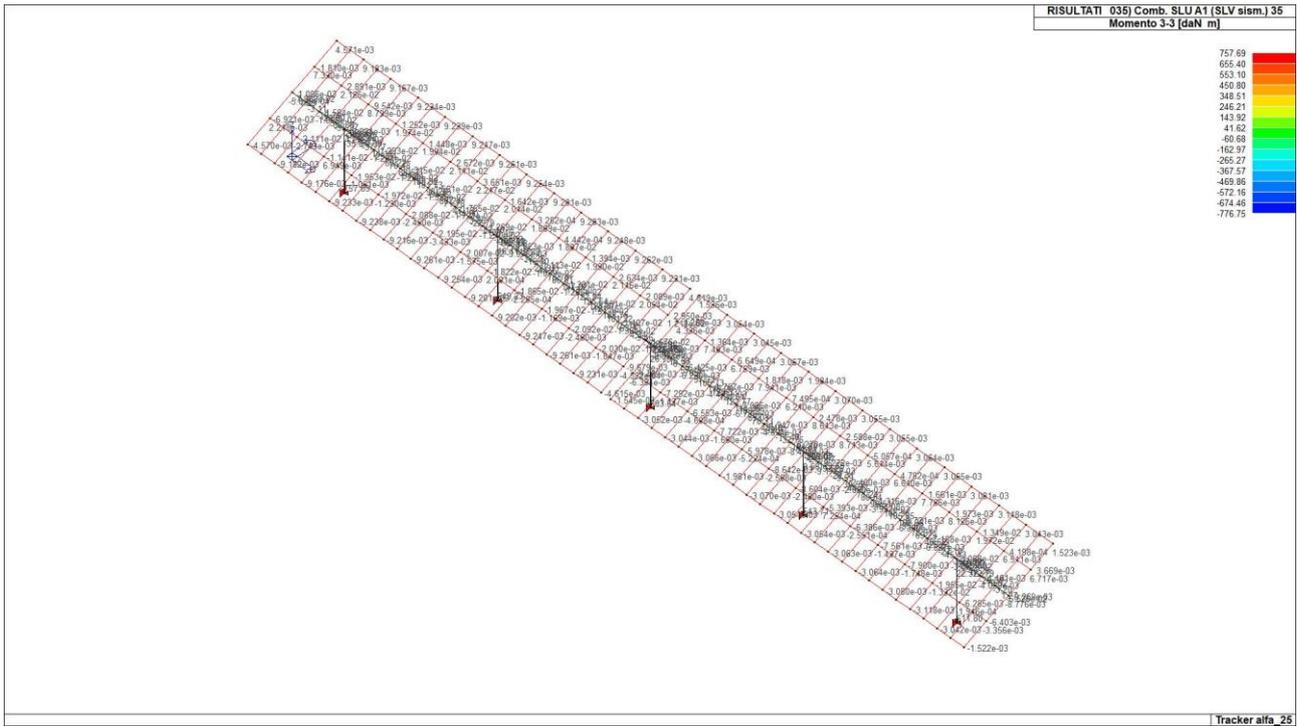


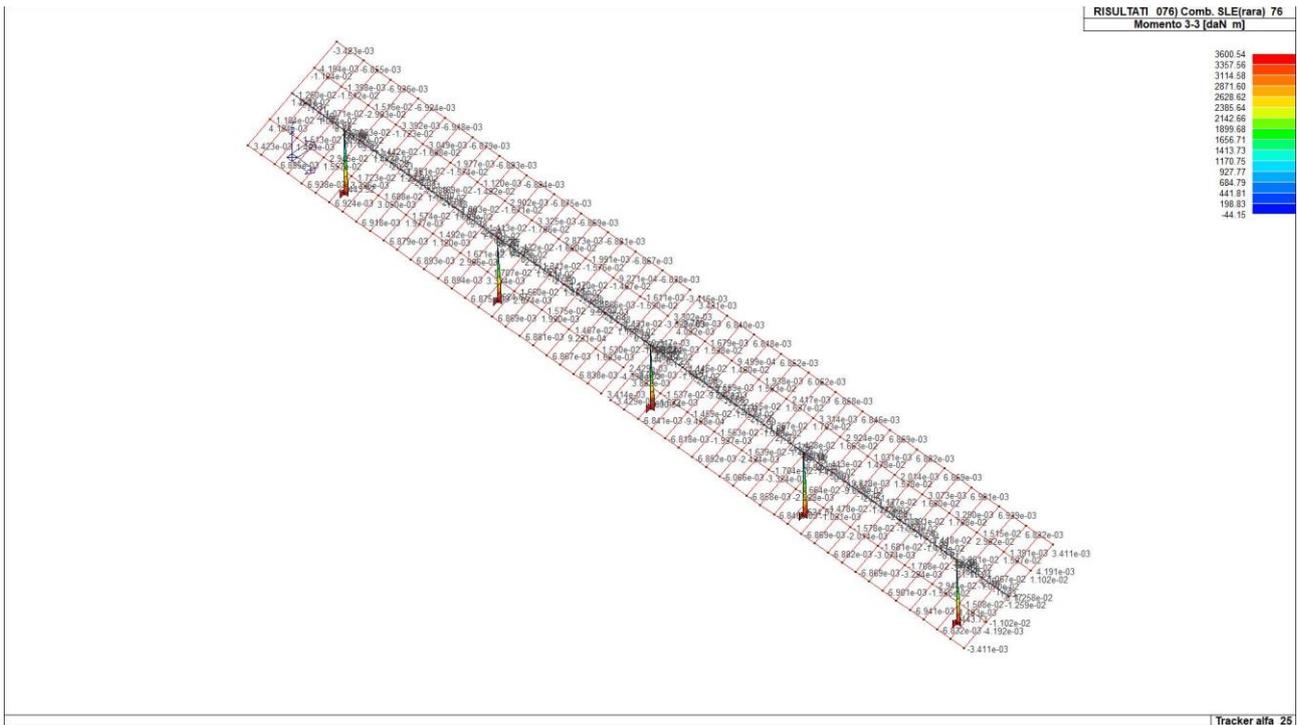
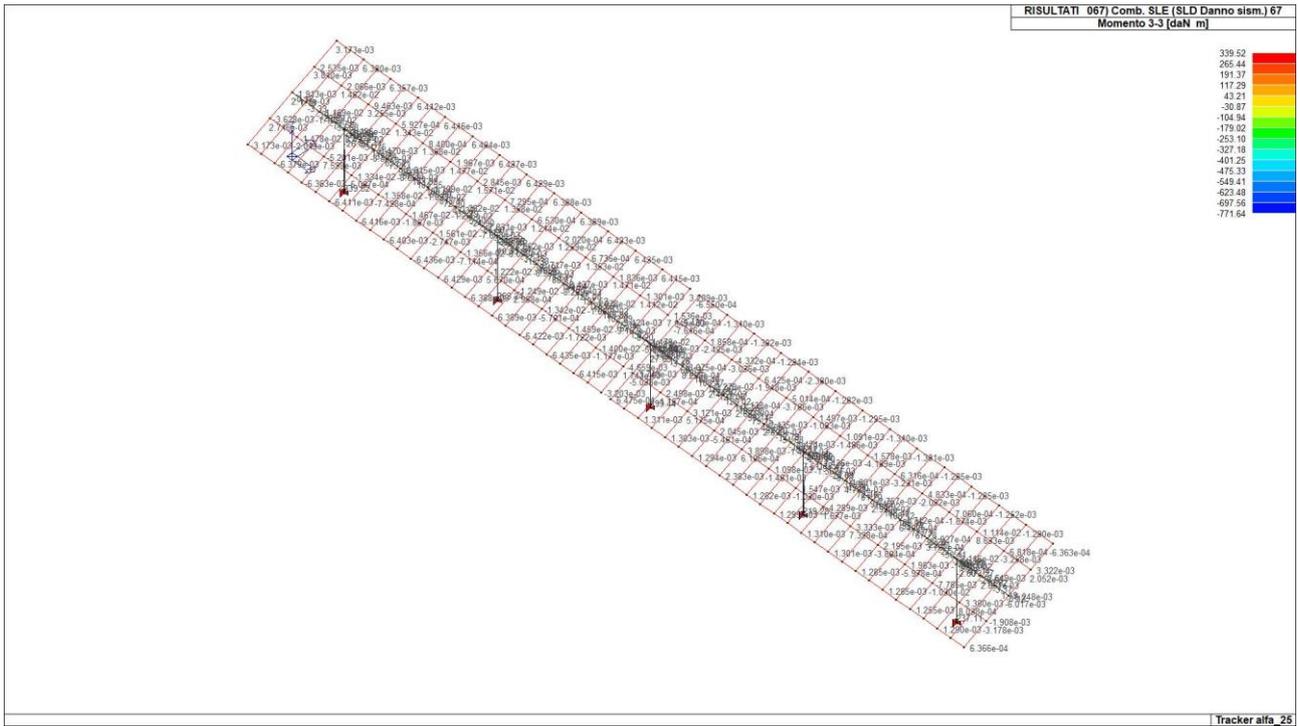


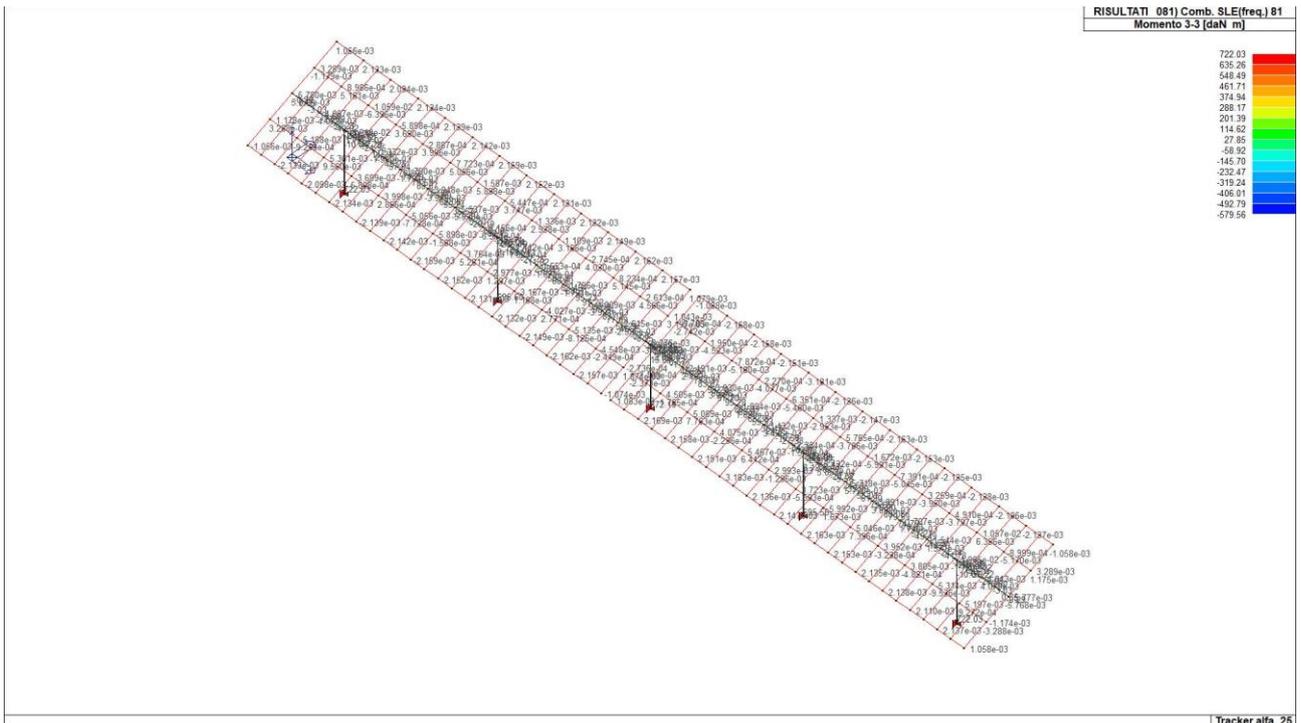
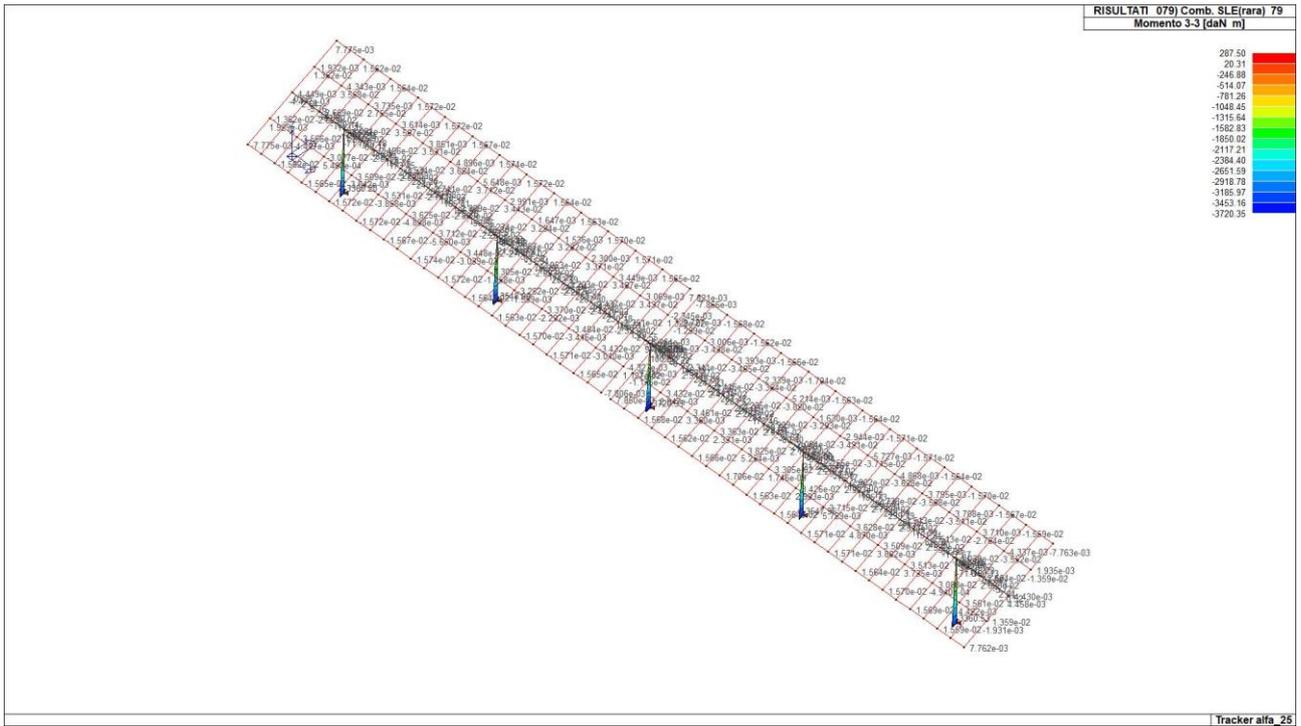


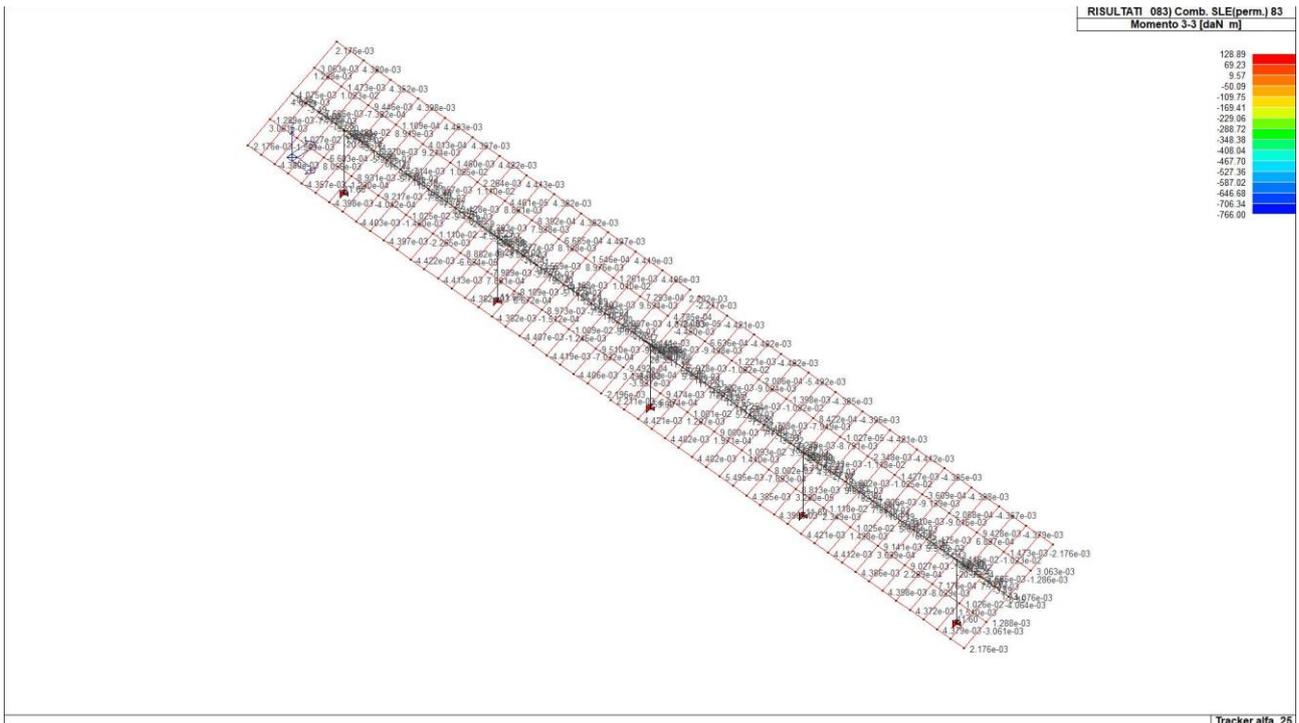
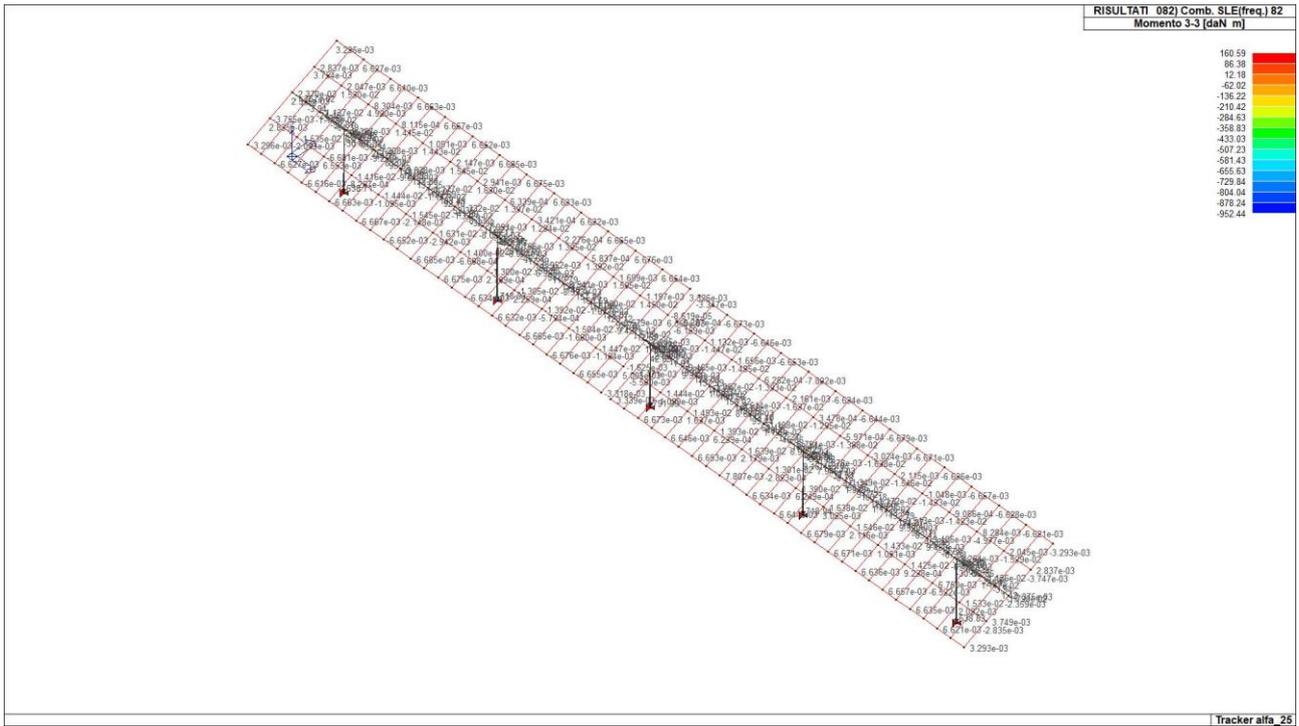


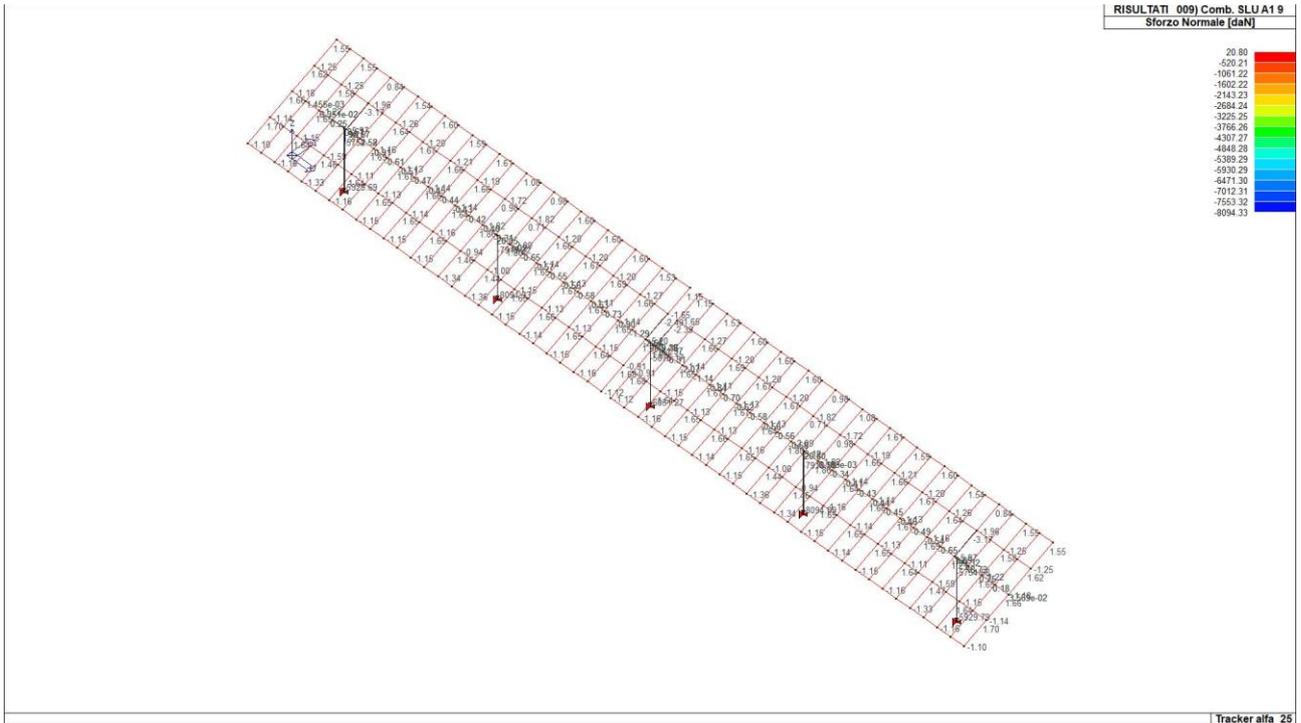
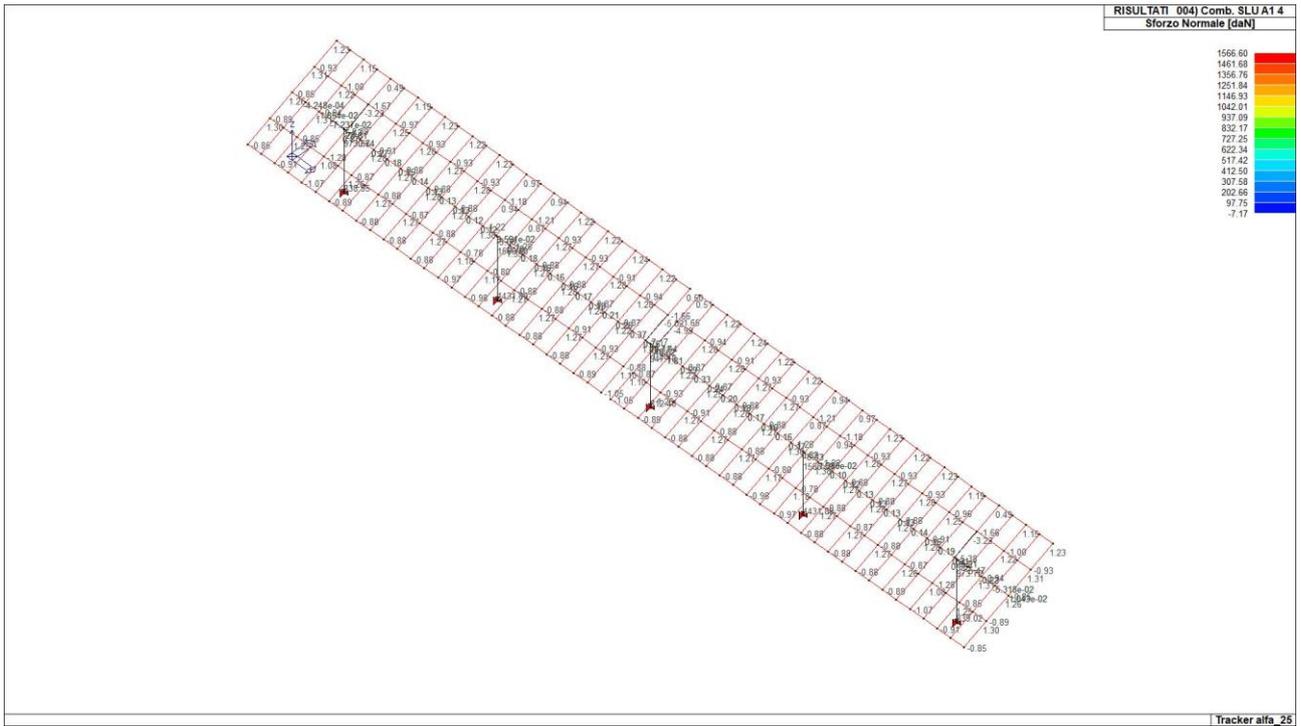


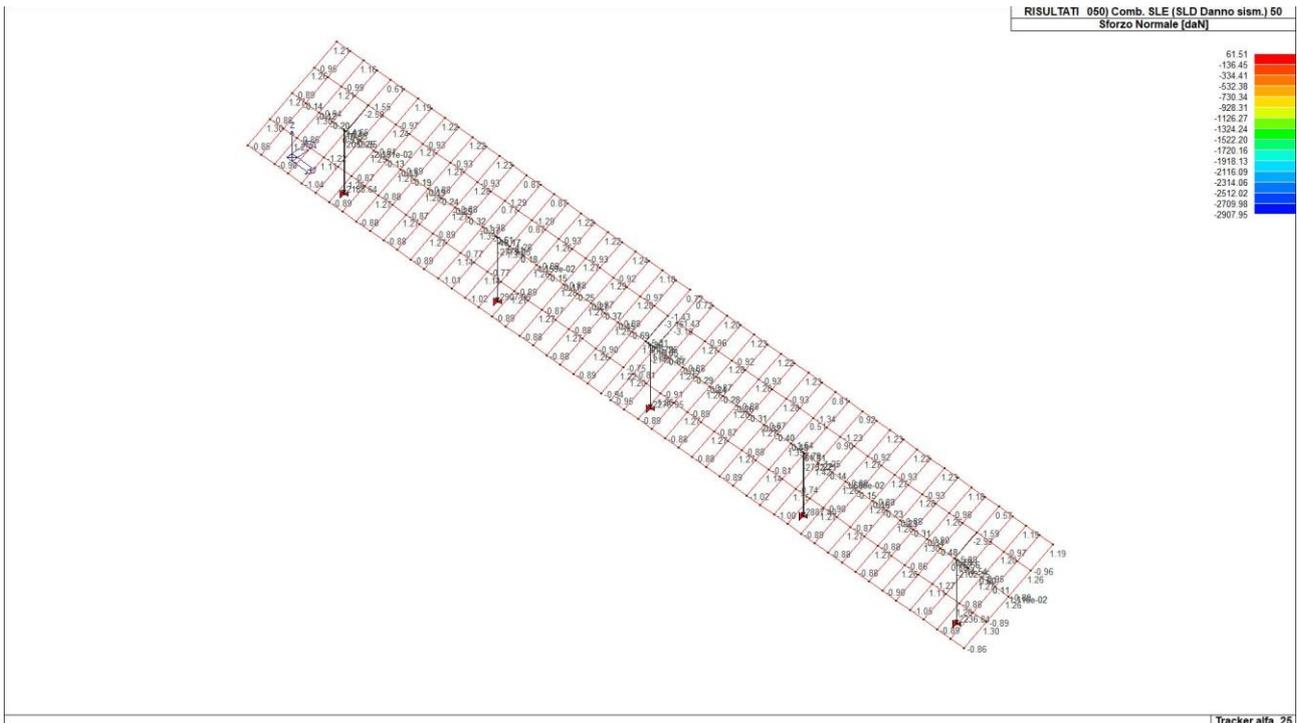
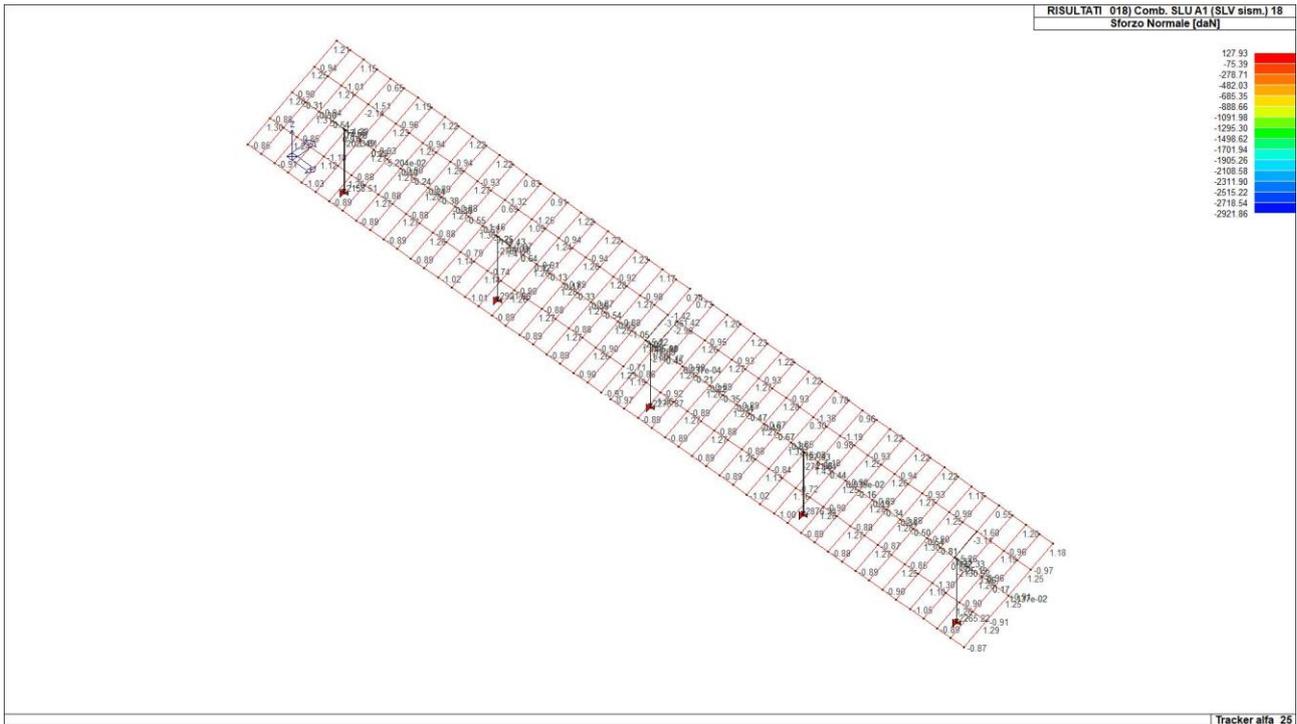


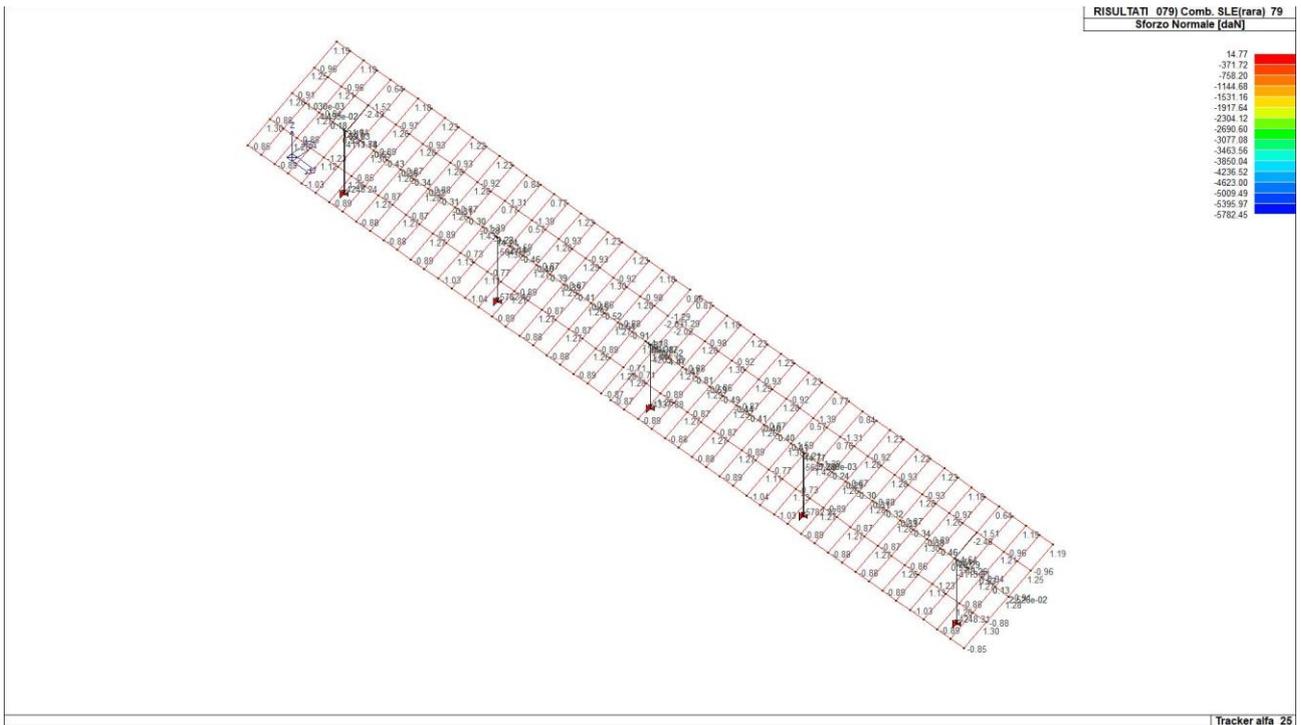
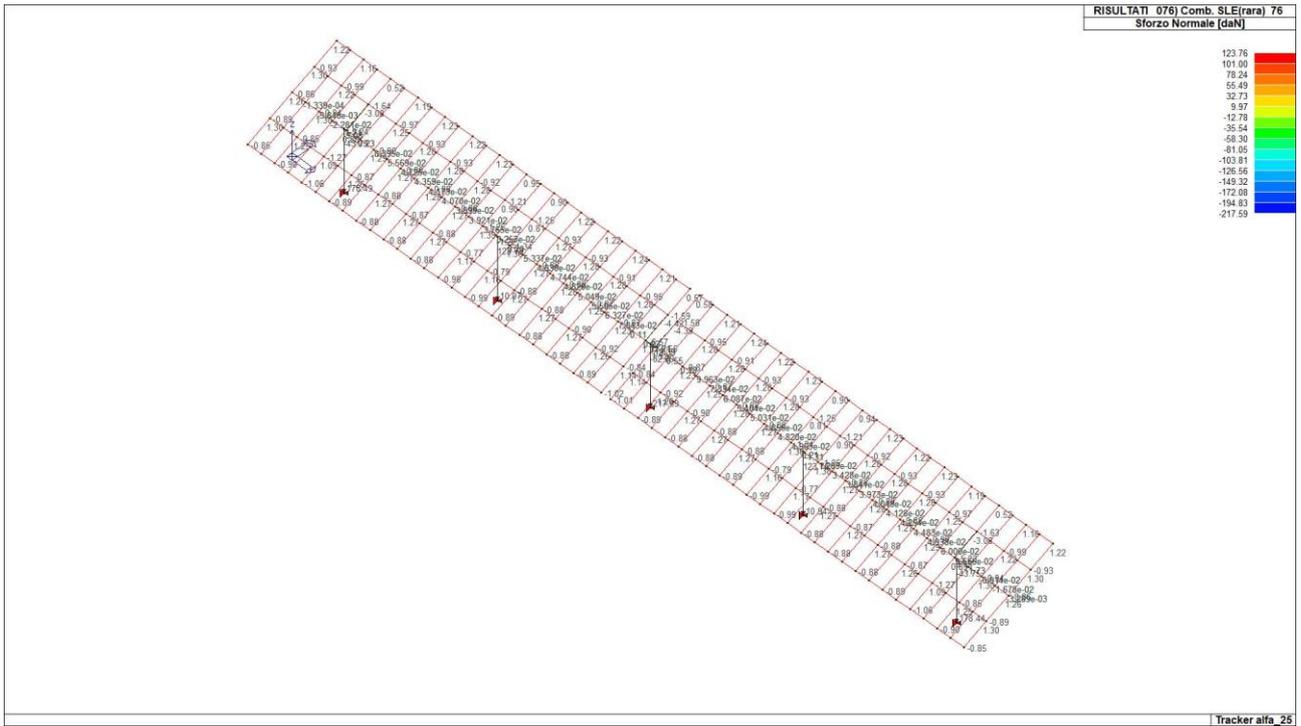


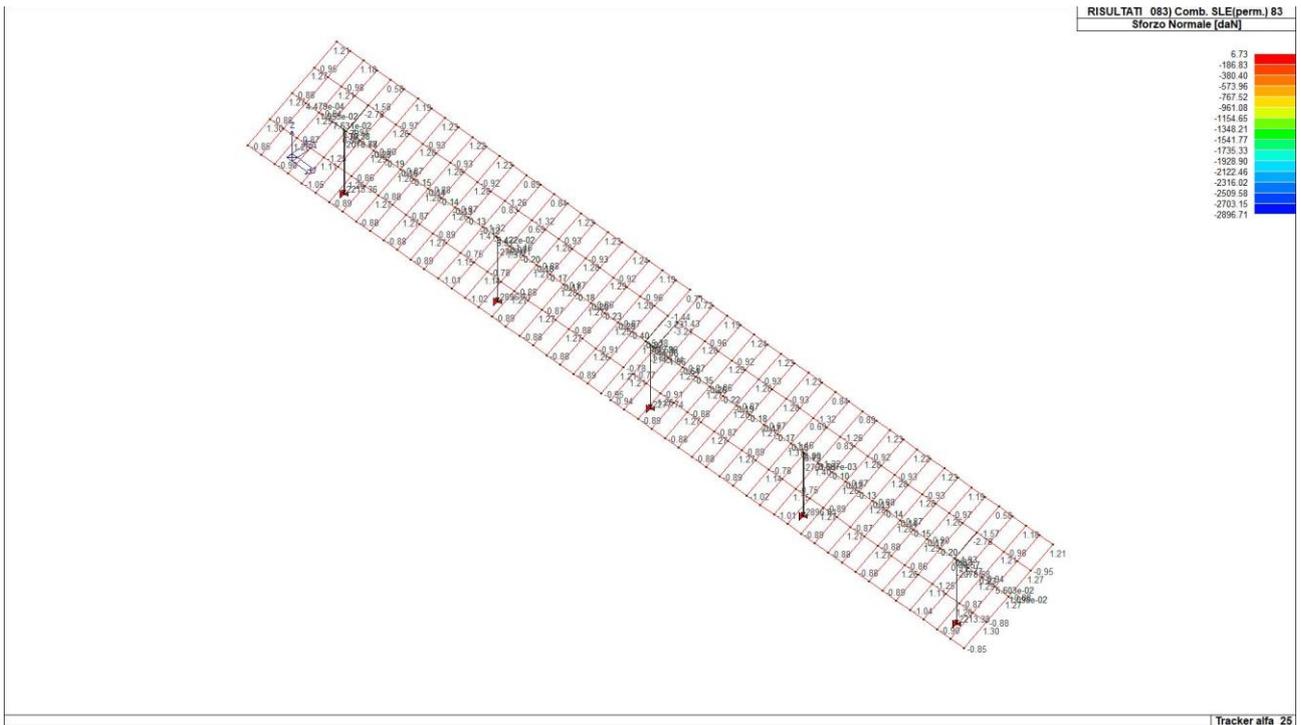
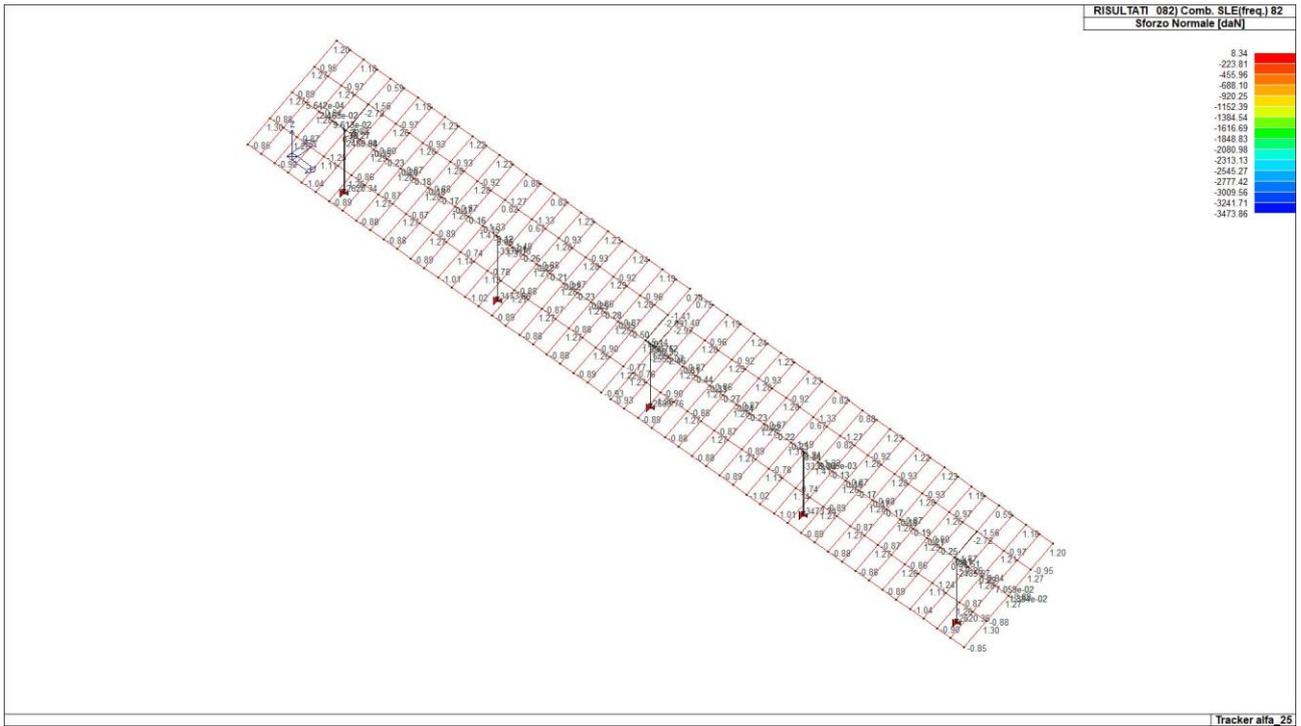












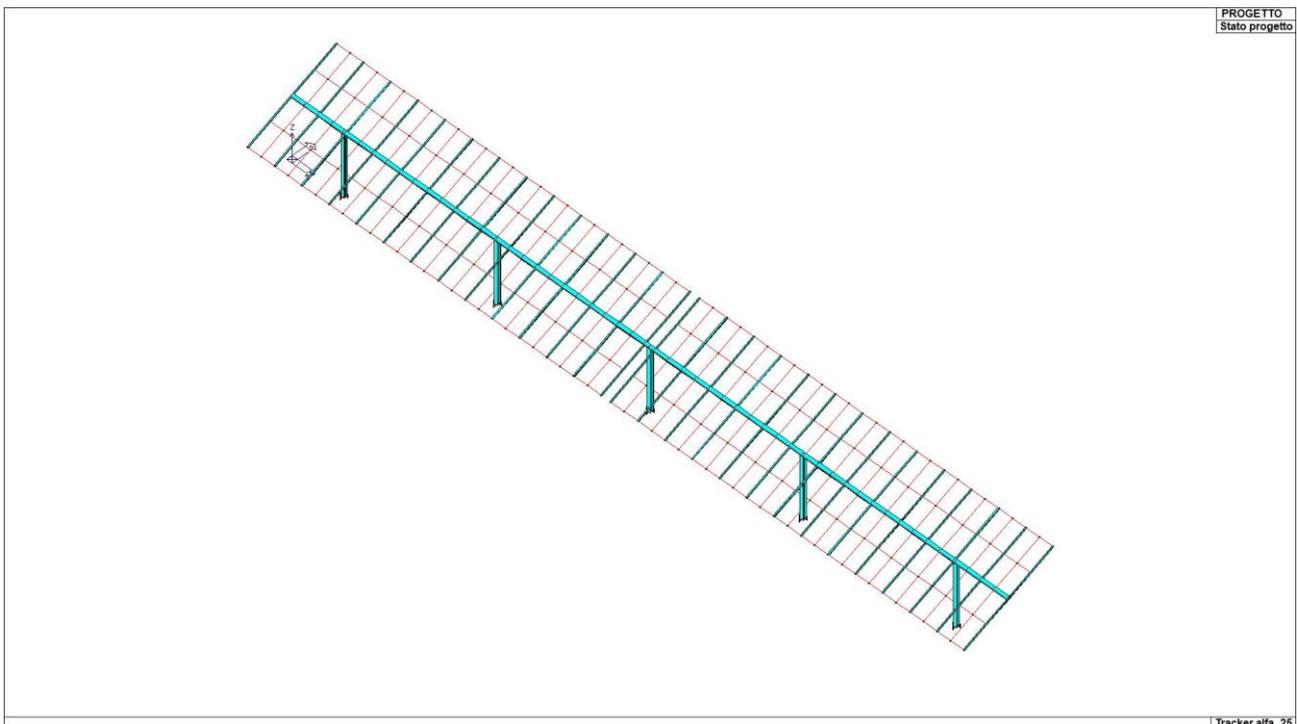
9.4 Sintesi delle verifiche di sicurezza

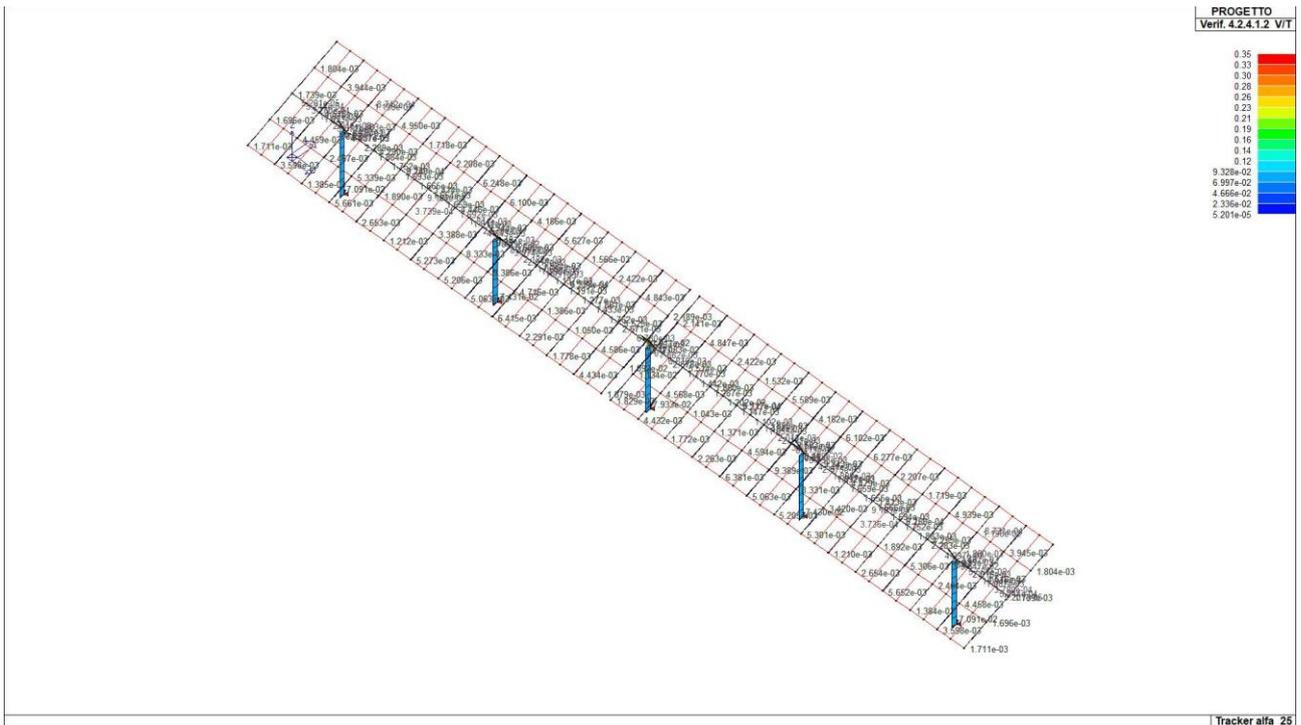
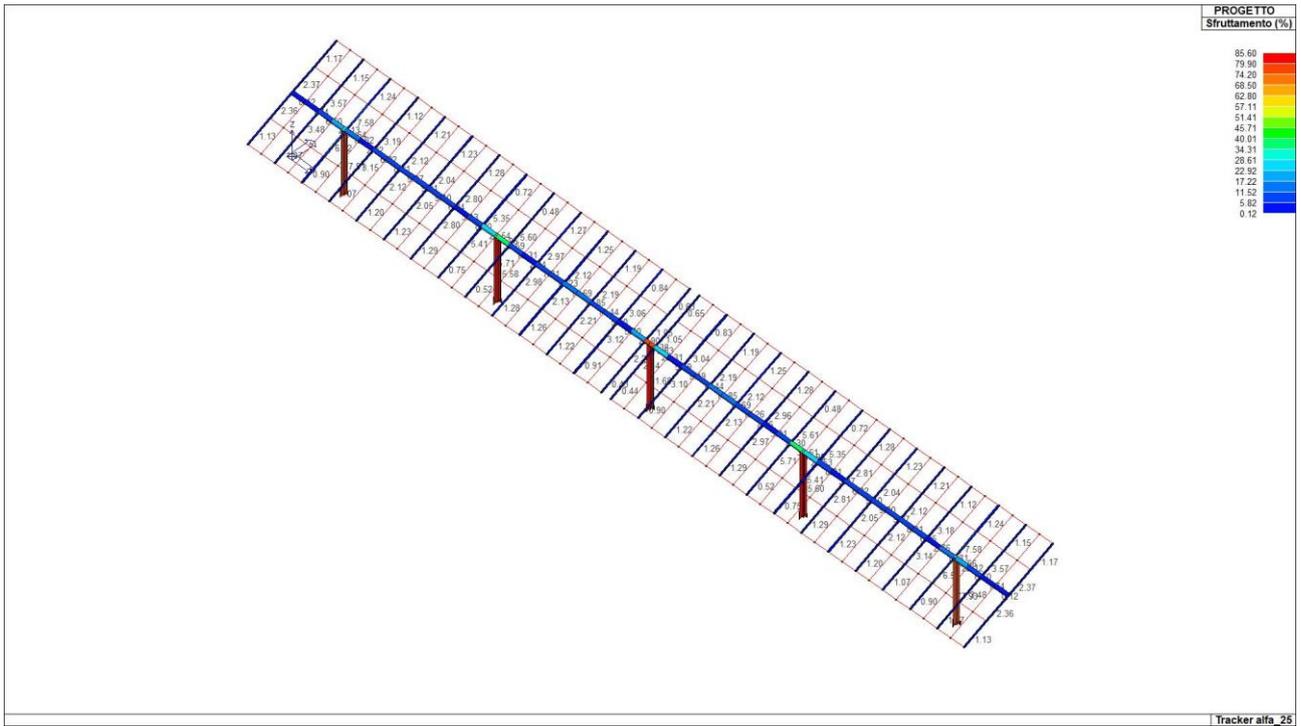
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

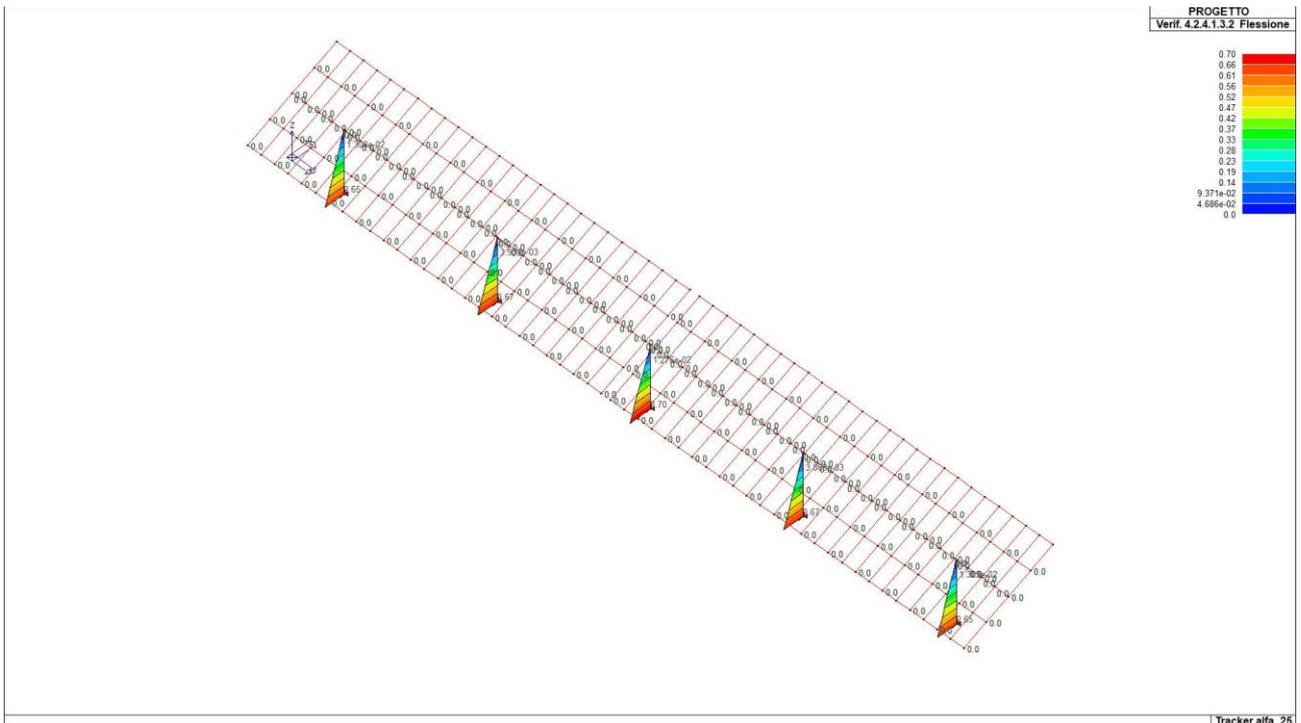
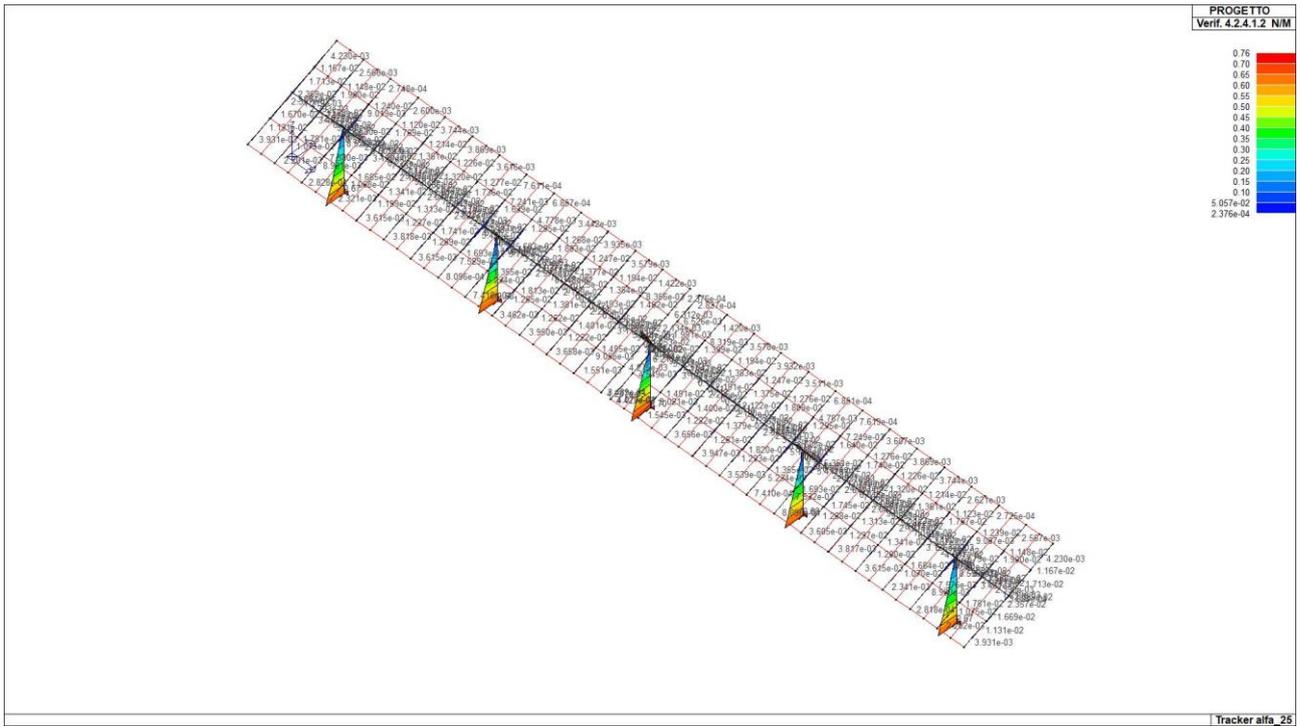
Gli stati di progetto *ciano* o *verde* indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto *rossi*, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

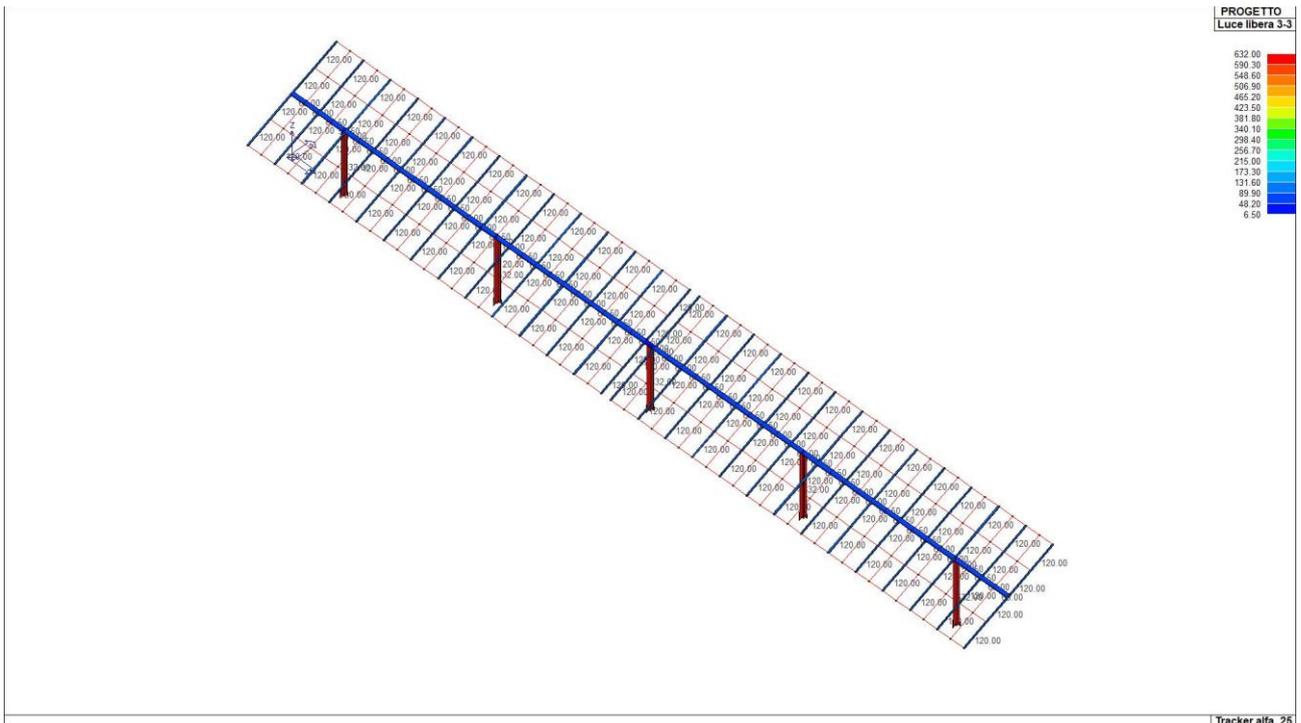
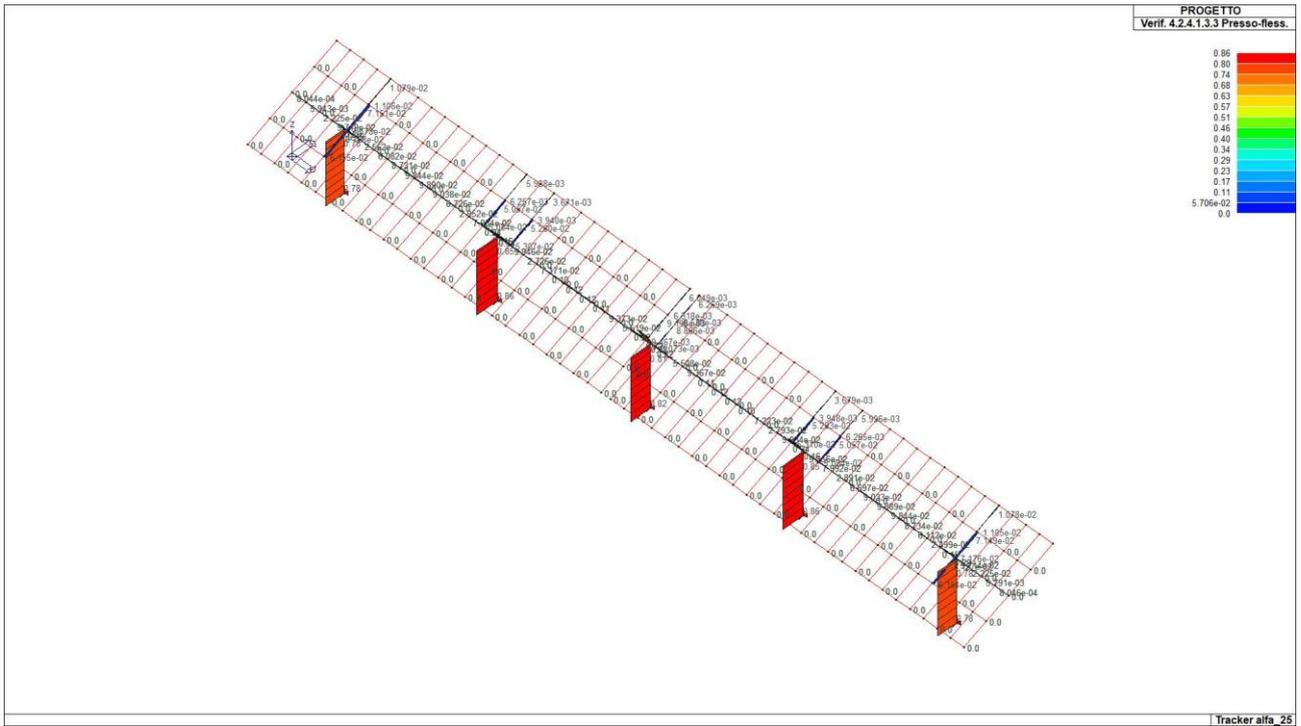
Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

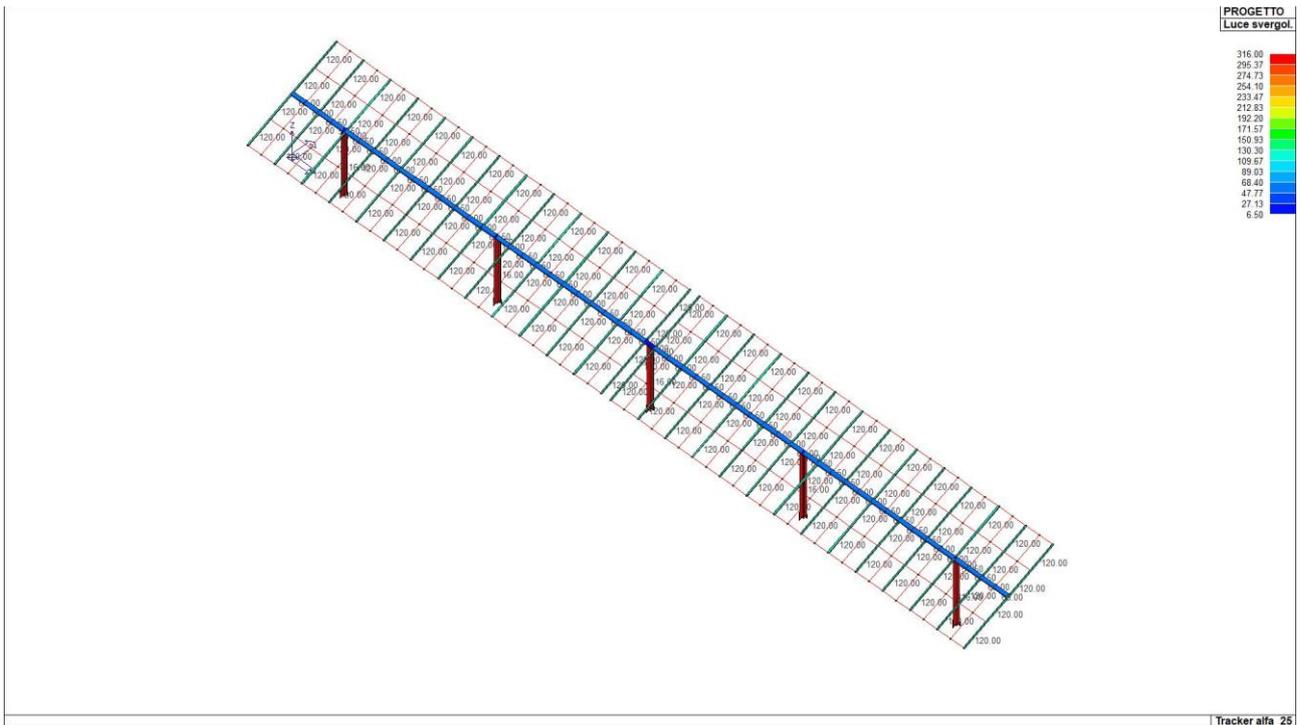
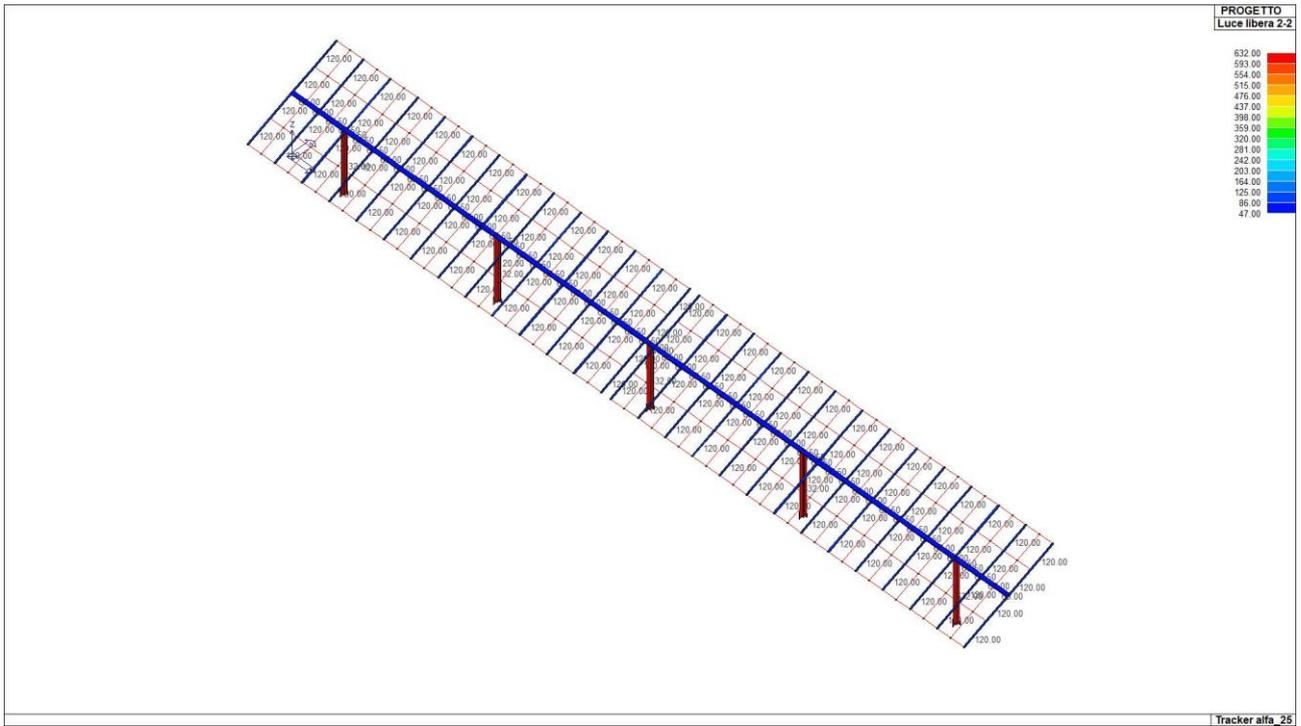
Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.











Elementi in acciaio

Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Sfoltamento (%)	0.12	85.60
Verif. 4.2.4.1.2 V/T	5.20e-05	0.35
Verif. 4.2.4.1.2 N/M	2.38e-04	0.76
Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione	0.0	0.70
Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.	0.0	0.86

9.5 Fondazioni di sostegno

Per le strutture ad inseguimento si adotteranno pali prefabbricati in acciaio, disponibili in varie geometrie e configurazioni, che vengono infissi nel terreno per mezzo di semplici apparecchiature montabili con facilità sulle più comuni macchine operatrici. Ciò implica la quasi totale assenza di un cantiere per la realizzazione della fondazione, aspetto fondamentale quando ci si trova ad operare in ambiti rurali difficilmente raggiungibili, e soprattutto consente di realizzare opere facilmente reversibili.

Tale tipologia di palo è dimensionata dal Costruttore per resistere sia a sforzi di compressione che di trazione e perciò consente alla struttura di sopportare anche momenti ribaltanti.

In fase esecutiva, a seguito di prove geotecniche, sarà possibile eventualmente definire una diversa tipologia di palo. Riscontrate particolari condizioni geotecniche del sito, il Costruttore potrebbe suggerire, infatti, l'installazione dei cosiddetti "Pali a Vite" i quali, così come i suddetti pali infissi, non richiedono fondazione.

Verifica a sfilamento

La verifica geotecnica più gravosa per questa tipologia di fondazione è quella relativa al **collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione**.

Pertanto, si è proceduto al calcolo delle massime sollecitazioni di sfilamento, le quali sono state confrontate con la portanza limite laterale del palo, trascurando il peso proprio dello stesso.

Alla luce di tale considerazione, la combinazione di carico critica risulta essere, quella in cui si considerano:

- vento sfavorevole in direzione ortogonale ai pannelli fotovoltaici ($\gamma_Q = 1,5$);
- carico neve favorevole e quindi nullo ($\gamma_Q = 0$);
- peso proprio della struttura favorevole ($\gamma_G = 1$);

Per il calcolo delle massime sollecitazioni di trazione agenti alla base della struttura, quest'ultima è stata ipotizzata essere costituita da profili HEB di dimensioni 160 mm con spessore pari a $t = 3$ mm.

Considerando la superficie dei moduli che compete ad un singolo telaio ($40,48 \text{ m}^2$) e l'inclinazione dello stesso di $\pm 25^\circ$, la massima sollecitazione di sfilamento calcolata è pari a circa:

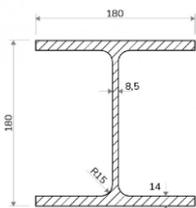
$$p = 78 \text{ daN/m}^2 \times (\text{Pressione del vento})$$

$$P = 78 \times 40,48 = 3157 \text{ daN}$$

$$P_v = P \cdot \tan 35^\circ = 2210 \text{ daN}$$

$$T_{sd} = 2210 \text{ daN.}$$

Si è determinata R_{sd} attraverso la formulazione per terreni non coerenti (DAS E SEELEY (1982)):



HEB 160

P	91,8	cm
γ	0,0018	kg/cm ³
δ	25,0000	angolo d'attrito palo-terreno
L _{cr}	320	cm
K _u	1,3+0.12(φ -30)=	1,1
L	220,0000	cm
In cui		
se $\varphi < 20^\circ$	K _u	0,9
se $20 < \varphi \leq 30^\circ$	K _u	0.9+0.04(φ -20)
se $30 < \varphi \leq 40^\circ$	K _u	1.3+0.12(φ -30)

$$T = 0,5 p\gamma L_{cr}^2 K_u \tan \delta + p\gamma L_{cr} K_u \tan \delta (L - L_{cr})$$

Rsd=2223 daN

La verifica è soddisfatta in quanto **Tsd < Rsd**

10 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati introdotti i criteri per la progettazione delle opere e dei componenti strutturali di impianto. È stata riportata una verifica preliminare degli elementi strutturali di sostegno dei moduli fotovoltaici di un progetto agrivoltaico simile a quello proposto ed è stata data una prima indicazione sul tipo calcestruzzo armato utilizzabile per la realizzazione delle fondazioni delle apparecchiature di impianto.

Dall'analisi dei risultati ottenuti risulta che le verifiche condotte con il D.M. 17.01.2018 sono a favore di sicurezza e soddisfano ogni prescrizione della normativa vigente; pertanto, la struttura così progettata è atta a sopportare i carichi di progetto sopra menzionati.

Si rimanda alla fase esecutiva il dimensionamento definitivo delle opere descritte precedentemente, precisando che le strutture delle cabine di campo e la Cabina di consegna sono prefabbricati predimensionati dal fornitore e che le strutture tracker sono dimensionate dal fornitore sulla base delle caratteristiche dell'area di installazione; i dettagli, quindi, dei dimensionamenti sono resi disponibili in fase di progettazione esecutiva. Tutte le assunzioni fatte in questa sede, per la preliminare determinazione dei carichi agenti, sono basate su strutture esistenti e con caratteristiche dimensionali, materiali e di peso simili a quelle che saranno utilizzate per realizzazione delle opere di progetto.