



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

1 di/of 63

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO FOTOVOLTAICO FLOTTANTE PRESENZANO INFERIORE

Presenzano (CE)

42,68 MWdc – 35,64 MWac

Progetto definitivo per autorizzazione

Relazione di calcolo preliminare opere civili SSE Utente

File: GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00-Relazione di calcolo preliminare opere civili SSE Utente

00	14/02/2024	Prima emissione	F. Chillè	M. Iaquinta	P. Polinelli
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT Presenzano Inferiore	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT	SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION									
	GRE	EEC	R	2	7	I	T	P	1	4	4	5	6	0	0	0	4	9	0

CLASSIFICATION	Public	UTILIZATION SCOPE	Progetto definitivo per autorizzazione
----------------	--------	-------------------	--

This document is property of Enel Produzione S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Produzione S.p.A.



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

2 di/of 63

INDEX

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE	7
3. DOCUMENTI DI PROGETTO.....	8
4. DESCRIZIONE DEL SITO	9
4.1. Collocazione geografica.....	9
2.2. Caratteristiche del bacino artificiale di Presenzano.....	9
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE	11
5.1. Edificio sottostazione	11
6. CARICHI DI PROGETTO EDIFICIO SSE	13
6.1. Carichi permanenti	13
6.1.1. Pesi permanenti strutturali (G1)	13
6.1.2. Pesi permanenti non strutturali (G2)	13
6.2. Sovraccarichi (Q)	13
6.2.1. Solaio di copertura.....	13
6.2.2. Platea fondazione	13
6.3. Azione della neve (Q neve).....	13
6.4. Azione del vento (W, WT).....	14
6.5. Azione sismica (E).....	18
7. MATERIALI	21
7.1. Calcestruzzo armato	21
7.1.1. Magrone	21
7.1.2. Fondazioni gettate in opera.....	21
7.1.3. Calcestruzzo per elementi prefabbricati	21
7.1.4. Acciaio di armatura	21
8. SOFTWARE IMPIEGATO PER LE ANALISI FEM	23
8.1. Sistemi di riferimento	23
8.2. Elementi beam.....	23
8.2.1. Output delle azioni interne	23
8.3. Elementi plate	24
8.3.1. Gradi di libertà degli elementi e ecs	24
8.3.2. Output delle azioni interne	25
9. EDIFICIO SSE- ANALISI E VERIFICHE	29
9.1. Analisi strutturale tramite modello FEM	29
9.2. Geometria del modello	29
9.3. Svincoli.....	31
9.4. Vincoli	32
9.5. Condizioni di carico.....	32
9.6. Analisi modale	36
9.7. Combinazioni di carico	39
9.8. Giudizio motivato accettabilità dei risultati.....	42
9.8.1. Verifica delle masse sismiche	42
9.8.2. Verifica del tagliante	42
9.9. Risultati	43



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

3 di/of 63

9.9.1. Pressioni in fondazione	43
9.9.2. Diagrammi azioni interne	44
9.9.3. Spostamenti SLO	48
9.10. Verifica degli elementi strutturali	49
9.10.1. Verifica elementi di fondazione	49
9.10.2. Verifica elementi in elevazione	51
9.10.3. Solaio di copertura	57
9.11. Verifica di capacità portante delle fondazioni	60
10. TRASFORMATORE – CAPACITÀ PORTANTE	62

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione tecnico-descrittiva del progetto definitivo per la realizzazione di un impianto fotovoltaico flottante, installato sul **Bacino di Presenzano** - Bacino inferiore dell'impianto di generazione e pompaggio di Presenzano (CE).

L'impianto è progettato per operare in parallelo alla rete di distribuzione elettrica, cedendo totalmente alla rete Nazionale l'energia prodotta.

La configurazione progettuale è stata determinata a valle di uno studio di fattibilità e successive valutazioni svolte da Stantec S.p.A. (di seguito "Stantec"), in qualità di Consulente Tecnico e Progettista incaricato da Enel Green Power, per conto di Enel Produzione S.p.A. (di seguito "Enel" o il "proponente").

L'area deputata risulta essere adatta allo scopo: presenta una buona esposizione ed è facilmente raggiungibile tramite l'infrastruttura di viabilità presente. La scelta progettuale permette inoltre di evitare nuovo consumo di suolo e si integra sinergicamente all'impianto idroelettrico presente, diminuendo i fenomeni di evaporazione delle acque di bacino.

La realizzazione della centrale elettrica fotovoltaica avverrà mediante:

- installazione di pannelli fotovoltaici su strutture metalliche di sostegno posizionate su piattaforme galleggianti atte a sostenere le condizioni più gravose di carico previste;
- realizzazione di tre cabine per la raccolta dell'energia elettrica prodotta dal parco e successivo innalzamento della tensione da bassa tensione "BT" a media tensione "MT" (tali cabine sono dette "di raccolta" o "di trasformazione");
- realizzazione di una Sottostazione elettrica di consegna lato utente ("SSE Utente") per la trasformazione da MT ad alta tensione "AT";
- realizzazione di cavidotti interrati in media tensione per il trasporto dell'energia elettrica dalle cabine di raccolta alla Sottostazione (SSE);
- realizzazione di un cavidotto interrato in alta tensione per il trasporto dell'energia elettrica dalla SSE sino alla Stazione Terna, 220kV esistente e localizzata nell'area di Centrale a Nord del Bacino; al fine di consentire la connessione del nuovo impianto FV- in accordo con la STMG rilasciata da Terna Codice Pratica 202001034 - la Stazione Terna sarà oggetto di ampliamento con la realizzazione di un nuovo stallo.

In sintesi, le fasi dell'intero progetto prevedono:

1. Realizzazione del nuovo impianto
2. Esercizio del nuovo impianto
3. Dismissione del nuovo impianto

La centrale fotovoltaica sarà composta da 64.664 moduli fotovoltaici, ciascuno della potenza nominale di 660 W, con una potenza installata di 42,68 MWdc e potenza in immissione sulla rete pari a 35,64 MWac.

I principali componenti, ossia moduli fotovoltaici, inverter, apparecchi di conversione, sistema flottante e di ancoraggio sono stati selezionati dal team di Enel sulla base di un processo di selezione e di qualifica dei fornitori e sono stati condivisi poi con il team di progetto Stantec al fine di consentire la predisposizione della documentazione progettuale.

L'impianto sarà realizzato nell'ambito delle disposizioni del Decreto Legislativo del 29 dicembre 2003 n.387 in attuazione della Direttiva CE 2001/77 per la promozione della produzione di energia elettrica ottenuta da fonti rinnovabili.

Più in generale, si sottolinea come l'applicazione della tecnologia fotovoltaica consenta:

- la produzione di energia elettrica nel luogo di utilizzo della stessa e senza alcun tipo di inquinamento;
- il risparmio di combustibile fossile;
- la riduzione di immissione di anidride carbonica, NOx e SOx nell'atmosfera;
- produzione energetica azzerando l'inquinamento acustico;
- un incremento occupazionale ed economico sul tessuto produttivo locale;
- un ritorno economico dell'investimento negli anni di vita dell'impianto.

Inoltre, l'uso di un moderno sistema fotovoltaico galleggiante rispetto ad un più classico fotovoltaico a terra presenta numerosi vantaggi tra i quali:

1. nessun consumo di suolo: nessun uso di terre a vocazione agricola, nessun disboscamento o eliminazione di vegetazione preesistente, nessun aumento di rischio di erosione del suolo;
2. aumento della produzione di energia per sfruttamento della rifrazione dell'acqua: la superficie dell'acqua funziona come uno specchio e migliora l'irradiazione, aumentando la produzione di energia. La capacità dell'acqua di riflettere e amplificare la luce solare permette all'impianto di captare maggiori quantità di luce e di generare più energia;
3. aumento dell'efficienza dei moduli per minore surriscaldamento: l'acqua su cui poggiano i pannelli costituisce un sistema di raffreddamento naturale, evita il surriscaldamento e quindi limita le inefficienze. Ogni pannello fotovoltaico ha una temperatura ottimale di funzionamento tra i 20 e 25 gradi, all'aumentare della temperatura diminuisce il rendimento delle celle. Nelle installazioni a terra, nonostante livelli ottimali di irraggiamento, in alcuni periodi dell'anno possono verificarsi significativi cali di rendimento, a causa del surriscaldamento dei pannelli;
4. riduzione delle perdite di acqua dal bacino: la superficie galleggiante su cui sono installati i pannelli limita l'evaporazione dell'acqua diminuendo così anche gli apporti di acqua di reintegro del bacino;
5. riduzione dei consumi di acqua per la pulizia dei pannelli: i pannelli, essendo installati in acqua, sono soggetti a minore copertura di polvere con conseguente riduzione delle frequenze di lavaggio e minore consumo di acqua;
6. salvaguardia della qualità delle acque: la superficie galleggiante limita la proliferazione delle alghe grazie all'effetto di ombreggiamento della colonna d'acqua sottostante;
7. "modularità" del sistema: non avendo particolari limiti di spazio, una struttura galleggiante può essere facilmente implementata a moduli. È quindi possibile realizzare impianti di dimensioni e forme variabili creando vere e proprie "isole" galleggianti di pannelli fotovoltaici;

Le caratteristiche dell'impianto in progetto sono sintetizzate nella **Tabella 1-1**. Una rappresentazione del parco è fornita successivamente in Figura 1-1.

Tabella 1-1: Caratteristiche centrale fotovoltaica PRESENZANO

Tecnologia	Solare Fotovoltaico Flottante
Vita utile prevista	25-30 anni
Localizzazione (Comune)	Presenzano (Caserta)
Coordinate baricentro UTM zona 33 N	Latitudine: 424491.08 m E Longitudine: 4581106.85 m N
Superficie impianto	28 ha
Potenza nominale	35,64 MW _{AC}
Moduli (numero, tecnologia, potenza)	64.664, mono-crystalline, 3SUN modello 3SHBGH-AA-640-680, 660 W
Inverter (numero, tipo e potenza)	120, string-inverter, 330 kVA @ 30 °C
Trasformatori (numero, potenza, livelli di tensione)	Trasformatori cabine di campo: n°9; 4500kVA; tensione primaria 33 kV Trafo SSE Utente: n°1; 45/50 MVA; tensione primaria 33 kV

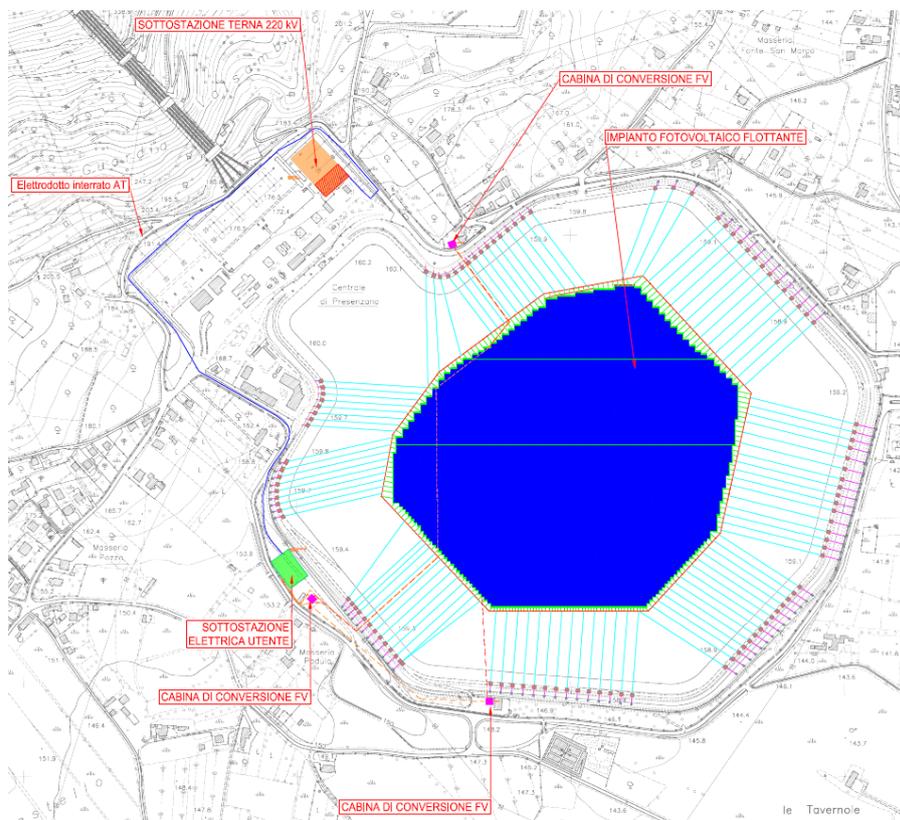


Figura 1-1 Layout su CTR per Progetto Definitivo di impianto e connessione alla RTN



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

7 di/of 63

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO E FONTI CONSULTATE**

Di seguito sono elencati i principali riferimenti Normativi a cui si farà riferimento nella presente relazione.

1. D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»".
2. Circolare n.7 Reg. Atti Int. CONSUP del 21.01.2019 "Istruzioni per l'applicazione dello "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
3. CNR-DT 207 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
4. UNI EN 1990. Criteri generali di progettazione strutturale.
5. UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovrac-carichi per gli edifici
6. UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
7. UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
8. UNI EN 1991-1-6 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
9. UNI EN 1997-1 Parte 1: Progettazione geotecnica. Regole generali
10. UNI EN 1997-2 Parte 2: Progettazione geotecnica. Indagini e prove nel sottosuolo
11. UNI EN 1998-1 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
12. UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Regole generali e regole per gli edifici



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

8 di/of 63

3. DOCUMENTI DI PROGETTO

Il presente elaborato è da leggersi contestualmente ai presenti documenti:

- GRE.EEC.D.27.IT.P.14456.00.034.00 – Cabine di Impianto (cabine di campo)
- GRE.EEC.D.27.IT.P.14456.00.048.00 – Opere civili SSE Utente
- GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.031.00 – Relazione geologica

4. DESCRIZIONE DEL SITO

4.1. COLLOCAZIONE GEOGRAFICA

Il territorio comunale di Presenzano (CE) è ubicato tra il settore nord occidentale della Provincia di Caserta ed è riportato, nell'ambito della cartografia ufficiale I.G.M. nel Foglio n°161 "Isernia" in scala 1:100.000.

La sua escursione altimetrica varia dai 272 metri s. l. m., in corrispondenza del centro abitato ai 1180 mt s.l.m di M. Cesima.

Il territorio ricade nel bacino idrografico dei fiumi Volturno e Garigliano, rientrando, quindi, nelle competenze dell'Autorità di Bacino nazionale dei fiumi Liri-Garigliano e Volturno.



Figura 4-1: Localizzazione nuovo impianto fotovoltaico e opere di rete connesse

2.2. Caratteristiche del bacino artificiale di Presenzano

Il bacino di Presenzano costituisce con il bacino idrico di Cesima, un circuito chiuso che alimenta l'impianto idroelettrico di generazione e pompaggio della capacità di 1000 MW di proprietà Enel S.p.A., che sorge nel territorio del Comune di Presenzano (CE).

L'impianto risulta infatti complessivamente costituito da un serbatoio superiore (M.te Cesima) nel quale vengono accumulati i volumi idrici pompati nelle ore notturne dal serbatoio inferiore di Presenzano, nel quale viceversa si accumulano i deflussi durante le ore diurne provenienti



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

10 di/of 63

da quello superiore.

I due serbatoi sono tra loro collegati per mezzo di due gallerie parallele fra loro in pressione con due pozzi piezometrici ubicati al termine di ciascuna galleria, due condotte forzate metalliche bloccate in roccia e quattro condotte forzate metalliche all'aperto.

L'invaso superiore è stato ottenuto sbarrando il corso del Vallone Cesima o Torrente Rava, affluente in dx del T. Peccia ed ampliando l'area con un notevole scavo di materiale (superficie del bacino ca 3,9 Km², capacità di invaso complessiva 6,2km³).

La depressione di Cesima è impostata sul substrato carbonatico calcareo-dolomitico generalmente interessato da un grado di fratturazione elevato e ricoperto in larga parte da una coltre superficiale di materiale vulcanico costituiti da tufi argillificati.

Lo sbarramento della diga è stato ottenuto in rockfill con un manto di tenuta a monte in conglomerato bituminoso.

Il serbatoio inferiore si estende ad est dell'abitato di Presenzano su una superficie di circa 90 ettari con una capacità di invaso 7 milioni 200 mila m³ ottenuta per intero per mezzo di scavi (5,5 milioni di m³ di terreni scavati) e arginature.

L'invaso è caratterizzato da una tenuta idraulica garantita da un rivestimento impermeabile in conglomerato bituminoso steso sia sulle sponde che sul fondo del bacino.

I terreni di imposta del serbatoio sono costituiti da terreni piroclastici alterati e paleosuoli con tufiti cineritiche e sabbie limose prossime alla saturazione.

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Di seguito verranno descritte in maniera dettagliata le opere strutturali da realizzare.

5.1. EDIFICIO SOTTOSTAZIONE

L'edificio presenta uno sviluppo longitudinale di 37.10 m, in direzione trasversale la prima campata da 8.10 m ha uno sviluppo di 3.90m, le restanti hanno uno sviluppo 6.10 m. La distanza dei pilastri in direzione longitudinale è variabile (8.10 m per la prima campata, 7.80 m per le campate centrali o 6.30 m per quelle poste più a destra) in modo da adattarsi alle dimensioni dei locali che si intende realizzare.

Il fabbricato è fondato su una platea in calcestruzzo armato gettato in opera dello spessore generale di 25 cm, con piano di posa impostato a quota -1,00 m rispetto alla quota del piano campagna. In corrispondenza del bordo della platea, al fine di creare un vano utile agli attraversamenti impiantistici è stata realizzata una trave di bordo di sezione costante e dimensioni 62.5x100 cm; sulla trave di bordo vengono innestati i pilastri prefabbricati. Al di sotto del piano di posa viene disposto uno strato di calcestruzzo magro dello spessore di 10 cm.

Le strutture verticali sono costituite da 13 pilastri verticali con sezione 40x40cm, con schema statico a mensola.

L'impalcato di copertura è costituito da un solaio in predalles con alleggerimenti. Le predalles presentano fondo prefabbricato dello spessore di 5 cm e uno spessore totale di 25 cm.

L'impiego di predalles permette una grande facilità di esecuzione, dovendo provvedere solo al puntellamento dei solai in fase provvisoria. L'impalcato è completato da un getto di completamento di calcestruzzo dello spessore di 5 cm che ingloberà una rete di acciaio B450C elettrosaldato di diametro Ø8 e maglia 20x20 cm e l'armatura superiore del solaio.

Le travi disposte sui pilastri sono posate in semplice appoggio, dovranno essere previsti all'intersezione tra travi e pilastri appositi dispositivi al fine di evitare i dislocamenti delle travi quando soggette ad azioni orizzontali. Le travi che portano il solaio di copertura hanno sezione rettangolare parzialmente prefabbricata, completate con il getto di completamento del solaio, le altre travi di bordo, sulle quali non insiste il solaio, hanno sezione rettangolare e sono in spessore rispetto al solaio. La sezione trasversale delle travi è costituita da una sezione rettangolare di dimensione 40x65 cm.

Le strutture sono completate con pannelli di tamponamento prefabbricato in CA fissati alle travi in elevazione e alla trave di fondazione, non aventi funzione strutturale.

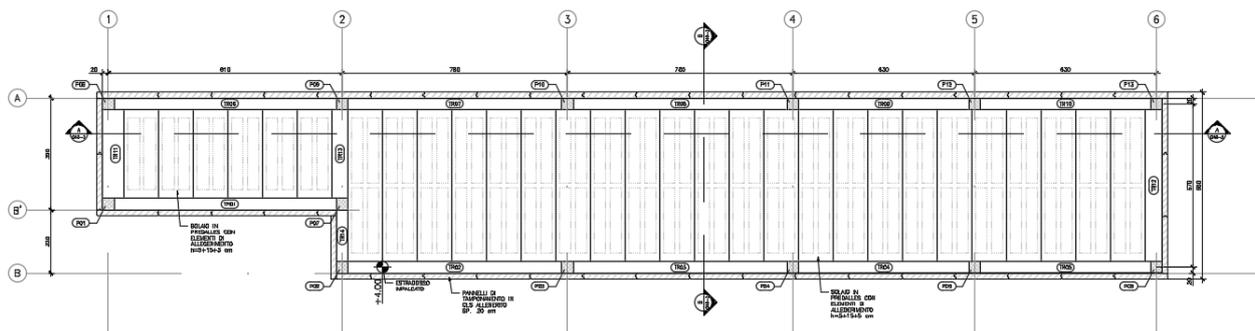


Figura 4-2 : Vista speculare piano terra Edificio SSE

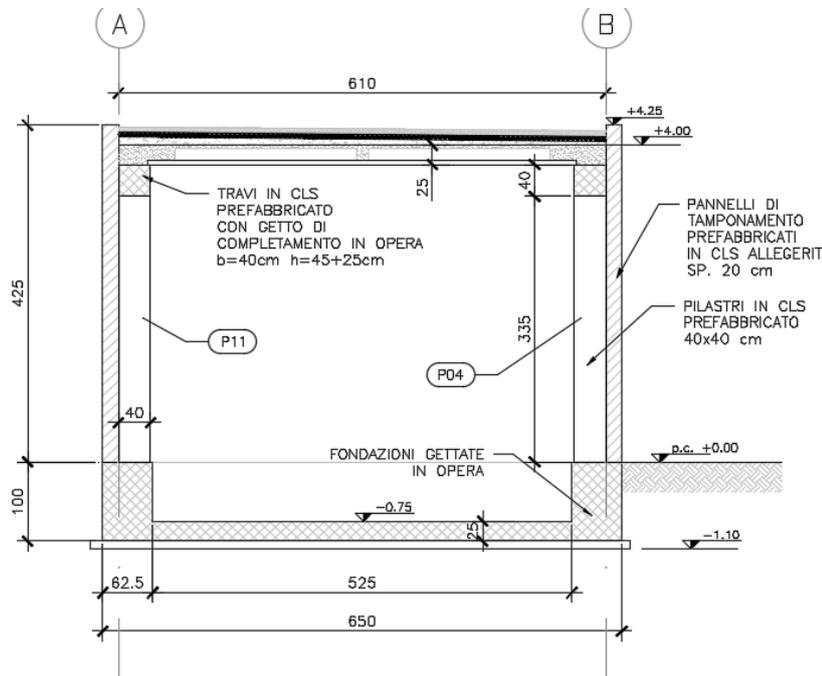


Figura 4-3 : Sezione trasversale Edificio SSE

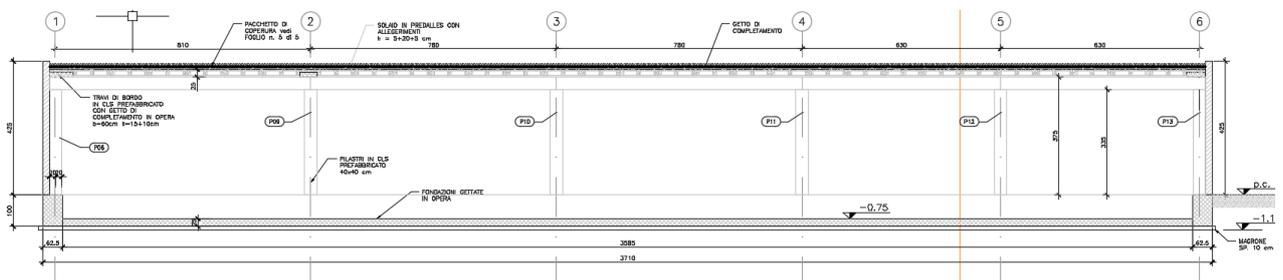


Figura 4-4 : Sezione longitudinale Edificio SSE

6. CARICHI DI PROGETTO EDIFICIO SSE

6.1. CARICHI PERMANENTI

6.1.1. PESI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

Il peso proprio delle strutture costituenti il fabbricato sono calcolate in automatico dal software a elementi finiti, tenuto conto dei volumi degli elementi strutturali e del peso specifico dei materiali assegnati agli elementi.

Per gli elementi in calcestruzzo armato si è considerato un peso specifico pari a 25 kN/m^3 , per le strutture in acciaio è stato assunto un peso specifico pari a 78.50 kN/m^3 .

6.1.2. PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

6.1.2.1. SOLAIO DI COPERTURA

Il pacchetto di finitura del solaio di copertura è costituito da:

- | | |
|------------------------------------|------------------------|
| • Ghiaietto 16-32 mm sp. 7 cm | 0,75 kN/m ² |
| • Guaina bituminosa | 0,10 kN/m ² |
| • Isolante e barriera al vapore | 0,05 kN/m ² |
| • Massetto di pendenza alleggerito | 0,90 kN/m ² |

Viene quindi assunto un carico permanente pari a $1,8 \text{ kN/m}^2$.

6.1.2.2. PLATEA FONDAZIONE

Sulla platea di fondazione gravano I seguenti carichi permanenti

Pavimento galleggiante 1 kN/m²

Viene quindi assunto un carico permanente pari a 1 kN/m^2 .

6.1.2.3. PANNELLI DI TAMPONAMENTO

Il peso dei pannelli di tamponamento è stimato in 4 kN/m^2 . Il peso del pannello verrà concentrato sulla trave fondazione, su cui i pannelli poggiano. Per tener conto degli effetti inerziali che si osservano in condizioni sismiche viene applicata la massa che compete alla metà pannello alle travi di bordo.

6.2. SOVRACCARICHI (Q)

6.2.1. SOLAIO DI COPERTURA

La copertura è inquadrata in Cat. H *Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione*, viene considerato un sovraccarico di $0,50 \text{ kN/m}^2$

6.2.2. PLATEA FONDAZIONE

Il solaio del piano terra insiste direttamente sulla platea di fondazione. In ragione del tipo di apparecchiature installate è assunto un sovraccarico di $4,0 \text{ kN/m}^2$, inquadrato in Cat. E2 *Ambienti ad uso industriale*.

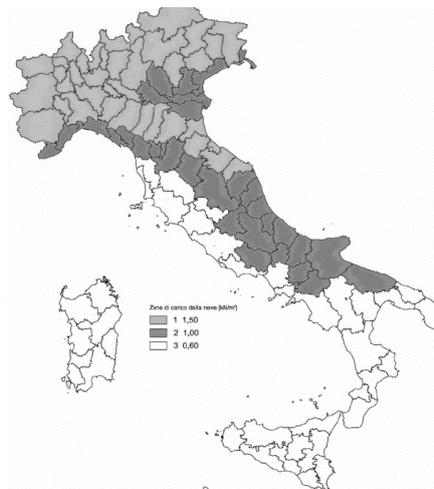
6.3. AZIONE DELLA NEVE (Q NEVE)

L'azione della neve è determinata in accordo al §3.4 delle NTC2018. I valori del carico da neve sono stati determinati come riportato a seguire.

AZIONI DELLA NEVE NTC2018 § 3.4

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

Zona III			
a_s	<i>m</i>	300	altitudine di riferimento del sito di costruzione
q_{sk}	<i>kN/m²</i>	0.71	valore di riferimento del carico della neve al suolo
C_E	<i>Normale</i>	1.00	coefficiente di esposizione
C_t		1.00	coefficiente termico



Copertura a una falda

α	<i>gradi</i>	0.0	
μ_i		0.80	coefficiente di forma della copertura
q_s	<i>kN/m²</i>	0.57	carico da neve su copertura

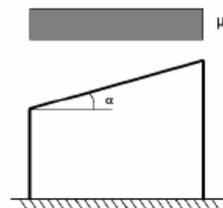


Figura 4-5 : Valori carico neve

6.4. AZIONE DEL VENTO (W, WT)

L'azione del vento è determinato in accordo al §3.3 delle NTC2018. I valori del carico da vento sono determinati come riportato a seguire.

DM 2018 - Capitolo 3.3 Azione del vento

ZONA			3 Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)
a_s		m	300 quota sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
a_0		m	500 quota s.l.m. di riferimento
$v_{b,0}$		m/s	27 velocità di riferimento del vento
k_s			0.37
c_a			1 coefficiente d'altitudine
v_b	$C_a v_{b,0}$		27 velocità di riferimento del vento per $T_R = 50$ anni
T_R		anni	50 periodo di ritorno di progetto dell'azione del vento
α_R	$0.75 \cdot [1 - 0.2 \cdot \ln(-\ln(1 - 1/T_R))]^{0.5}$		1.00 coefficiente legato al periodo di ritorno di progetto
v_r	$\alpha_R v_b$	m/s	27.00 velocità di riferimento del vento associata al tempo di ritorno di progetto
ρ		kg/m ³	1.25 densità dell'aria
q_r	$\frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$	kN/m ²	0.46 pressione cinetica di riferimento
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO			D Aree prive di ostacoli
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO			II
k_r			0.19 fattore di terreno
z_0		m	0.05 altezza di rugosità
z_{min}		m	4 altezza minima
c_t			1 coefficiente di topografia
$c_{e,min}(z)$	$c_e(z_{min})$		1.801 coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$

Figura 4-6 : Valori carico da vento

Il valore di pressione del vento viene utilizzato per determinare le azioni del vento sulle pareti del fabbricato secondo le disposizioni delle NTC2018, della Circolare alle NTC e del CNR DT207.

Oltre alle azioni dovute al vento ortogonali alle pareti esposte, viene considerato anche il caso di azione del vento non uniforme alla parete, secondo quanto descritto dal DT208 per costruzioni rettangolari.

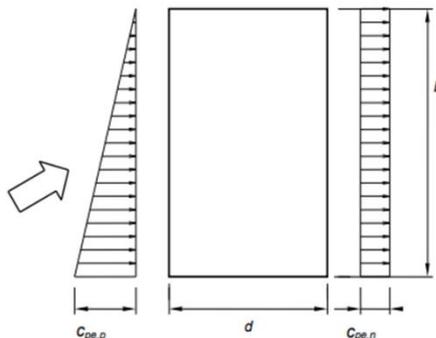
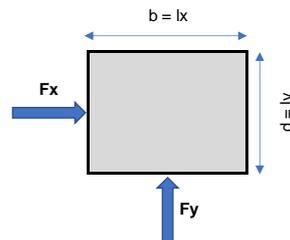


Figura G.4 – Azioni torcenti su edifici a pianta rettangolare (vista in pianta).

Si sono ottenute le azioni da vento riportate a seguire.

Simbolo	u.m.	grandezza	descrizione
h	m	4.2	altezza dell'edificio
h _{SLM}	m	300	quota del sito sul livello del mare
b	m	36.8	dimensione dell'edificio in direzione X
d	m	6.5	dimensione dell'edificio in direzione Y
qr	kN/m ²	0.46	
kr		0.19	fattore di terreno
z0	m	0.05	altezza di rugosità
zmin	m	4	altezza minima
ct		1	coefficiente di topografia
c _{e,min}	c _e (z _{min})	m	1.801 coefficiente di esposizione per z < z _{min}
cf	Molto scabra (ondulata, costolata, piegata, ...)		0.04 coefficiente d'attrito
cd			1 coefficiente dinamico


Figura 4-7 : Azioni del vento

Si riporta la determinazione delle azioni statiche equivalenti per vento agente in direzione X e Y

VENTO DIREZIONE X	Criterio di calcolo	Edificio basso
z _{e,BOT}	m	4.20
c _{p,SOP}		0.80 coefficiente di pressione sulla faccia sopravvento
c _{p,SOT}		-0.53 coefficiente di pressione sulla faccia sottovento
c _{p,L}		-0.90 coefficiente di pressione sulla faccia laterale
c _{p,COP}		-0.80 coefficiente di pressione per coperture piane

CARICHI DA VENTO IN DIREZIONE X					
LIVELLO	F _{SOP} kN	F _{SOT} kN	F _L kN	F _{COP} kN	F _{TOT} kN
LCO	9.10	5.97	4.64	7.17	26.88
L00	9.10	5.97	4.64	0.00	19.70

VENTO DIREZIONE Y	Criterio di calcolo	Edificio basso
z _{e,BOT}	m	4.20
c _{p,SOP}		0.76 coefficiente di pressione sulla faccia sopravvento
c _{p,SOT}		-0.42 coefficiente di pressione sulla faccia sottovento
c _{p,L}		-0.90 coefficiente di pressione sulla faccia laterale
c _{p,COP}		-0.80 coefficiente di pressione per coperture piane

CARICHI DA VENTO IN DIREZIONE Y					
LIVELLO	F _{SOP} kN	F _{SOT} kN	F _L kN	F _{COP} kN	F _{TOT} kN
LCO	48.93	27.04	0.82	7.17	83.96
L00	48.93	27.04	0.82	0.00	76.79

Figura 4-8 : azioni statiche equivalenti per vento agente in direzione X e Y

Si riporta la determinazione delle forze statiche equivalenti dovute all'influenza delle AZIONI TORCENTI secondo G.2.2.3 CNR DT207

VENTO DIREZIONE X	Criterio di calcolo	Edificio basso
$z_{e,BOT}$	m	4.20
$C_{P,SOP}$		0.80 coefficiente di pressione sulla faccia sopravento
$C_{P,SOT}$		-0.53 coefficiente di pressione sulla faccia sottovento
$C_{P,L}$		-0.90 coefficiente di pressione sulla faccia laterale
$C_{P,COP}$		-0.80 coefficiente di pressione per coperture piane

CARICHI PER VENTO IN DIREZIONE X							
LIVELLO	F_{SOP} kN	F_{SOT} kN	F_L kN	F_{COP} kN	F_{TOT} kN	e_x m	M_T kN m
LCO	4.55	5.97	4.64	6.38	21.53	1.08	4.93
L00	4.55	5.97	4.64	0.00	15.15	1.08	4.93

VENTO DIREZIONE Y	Criterio di calcolo	Edificio basso
$z_{e,BOT}$	m	4.20
$C_{P,SOP}$		0.76 coefficiente di pressione sulla faccia sopravento
$C_{P,SOT}$		-0.42 coefficiente di pressione sulla faccia sottovento
$C_{P,L}$		-0.90 coefficiente di pressione sulla faccia laterale
$C_{P,COP}$		-0.80 coefficiente di pressione per coperture piane

CARICHI PER VENTO IN DIREZIONE Y							
LIVELLO	F_{SOP} kN	F_{SOT} kN	F_L kN	F_{COP} kN	F_{TOT} kN	e_y m	M_T kN m
LCO	24.46	27.04	0.82	6.38	58.70	6.13	150.05
L00	24.46	0.00	0.82	0.00	25.28	6.13	150.05

Figura 4-9 : forze statiche equivalenti dovute all'influenza delle AZIONI TORCENTI

6.5. AZIONE SISMICA (E)

Il sito in cui è previsto di realizzare la struttura è identificato nell'immagine seguente.

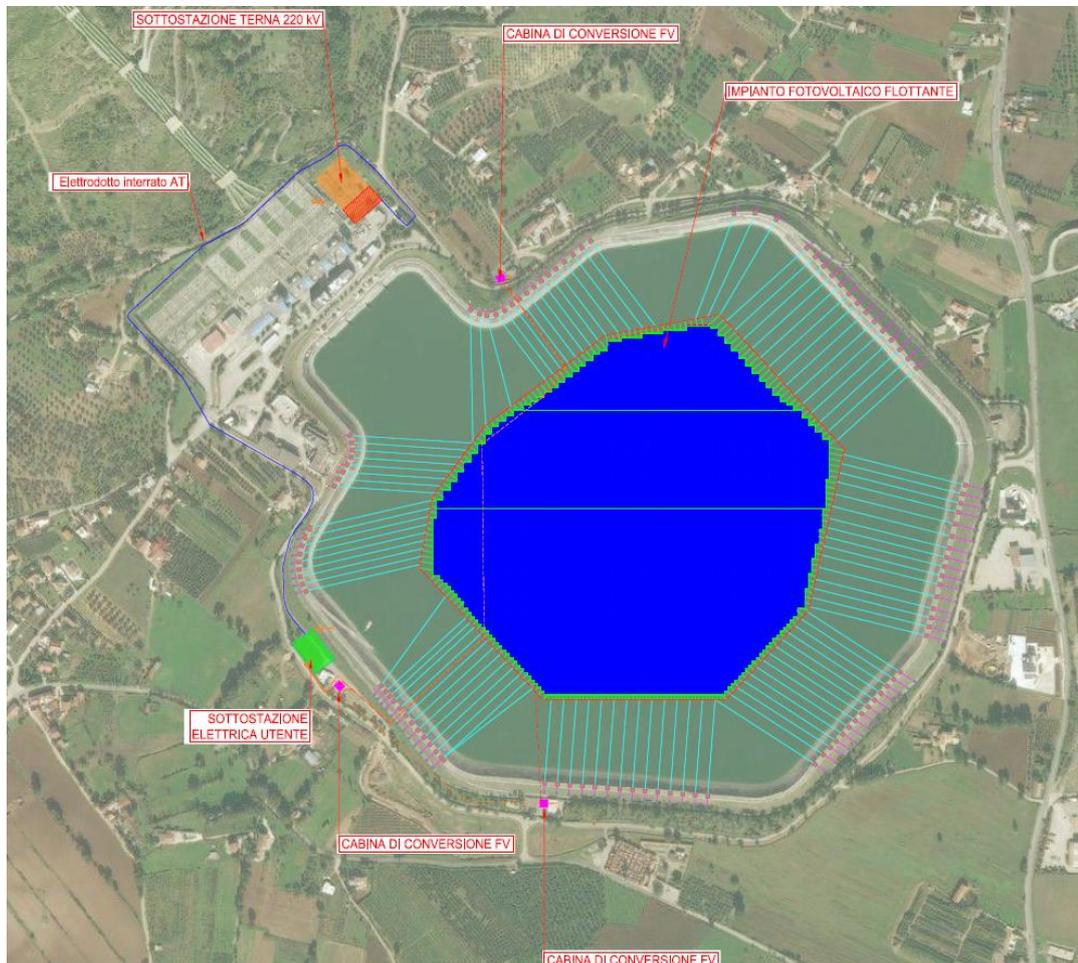


Figura 4-10 : Collocazione geografica del sito di progetto

Identificazione del sito di progetto del fabbricato SSE

È previsto di realizzare l'edificio in prossimità del punto definito dalle:

Latitudine 41.375878°

Longitudine 14.091033°

L'opera è da considerarsi di tipo "ordinario", la vita nominale VN è assunta pari a 50 anni. L'opera è ritenuta di classe d'uso IV, corrisponderà quindi un coefficiente CU = 2. La vita di riferimento è pari a :

$$VR = VN \cdot CU = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

Dalle analisi geologiche e geotecniche è stato possibile riscontrare che il sottosuolo è classificabile in **categoria C**.

Dalle precedenti assunzioni si sono determinati i parametri sismici da adottare per i diversi stati limite.

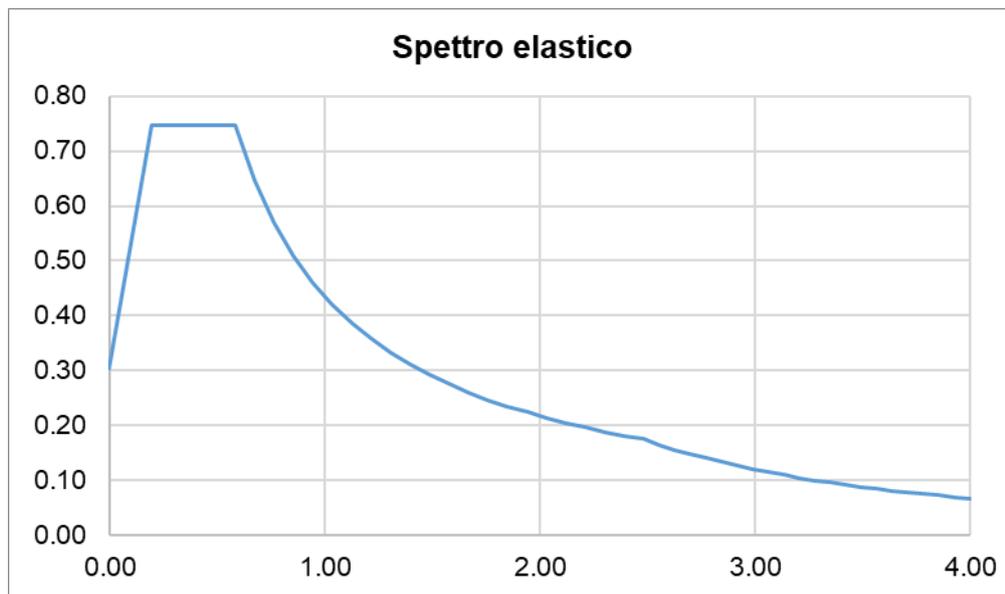


Figura 4-11 : Spettro elastico

Dalle precedenti considerazioni è stato possibile estrarre lo spettro elastico per l'edificio in progetto.

Considerata la tipologia strutturale adottata si è scelto di progettare la struttura come struttura in Classe di duttilità B.

Per il tipo di struttura, identificata come "Struttura con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati" per la classe di duttilità B si potrebbe adottare un fattore di comportamento $q=2,5$. Otendosi assumere $KR = 1$ si ha

$$q = KR \cdot q_0 = 1 \cdot 2,5 = 2,5$$

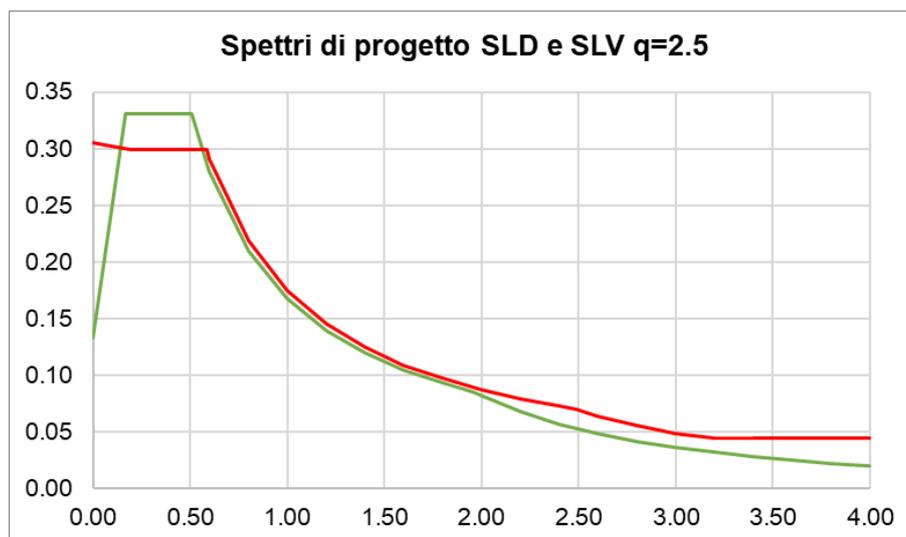


Figura 4-12 : Spettro di progetto

Lo spettro di risposta SLV fattorizzato (in rosso), presenta accelerazioni spettrali più ridotte rispetto allo spettro di risposta SLD (in verde). Per le verifiche di resistenza (RES) verrà dunque utilizzato come spettro di progetto quello SLD, rappresentando la condizione più gravosa.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Lo spettro SLO verrà considerato per le verifiche di spostamento dell'edificio. Detto d_r lo spostamento di interpiano e h l'altezza di interpiano, dovrà essere verificato che

$$d_r \leq 0.005 h$$

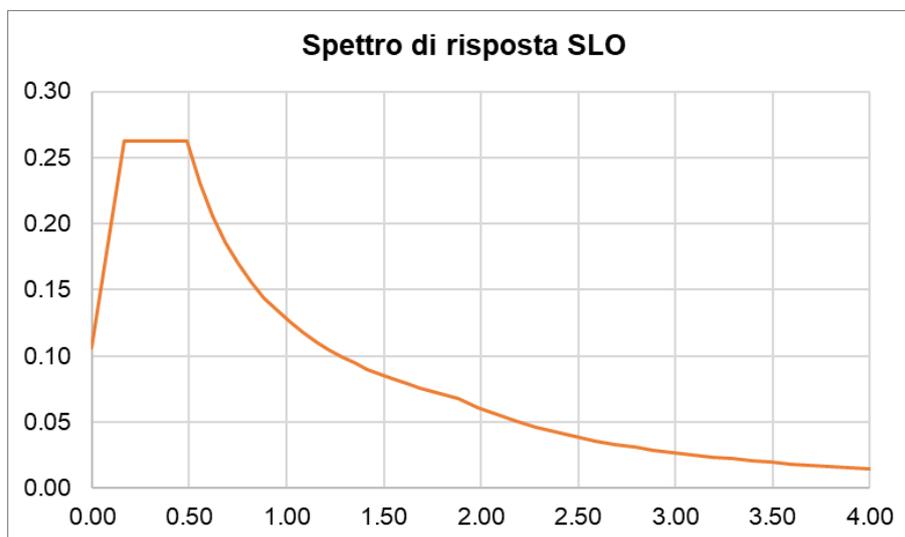


Figura 4-13 : Spettro di risposta SLO

7. Materiali

7.1. CALCESTRUZZO ARMATO

7.1.1. MAGRONE

Per il getto di magrone posto al fine di realizzare il piano di fondazioni, plinti, e di tutte le opere che ne necessitano è realizzato con calcestruzzo di classe di resistenza C12/15 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 20000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 12 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 6.8 \text{ MPa} (0.85f_{ck}/1.5)$$

7.1.2. FONDAZIONI GETTATE IN OPERA

Il calcestruzzo previsto per la realizzazione degli elementi di fondazione è di classe di resistenza C25/30 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa} (=0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC2 (Bagnato, raramente asciutto)

Dimensione massima aggregato: 25 mm

7.1.3. CALCESTRUZZO PER ELEMENTI PREFABBRICATI

Il calcestruzzo previsto per gli elementi prefabbricati (pilastri, travi, tegoli e getti di completamento degli impalcati) è di classe C45/55 e presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{cm} = 33000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.20;$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 25.5 \text{ MPa} (0.85f_{ck}/1.5)$$

Classe di consistenza: S4 (slump tra 16 e 21 cm)

Classe di esposizione: XC4

Dimensione massima aggregato: 25 mm

7.1.4. ACCIAIO DI ARMATURA

L'acciaio impiegato per le armature di strutture in CA deve essere di tipo B450C e presentare le seguenti caratteristiche:

$$E = 210000 \text{ MPa};$$

$$\nu = 0.30;$$

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6};$$



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

22 di/of 63

$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$;

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$



8. Software impiegato per le analisi FEM

Le sollecitazioni di progetto utili per la verifica delle strutture sono state desunte da un modello agli elementi finiti tridimensionale elaborato con il codice di calcolo Midas Gen di Midas Information Technology di estesa commercializzazione.

I modelli strutturali sono stati realizzati congruentemente alle geometrie strutturali e alle caratteristiche dei materiali rappresentate negli elaborati strutturali di progetto.

8.1. SISTEMI DI RIFERIMENTO

In Midas Gen sono definiti i seguenti sistemi di coordinate

- Global Coordinate System (GCS)
- Element Coordinate System (ECS)
- Node local Coordinate System (NCS)

Il GCS usa le lettere maiuscole X, Y e Z per definire un sistema di coordinate cartesiale globale, che segue la regola della mano destra. È utilizzato per la maggior parte della definizione degli input, compreso ad esempio la definizione dei nodi e la restituzione di risultati globali ad essi associati, quali spostamenti e reazioni vincolari.

Il GCS definisce la posizione geometrica della struttura da analizzare e il suo punto di riferimento (l'origine) è automaticamente fissata al set di coordinate (0,0,0). Dal momento che la direzione verticale è rappresentata dall'asse Z è convenzionale modellare le strutture nel loro sviluppo verticale lungo questo asse.

L'ECS usa le lettere minuscole x,y e z per definire un sistema di riferimento cartesiano, che segue la regola della mano destra, associati a un elemento. I risultati delle analisi in termini di forze interne e tensioni e la maggior parte degli input associati al singolo elemento sono espressi in questo sistema di coordinate locali.

8.2. ELEMENTI BEAM

Gli elementi a due nodi assimilabili a elementi strutturali monodimensionali, quali travi e pilastri, sono stati modellati come elementi beam. La formulazione di tali elementi è basata sulla teoria della trave di Timoshenko, considerando le capacità di rigidità in tensione e compressione, taglio e le capacità deformative in condizione di flessione e torsione. La definizione delle caratteristiche della sezione trasversale, caratterizzanti la meccanica dell'elemento, sono definite da apposite finestre di dialogo all'interno del software.

8.2.1. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE

Per gli elementi beam la convenzione dei segni è quella riportata nella figura seguente, le frecce indicano i versi delle sollecitazioni considerate come positive.

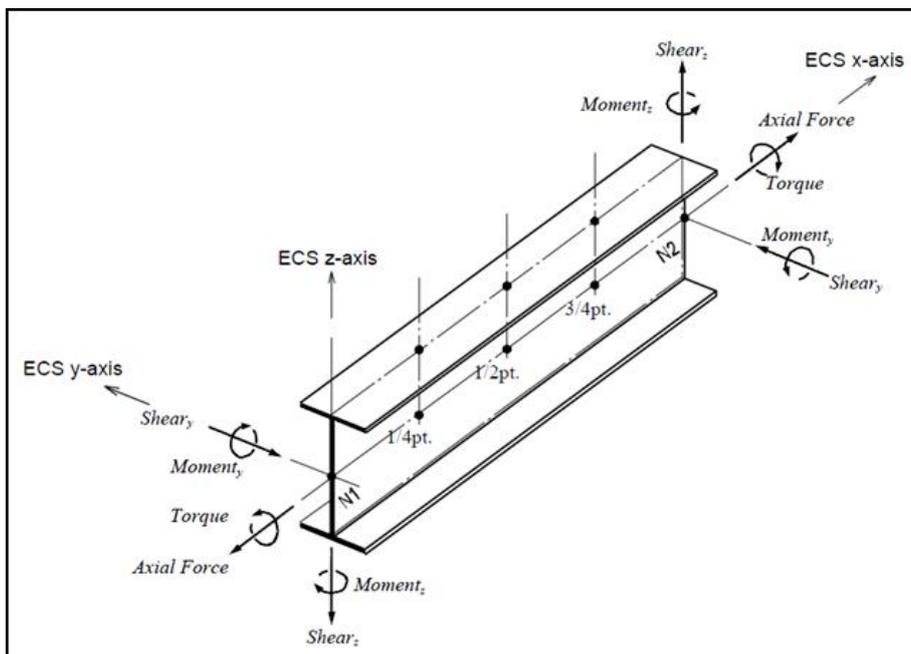


Figura 8-1 : Convenzione dei segni

8.3. ELEMENTI PLATE

Gli elementi planari a 3 o 4 nodi sono definiti come elementi plate (i nodi che definiscono l'elemento saranno chiamati N1, N2, N3 e, nel caso di elemento a 4 nodi, N4). Questa tipologia di elemento è capace di tener conto di tensioni e compressioni nel piano, sforzi di taglio dentro e fuori dal piano e sollecitazioni di momento flettente nel piano.

Questo elemento può essere utilizzato per modellare strutture in cui sono permesse sia flessioni nel piano sia fuori dal piano, ad esempio per definire serbatoi in pressioni, muri di contenimento, impalcati da ponte, impalcati di edifici, fondazioni continue.

I carichi di pressione possono essere applicati sulle superfici degli elementi secondo i sistemi di riferimento GCS o ECS.

Un elemento plate può avere forma quadrilatera o triangolare, con rigidità assiale e a taglio nel piano e rigidità flessionale e a taglio fuori dal piano di riferimento.

Il comportamento flessionale degli elementi plate è descritto secondo due approcci: DKT/DKQ (Discrete Kirchhoff elements) e DKMT/DKMQ (Discrete Kirchhoff-Mindlin elements). DKT/DKQ è sviluppato sulla base della teoria della teoria di Kirchhoff per elementi bidimensionali sottili, DKMT/DKMQ è sviluppata sulla base della teoria Mindlin-Reissner per elementi bidimensionali moderatamente spessi.

Il comportamento nel piano è formulato in accordo alla teoria LST (Linear Strain Triangle) per gli elementi a 3 nodi e in accordo alla formulazione degli elementi isoparametrici a tensione piana con aggiunta di modi incompatibili per gli elementi a 4 nodi.

In generale, la rigidità è valutata in maniera automatica dal software a partire dallo spessore e dai parametri meccanici definiti dall'utente per gli elementi; il peso proprio strutturale e la massa strutturale di un elemento plate sono valutati in maniera automatica dal software a partire dallo spessore assegnato all'elemento e da peso nell'unità di volume e densità di massa definita per il materiale assegnati all'elemento.

8.3.1. GRADI DI LIBERTÀ DEGLI ELEMENTI E ECS

Il sistema di riferimento ECS di ogni elemento è utilizzato quando il programma calcola la matrice di rigidità per l'elemento. Gli output grafici delle componenti di sollecitazione sono riportate anche nell'ECS nella fase di post-processing.

I gradi di libertà traslazionali esistono nell'ECS come direzioni XYZ e le rotazioni sono definite

rispetto agli assi x e y dell'ECS. Le direzioni degli assi dell'ECS sono rappresentate nella Figura 8-1. In caso di elementi quadrilateri, la direzione del pollice rispetto alla regola della mano destra definisce l'asse Z dell'ECS. La direzione di rotazione (N1, N2, N3, N4) segue la regola della mano destra e definisce la direzione del verso positivo. L'asse Z dell'ECS ha origine dal centro della superficie dell'elemento e ha direzione perpendicolare a essa. La linea che connette il punto medio tra N1 e N4 e il punto medio tra N2 e N3 definisce la direzione dell'asse x. La direzione perpendicolare all'asse x diventa la direzione dell'asse y dell'ECS con verso stabilito dalla regola della mano destra.

Per un elemento triangolare, la linea parallela alla direzione che va da N1 a N2, passante per il centro dell'elemento diventa l'asse X dell'ECS. Le direzioni y e z sono definite come per gli elementi a 4 lati prima descritti.

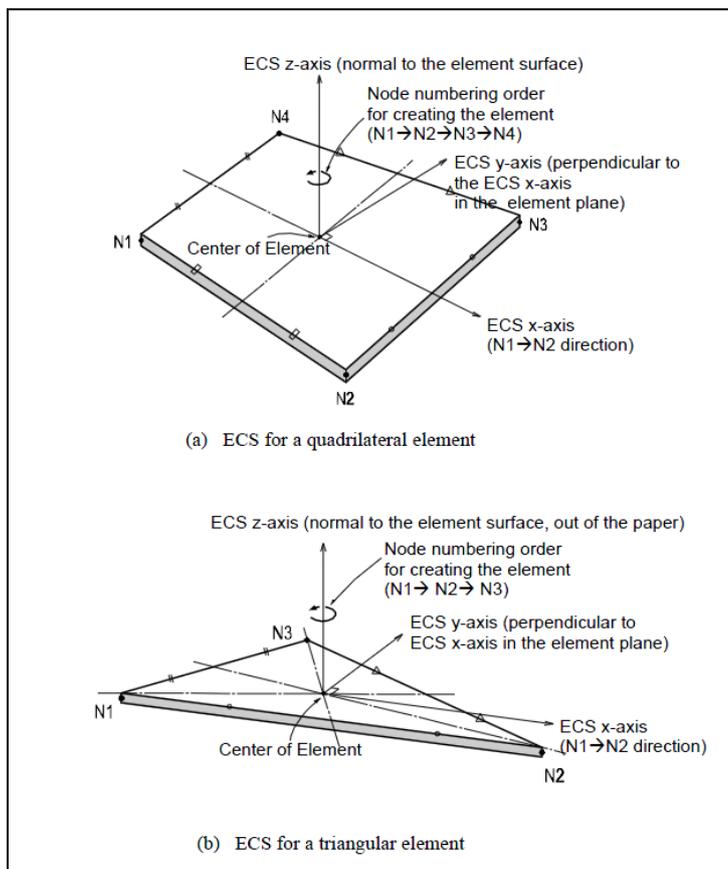


Figura 8-1 - Definizione degli elementi plate e rispettivi ECS

8.3.2. OUTPUT DELLE AZIONI INTERNE

La convenzione dei segni per le azioni interne di un elemento plate e per le sollecitazioni è definita sia dall'ECS che dal GCS.

I seguenti risultati di output sono definite con riferimento all'ECS:

- Azioni sui nodi di connessione
- Azioni per unità di lunghezza sui nodi di connessione e sul baricentro dell'elemento

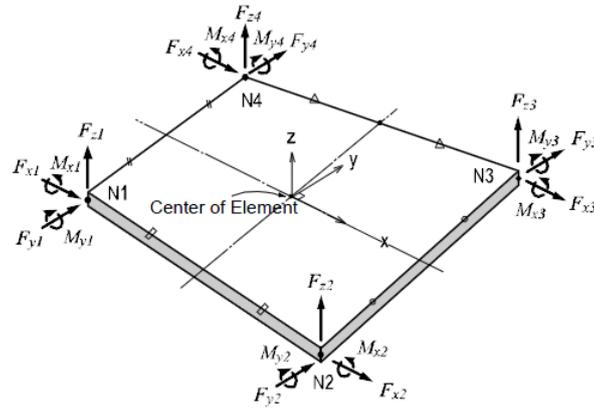
Tensioni sulla superficie superiore e inferiore in corrispondenza dei nodi di connessione

In ogni nodo, moltiplicando ogni componente di spostamento nodale per la corrispondente componenti di rigidezza viene determinata l'azione dell'elemento sul nodo.

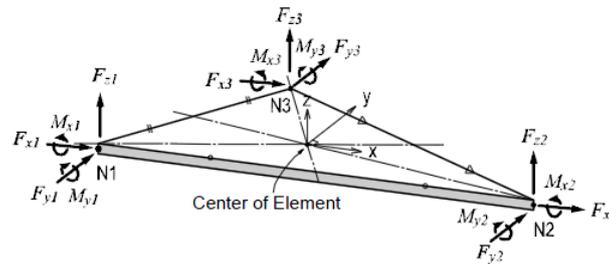
Per calcolare le forze per unità di lunghezza in un nodo di connessione o nel baricentro di un elemento, le tensioni sono calcolate separatamente per il comportamento nel piano e quello fuori dal piano e integrate nella direzione dello spessore.

Nelle figure successive sono mostrate le convenzioni secondo le quali sono esplicitate le sollecitazioni sugli elementi plate. Le frecce indicano il verso positivo delle forze.

* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



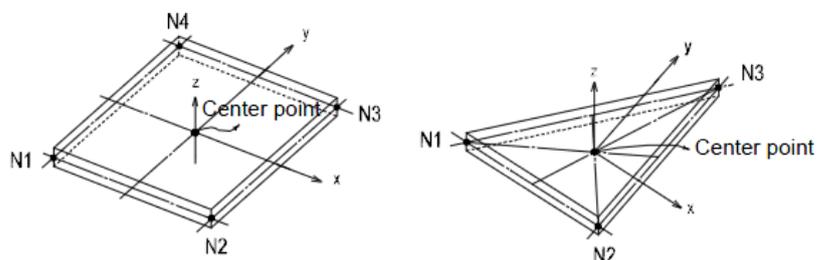
(a) Nodal forces for a quadrilateral element



(b) Nodal forces for a triangular element

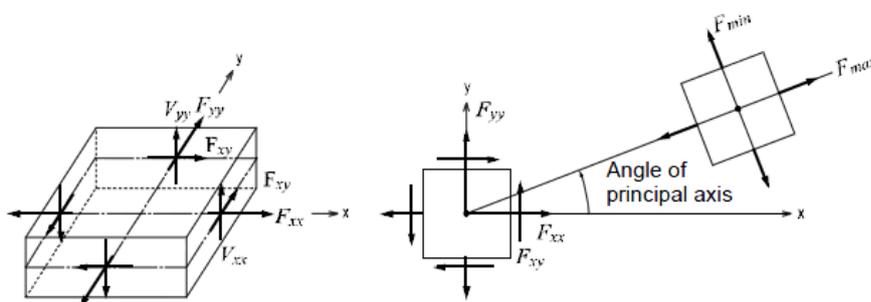
Figura 8-2 - Convenzione dei segni per le forze nodali degli elementi plate

* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



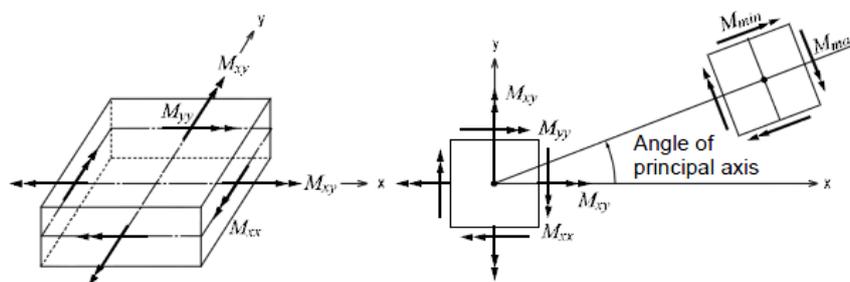
• Out put locations of element forces per unit length

(a) Output locations of element forces



(b) Forces per unit length due to in-plane actions at the output locations

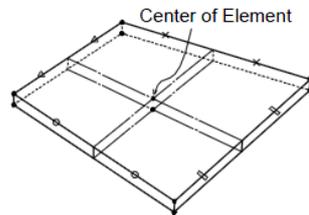
Figura 8-3 – Convenzione dei segni per l’output delle forze per unità di lunghezza



(c) Moments per unit length due to out-of-plane bending actions at the output locations

Figura 8-4 - Convenzione dei segni per le azioni flessionali fuori dal piano

* Element forces are produced in the ECS and the arrows represent the positive (+) directions.



• Output locations of the element stresses (at each connecting node and the center at top/bottom surfaces)

(a) Output locations of element stresses

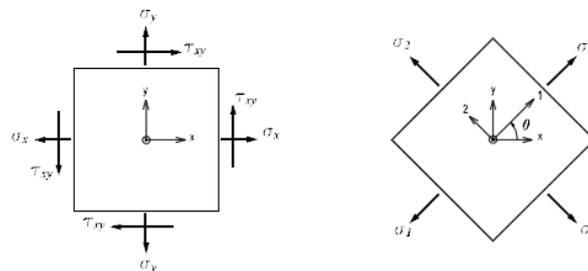


Figura 8-5 - Convenzione dei segni per le tensioni agenti

σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_y : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

$$\sigma_1 : \text{Maximum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_2 : \text{Minimum principal stress} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} : \text{Maximum shear stress} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

$$\sigma_{eff} : \text{von - Mises Stress} = \sqrt{(\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2)}$$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figura 8-6 - Determinazione delle principali componenti di tensione

9. Edificio SSE– Analisi e verifiche

9.1. ANALISI STRUTTURALE TRAMITE MODELLO FEM

L'analisi strutturale è stata utilizzata utilizzando il software MidasGen 2021, realizzando un modello ad elementi finiti tridimensionale. Gli elementi strutturali sono stati schematizzati mediante elementi finiti di tipo beam e plate, introducendo le condizioni di vincolo esterno e gli opportuni svincoli nei punti in cui in vincolo di collegamento è a cerniera.

Nei successivi paragrafi vengono riportati nel dettaglio le ipotesi poste alla base delle analisi.

9.2. GEOMETRIA DEL MODELLO

I profili sono stati schematizzati con elementi beam e plate, assegnando agli elementi le corrispondenti caratteristiche geometriche sezionali. Vengono riportate alcune viste del modello predisposto e i profili modellati.

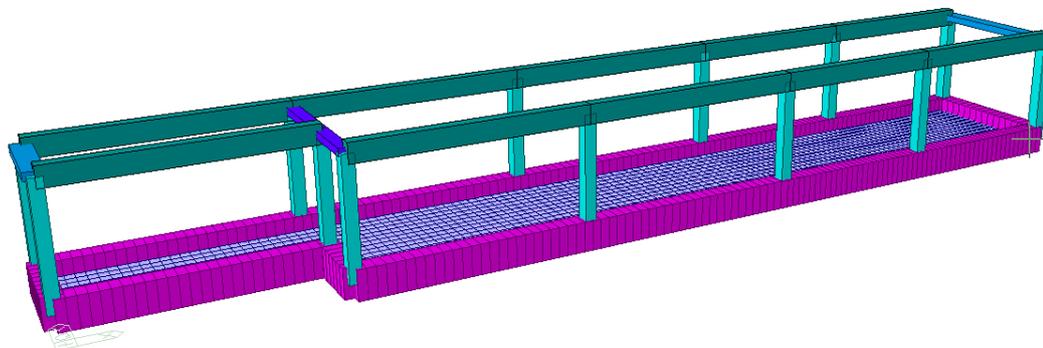


Figura 9-1 Modello FEM, vista Isometrica

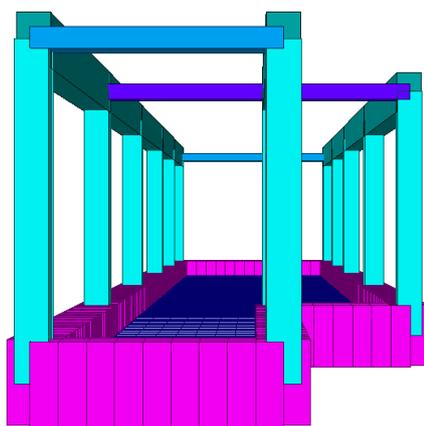


Figura 9-2 - Modello FEM, vista laterale

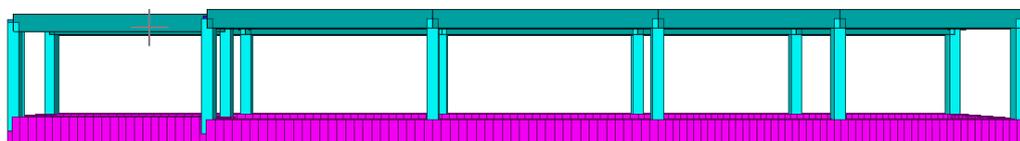


Figura 9-3 - Modello FEM, vista frontale

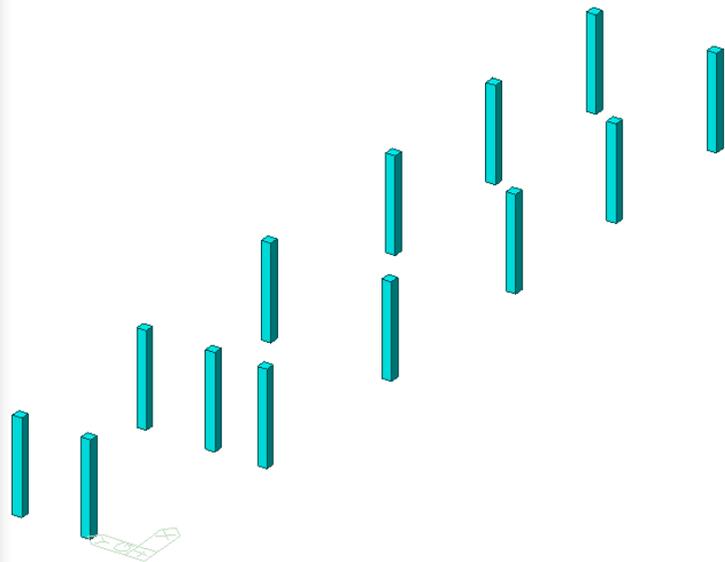
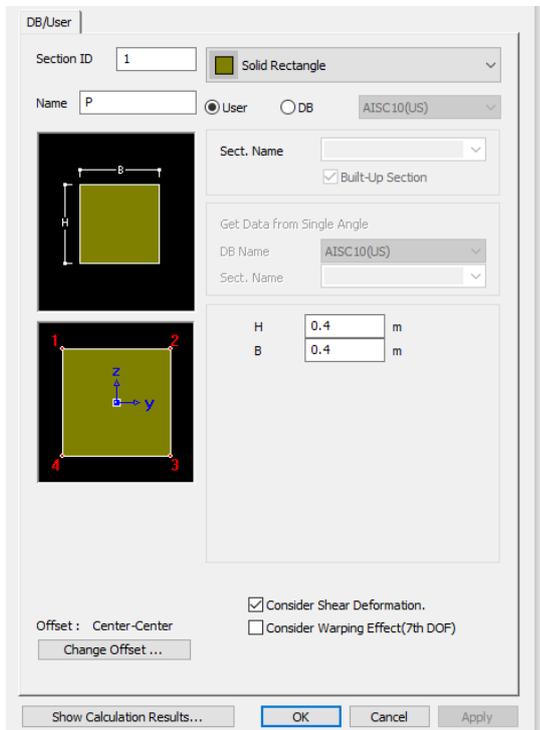


Figura 9-4 - Modello FEM, pilastri

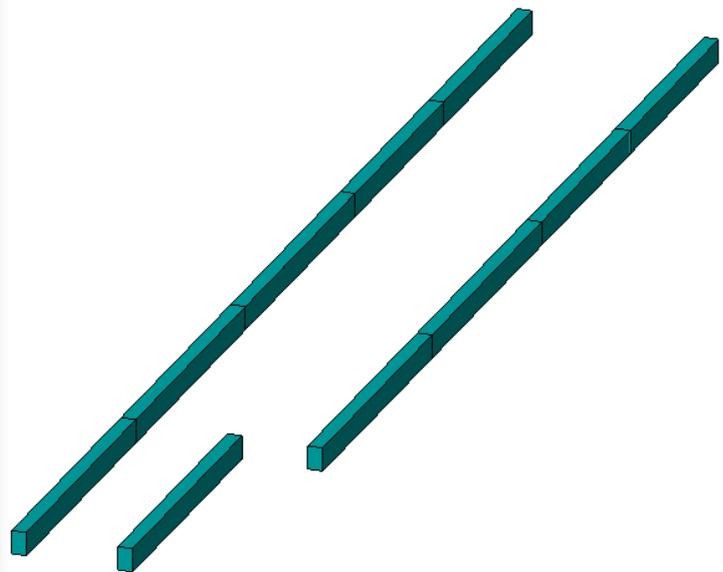
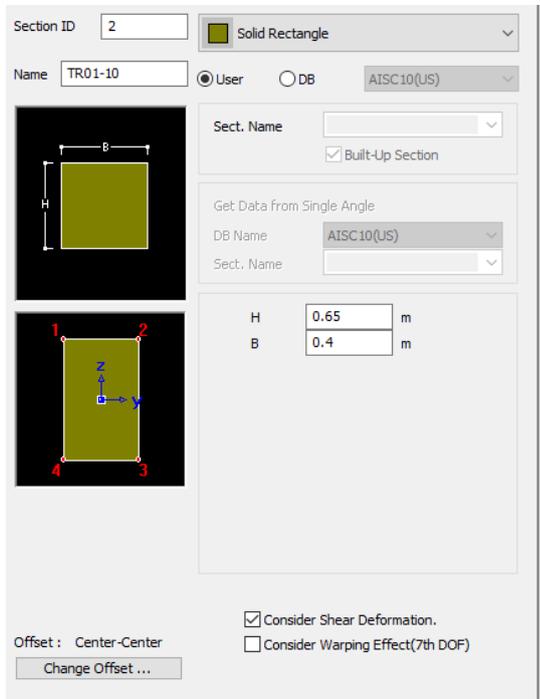


Figura 9-5 - Modello FEM, travi tipo TR01-TR10

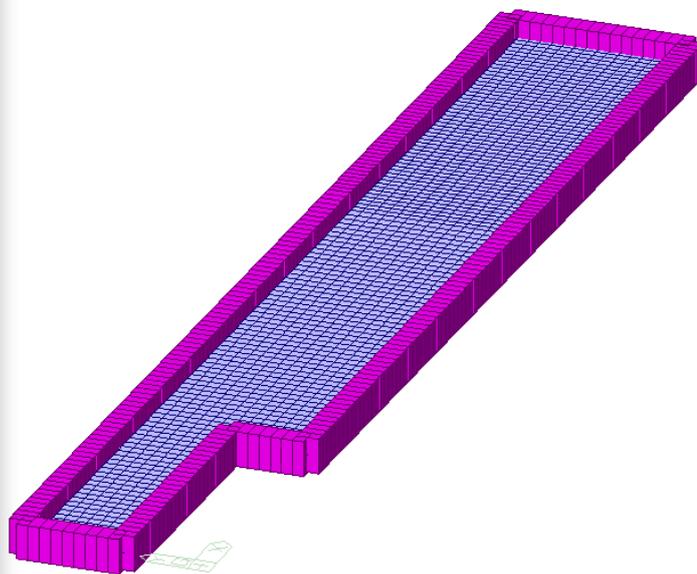
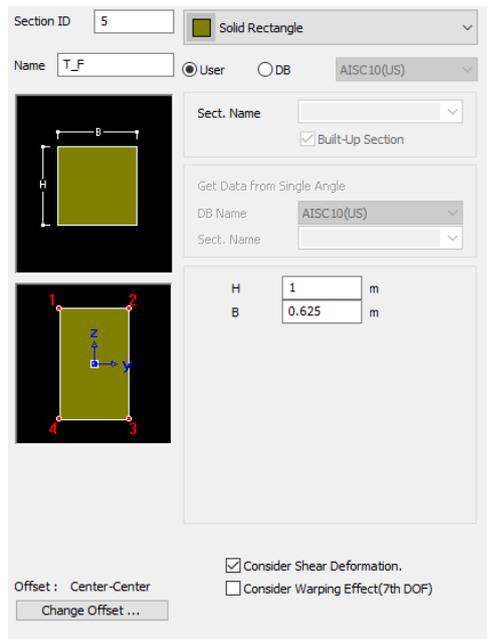


Figura 9-6 - Trave di fondazione e platea sp. 25 cm

9.3. SVINCOLI

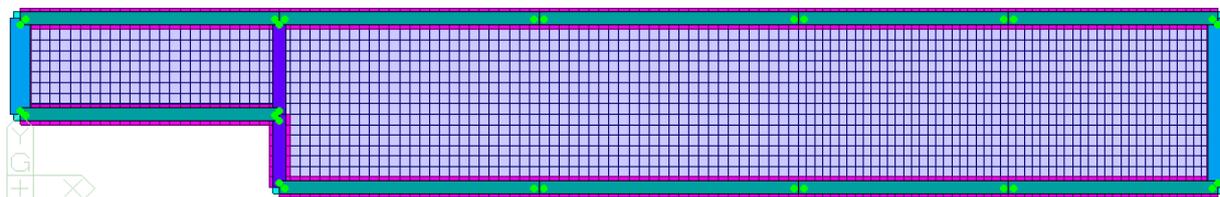


Figura 9-7 - Aste in appoggio (svincolate a momento), vista dall'alto

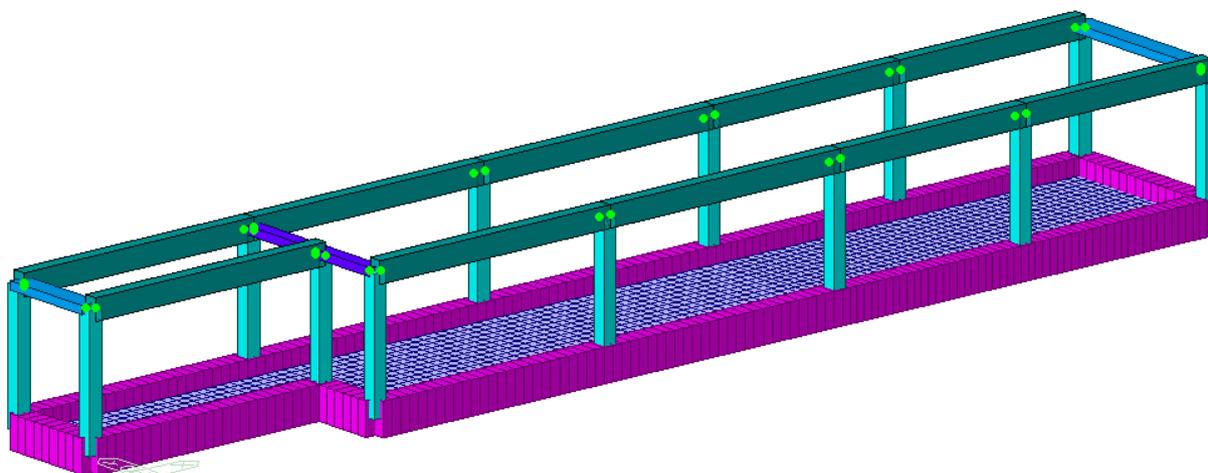


Figura 9-8 - - Aste in appoggio (svincolate a momento), vista isometrica

9.4. VINCOLI

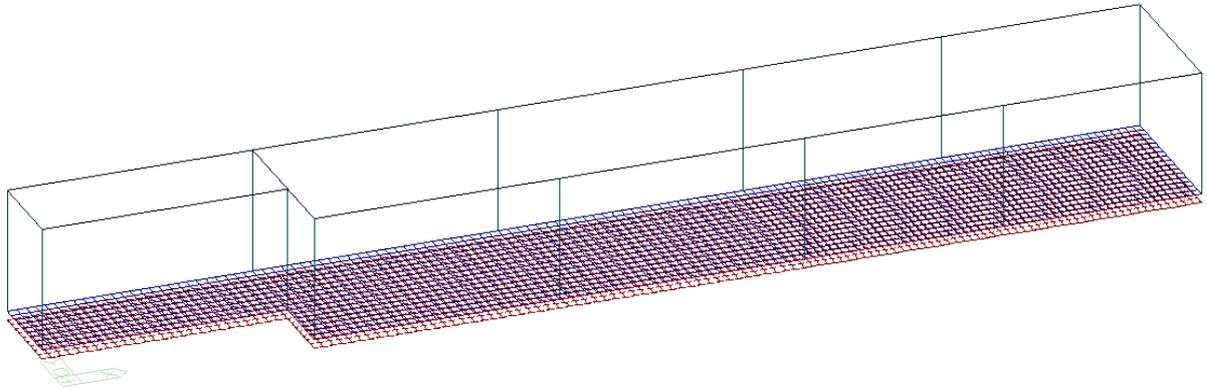


Figura 9-9 - Molle verticali su platea e trave di fondazione

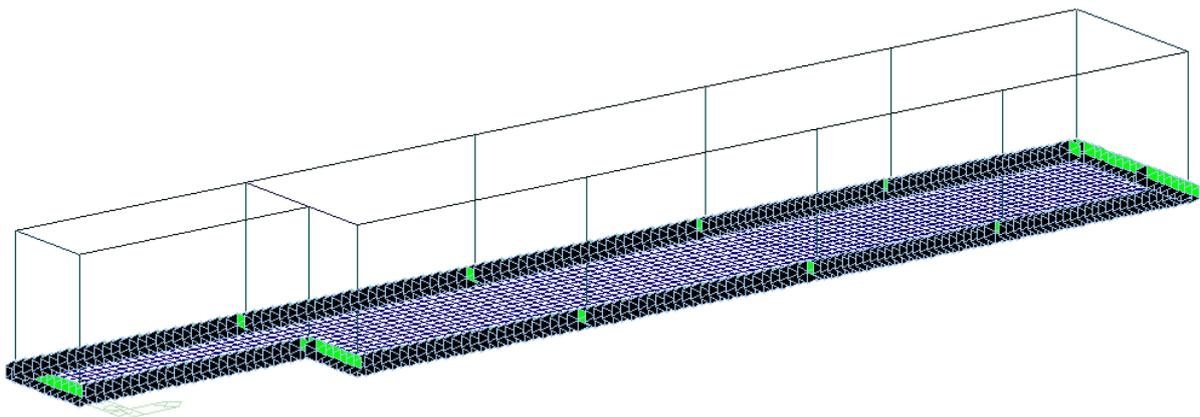


Figura 9-10 - Vincoli alla traslazione orizzontale rispetto a X e Y

9.5. CONDIZIONI DI CARICO

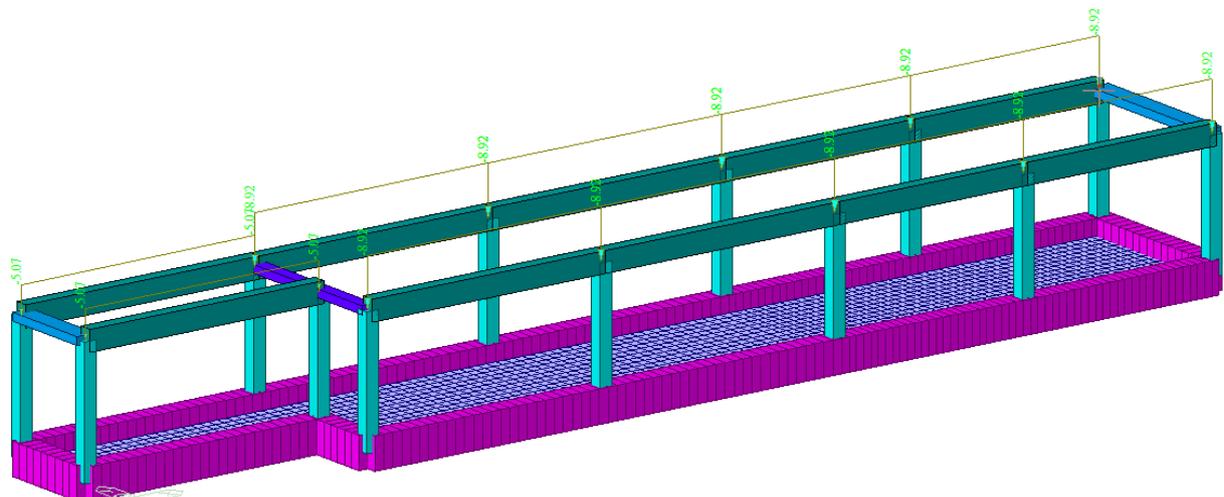


Figura 9-11 - Peso strutturale del solaio (G1)

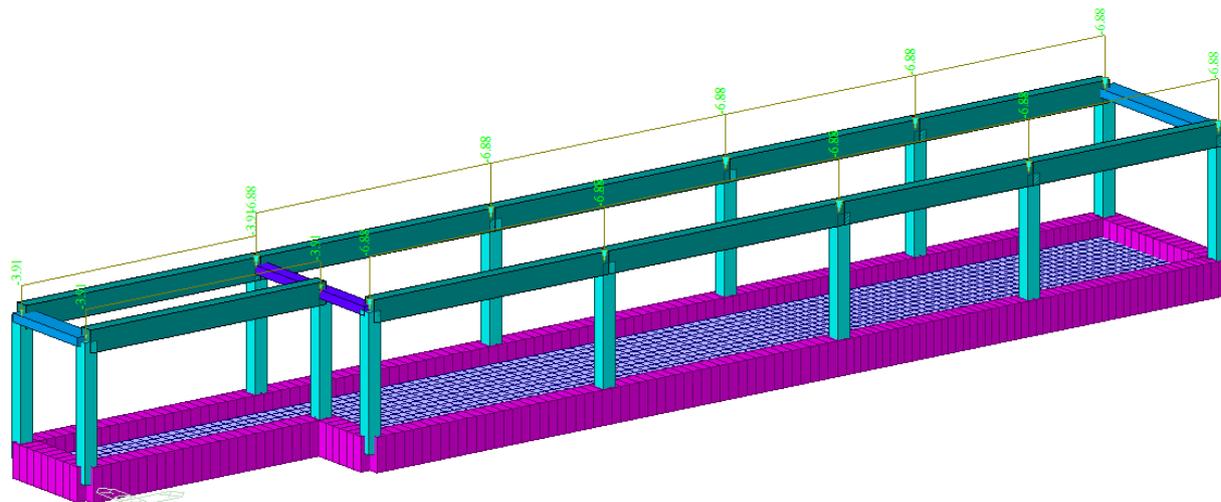


Figura 9-12 - Peso delle finiture in copertura (G2)

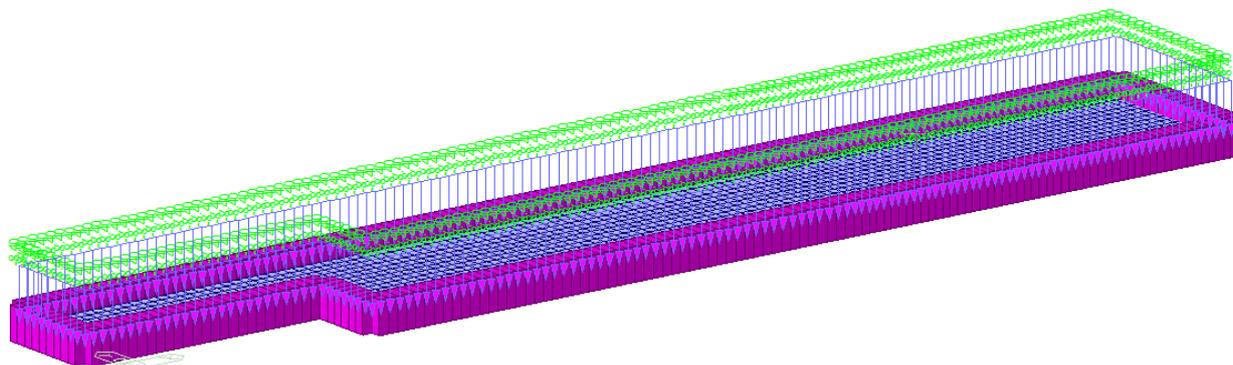


Figura 9-13 - Peso dei pannelli su trave di fondazione (G2)

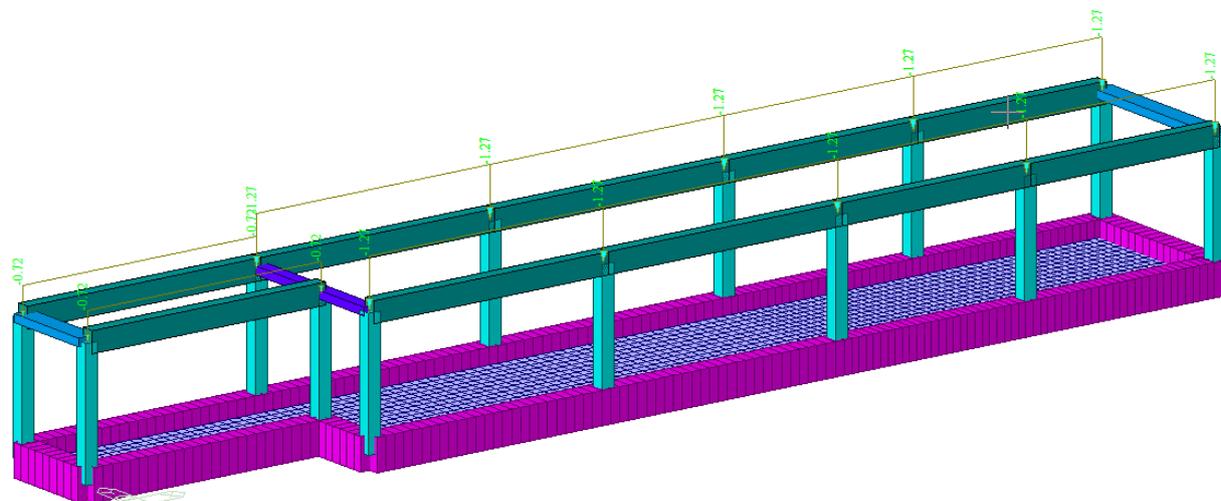


Figura 9-14 - Sovraccarichi in copertura (Q cat. H)

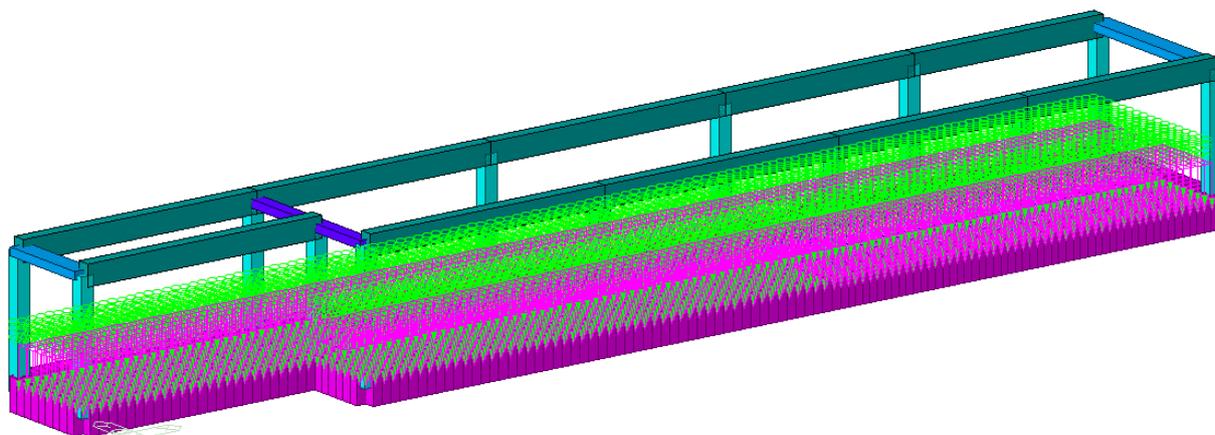


Figura 9-15 - Sovraccarichi in fondazione (Q cat. E2)

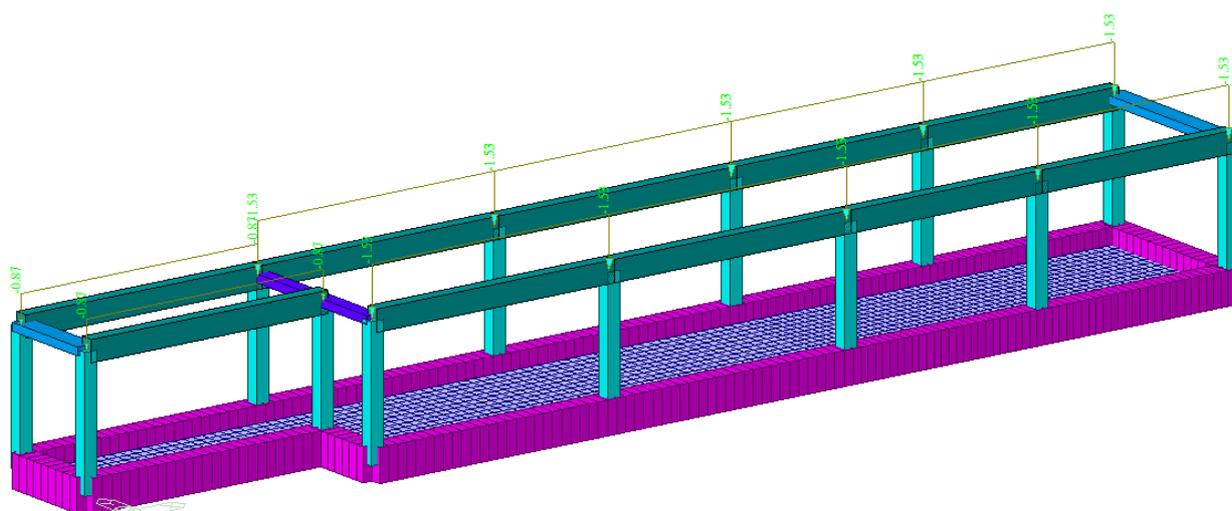


Figura 9-16 - Sovraccarico da neve (Q neve)

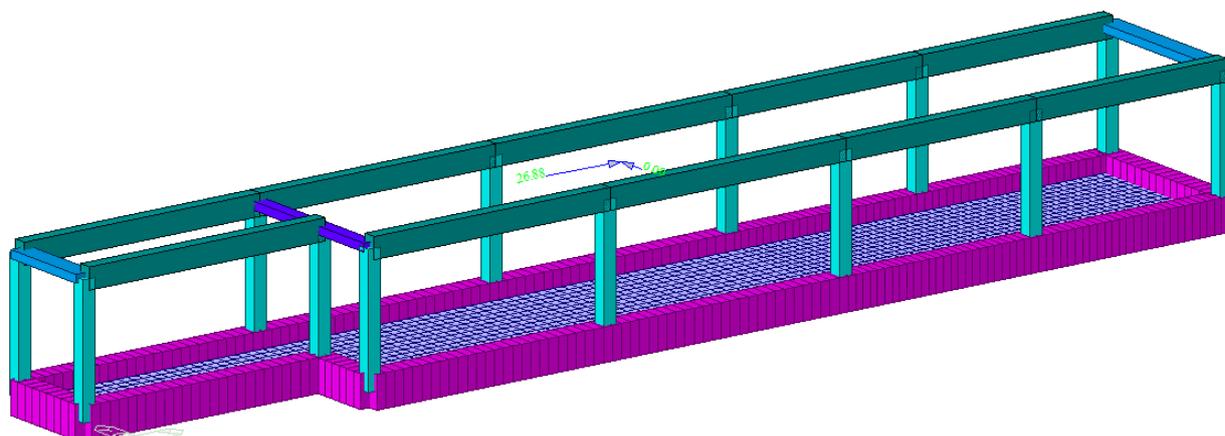


Figura 9-17 - Vento dir. X applicato all'impalcato (Wx)

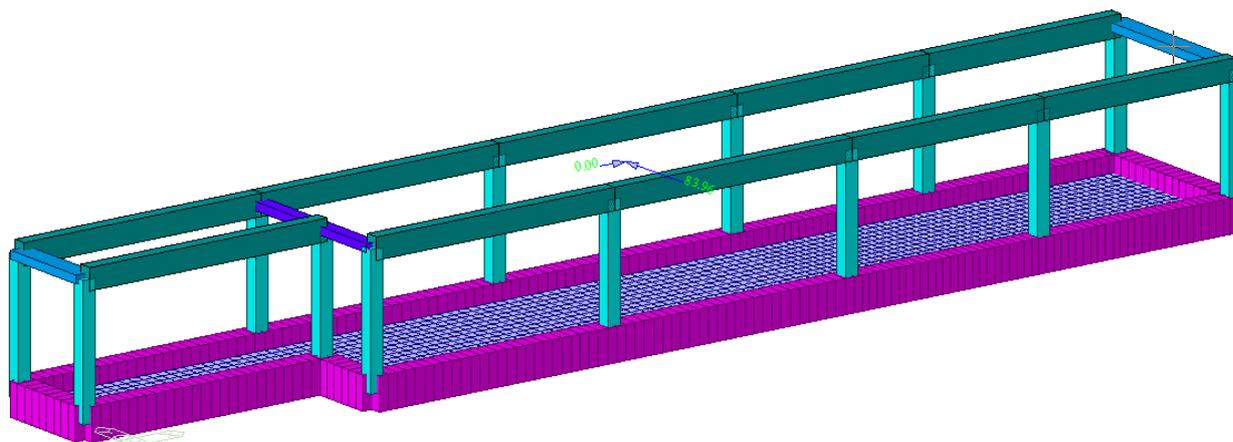


Figura 9-18 - Vento dir Y, applicato all'impalcato (Wy)

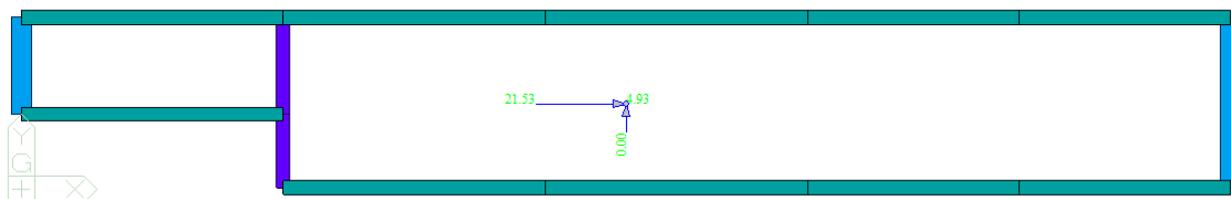
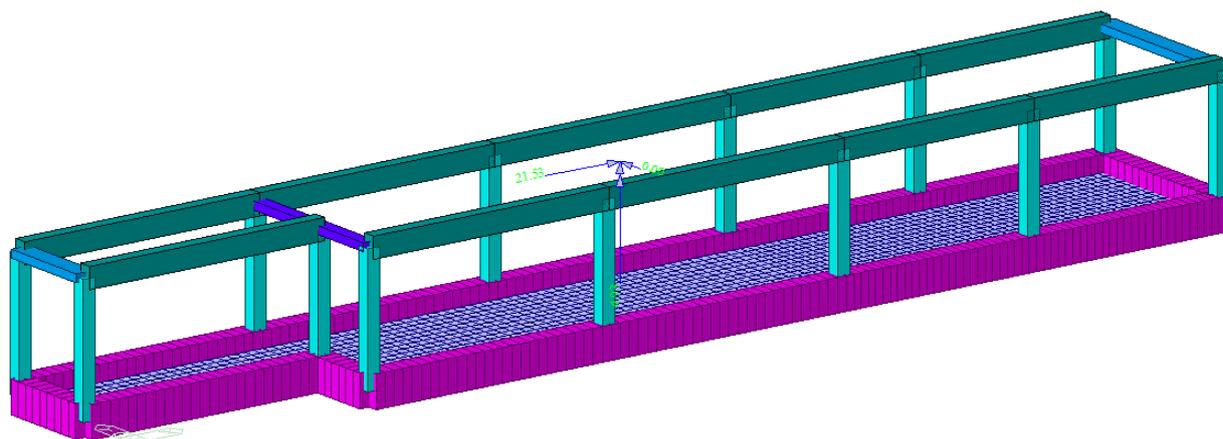


Figura 9-19 - Carico da vento con effetti torcenti dir. X (WTx)

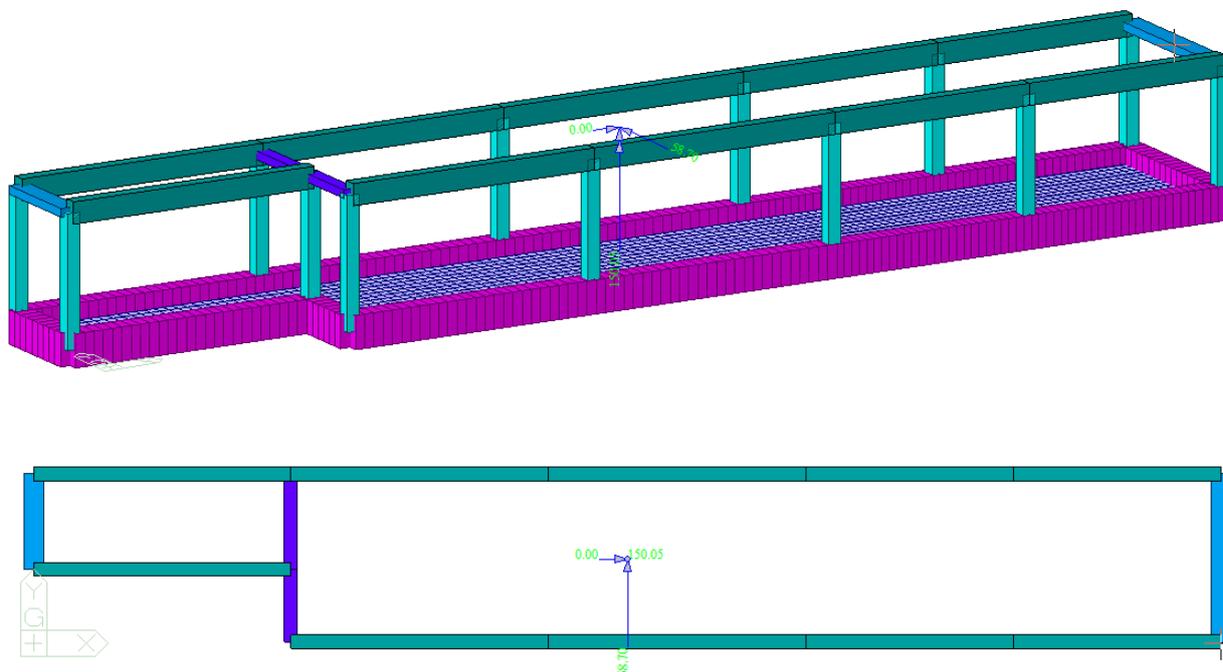


Figura 9-20 - Carico da vento con effetti torcenti dir. Y (WTy)

9.6. ANALISI MODALE

Ai fini della valutazione degli effetti dell'azione sismica è stata realizzata un'analisi di tipo dinamica lineare, tale procedura consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Si riportano i risultati numerici ottenuti.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	13.2463	2.1082	0.4743	0.0000e+00								
	2	14.7227	2.3432	0.4268	0.0000e+00								
	3	16.6025	2.6424	0.3784	0.0000e+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.3120	0.3120	99.3214	99.3214	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.3665	0.3665
	2	99.1547	99.4667	0.2619	99.5833	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5835	0.9500
	3	0.5333	100.0000	0.4167	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	99.0500	100.0000
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.6208	0.6208	197.6059	197.6059	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	93.6429	93.6429
	2	197.2741	197.8949	0.5210	198.1269	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	149.0630	242.7059
	3	1.0610	198.9559	0.8291	198.9559	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	25304.867	25547.573

Si sono estratti 3 modi di vibrare principali, con le quali si è estratta tutta la massa sismica assegnata al modello strutturale. Vista la simmetria della struttura in entrambe le direzioni si ottiene un grande grado di regolarità dell'azione sismica.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Si riportano le configurazione deformate dei modi di vibrare ottenuti

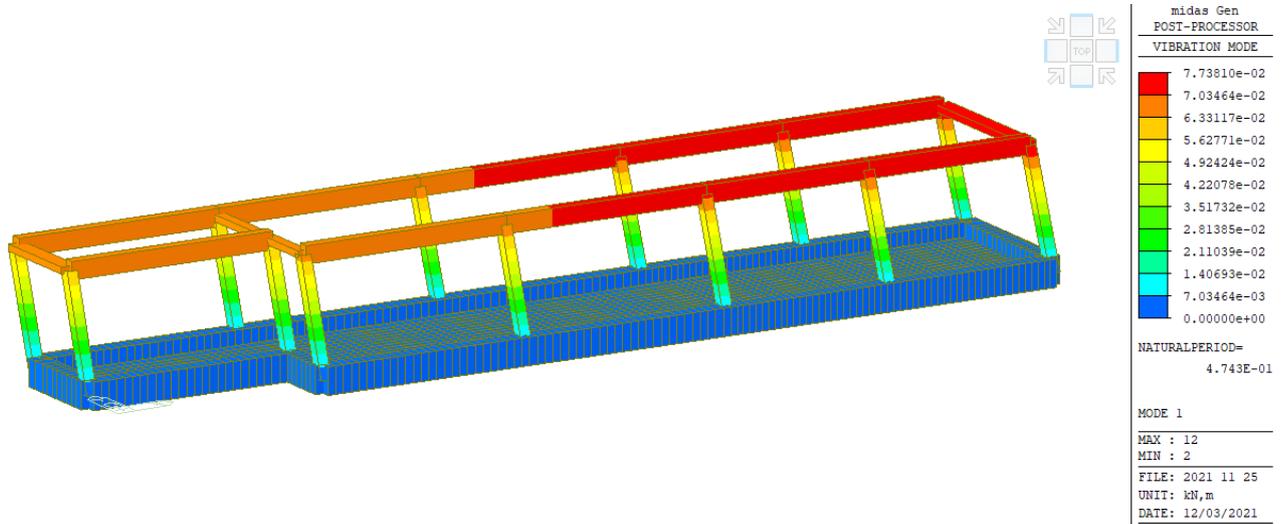


Figura 9-21 - Modo di vibrare 1, vista isometrica

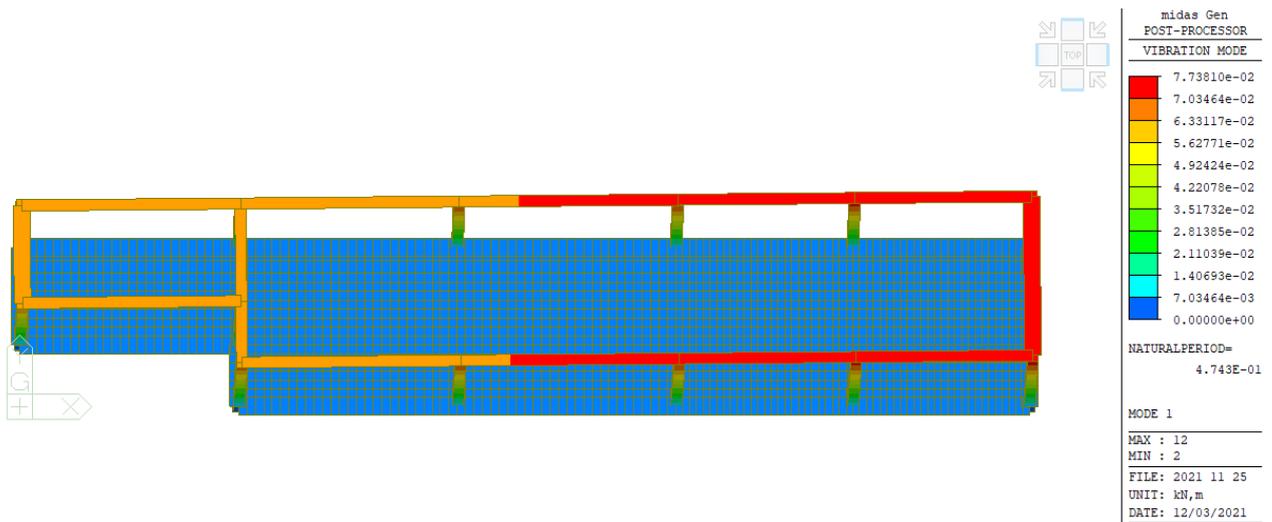


Figura 9-22 - Modo di vibrare 1, vista dall'alto

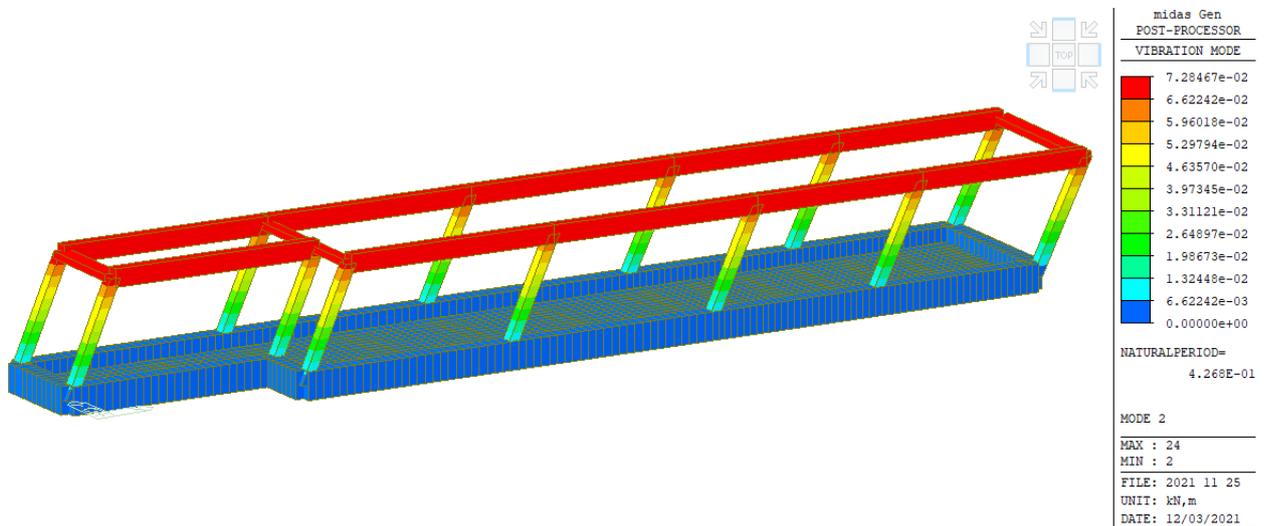


Figura 9-23 - Modo di vibrare 2, vista isometrica

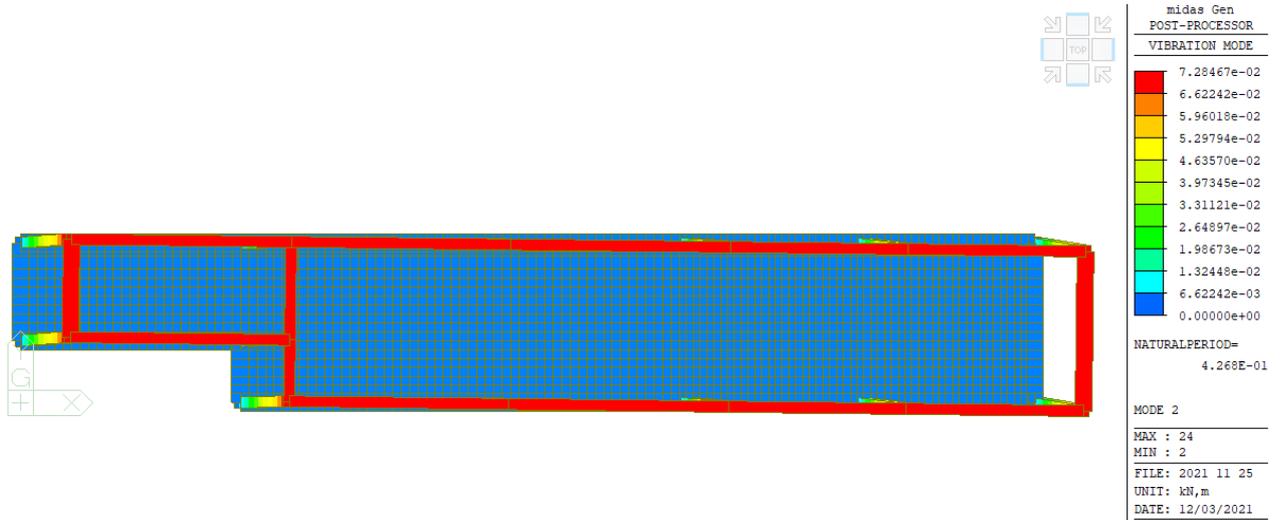


Figura 9-24 - Modo di Vibrare 2, vista dall'alto

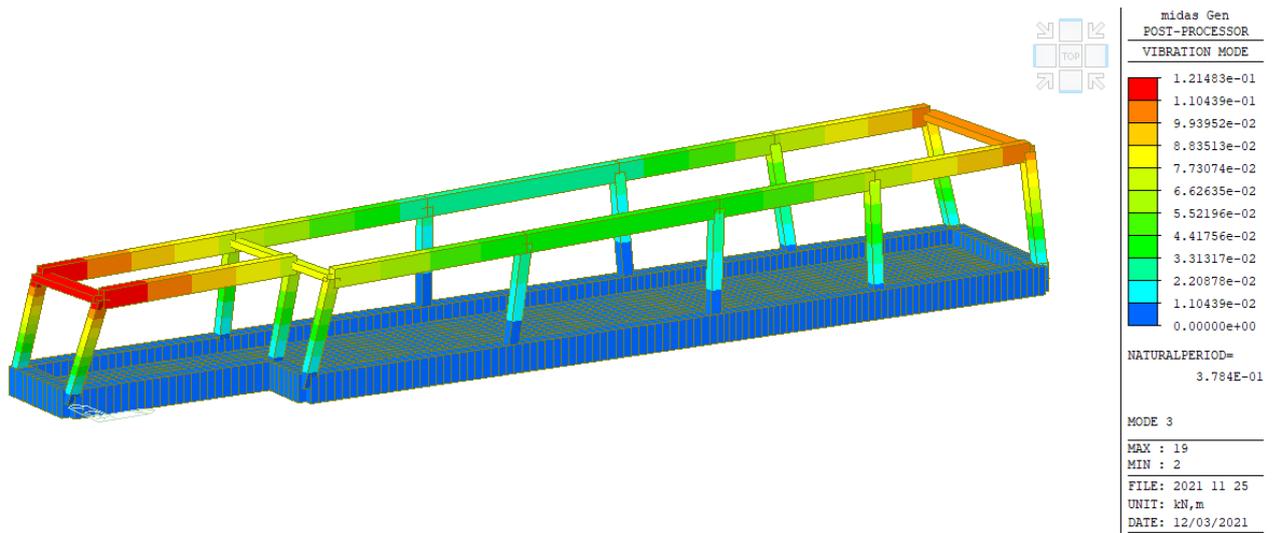


Figura 9-25 - Modo di vibrare 3, vista isometrica

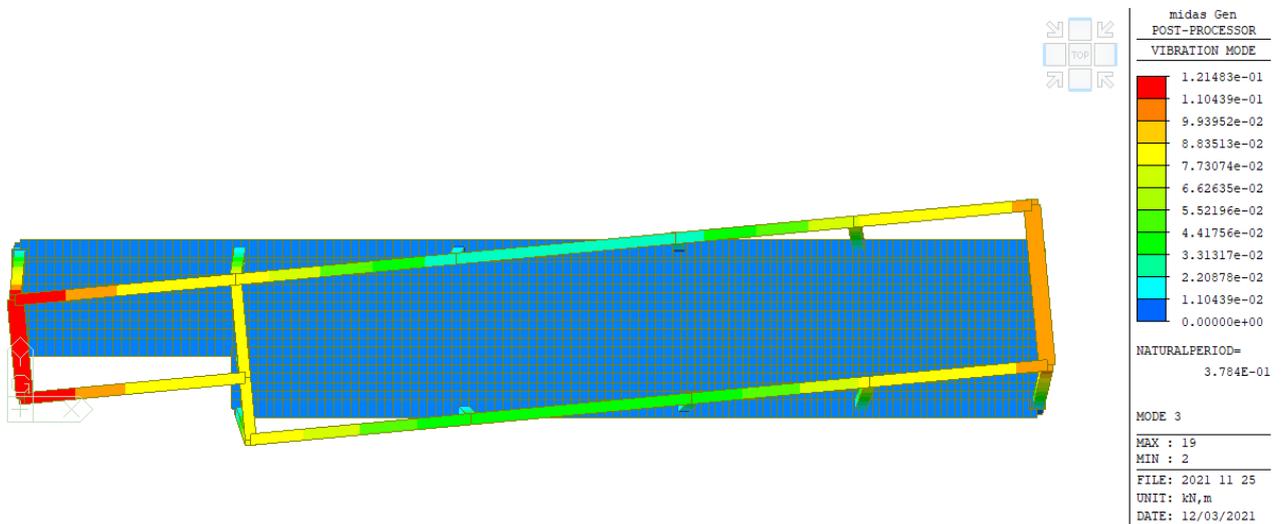


Figura 9-26 - Modo di vibrare 3, vista dall'alto



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

40 di/of 63

Riguardo le condizioni sismiche relative alle combinazioni di Stato Limite di Salvaguardia della Vita e di Operatività si sono impiegati i seguenti coefficienti di combinazione.

COMBO	TYPE																		
			G1	G2	Q cat. H	Q cat. E2	Q neve	Wx	Wy	WTx	WTy	DT	SLVx (q=1.5)	SLVy (q=1.5)	SLOx	SLVex (q=1.5)	SLOy	SLVey (q=1.5)	
SLV1	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	0.30				1.00	0.30
SLV2	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	0.30				-1.00	-0.30
SLV3	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	-0.30				1.00	-0.30
SLV4	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	-0.30				-1.00	0.30
SLV5	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	1.00				0.30	1.00
SLV6	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	1.00				-0.30	-1.00
SLV7	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	1.00				-0.30	1.00
SLV8	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	1.00				0.30	-1.00
SLV9	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	0.30				1.00	-0.30
SLV10	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	0.30				-1.00	0.30
SLV11	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	-0.30				1.00	0.30
SLV12	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							1.00	-0.30				-1.00	-0.30
SLV13	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	1.00				-0.30	1.00
SLV14	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	1.00				0.30	-1.00
SLV15	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	1.00				0.30	1.00
SLV16	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	1.00				-0.30	-1.00
SLV17	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	-0.30				-1.00	-0.30
SLV18	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	-0.30				1.00	0.30
SLV19	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	0.30				-1.00	0.30
SLV20	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	0.30				1.00	-0.30
SLV21	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	-1.00				-0.30	-1.00
SLV22	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	-1.00				0.30	1.00
SLV23	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	-1.00				0.30	-1.00
SLV24	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	-1.00				-0.30	1.00
SLV25	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	-0.30				-1.00	0.30
SLV26	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	-0.30				1.00	-0.30
SLV27	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	0.30				-1.00	-0.30
SLV28	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-1.00	0.30				1.00	0.30
SLV29	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	-1.00				0.30	-1.00
SLV30	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							-0.30	-1.00				-0.30	1.00
SLV31	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	-1.00				-0.30	-1.00
SLV32	Strength(Elastic)	Add	1.00	1.00		0.80							0.30	-1.00				0.30	1.00
SLO1	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												1.00	0.30
SLO2	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												-1.00	0.30
SLO3	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												-1.00	-0.30
SLO4	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												1.00	-0.30
SLO5	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												0.30	1.00
SLO6	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												0.30	-1.00
SLO7	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												-0.30	-1.00
SLO8	Serviceability	Add	1.00	1.00		0.80												-0.30	1.00

Per le combinazioni di Stato Limite di Esercizio sono stati impiegati i coefficienti di combinazione riportati nella tabella seguente.

9.8. GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

9.8.1. VERIFICA DELLE MASSE SISMICHE

Il modello viene validato confrontando le masse ottenute dal calcolo manuale con quelle determinate dal modello in Midas.

Story	Level (m)	Nodal Mass (kN/g)	Load To Masses (kN/g)	Diaphragm Mass (kN/g)	Structure Mass (kN/g)	Sum (kN/g)
Roof	4.0000	0.0000	135.6529	0.0000	63.3031	198.9559
1F	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	Total	0.0000	135.6529	0.0000	63.3031	198.9559

MASSA SISMICA

	ELEMENTO	A m^2	h/L m	v m^2	n	Vtot m^3	g/q $kN/m^2 / kN/m^2$	Wk kN	Ψ	Wd kN
G1	PILASTRO	0.16	2.00	0.32	8	2.56	25	64	1	64.00
	TRAVI TR01-10	0.26	7.80	2.03	6	12.17	25	304	1	304.20
		0.26	6.30	1.64	4	6.55	25	164	1	163.80
	TRAVE TR11,TR12	0.15	5.10	0.77	2	1.53	25	38	1	38.25
	TRAVI TR13	0.10	5.10	0.51	1	0.51	25	13	1	12.75
	SOLAIO	166.88					3.625	605	1	604.94
G2	PANNELLI	83.40	2.1				2	350	1	350.28
	Fiiniture Copertura	204.88					1.8	369	1	368.78
Q	Sovraccarico Cat H	204.88					0.5	102	0	0.00
	W,E							kN		1907.0
	Massa stimata							kN/g		194.5
	Massa Midas							kN/g		199.0
	Differenza							%		-2.3

Visto il ridotto scarto, il risultato è ritenuto accettabile.

9.8.2. VERIFICA DEL TAGLIANTE

Viene eseguito al fine di validare il modello il confronto tra il calcolo del tagliante determinato dal software e quello determinato in maniera semplificata manualmente.

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
Ex_SLV(RS)	760.526757	44.860589	0.000000			
Ey_SLV(RS)	44.860590	742.423498	0.000000			

CALCOLO TAGLIANTE SISMICO dir X

Peso Massa SISM Totale	W_{tot}	199	[KN/g]	
Ordinata spettro di progetto	$Sd(T_1)/g$	0.33	-	T1 da calcolo FEM
Periodo inizio tratto Vel. Costante	T_c	0.17	[s]	
λ	λ	1	-	
Taglio alla base	F_h	643.80	[KN]	$F_h=Sd(T_1)*W*\lambda/g$
Taglio alla base da calcolo FEM	F_h	582.00	[KN]	
Rapporto validazione		10.08	%	Accettabile

CALCOLO TAGLIANTE SISMICO dir Y

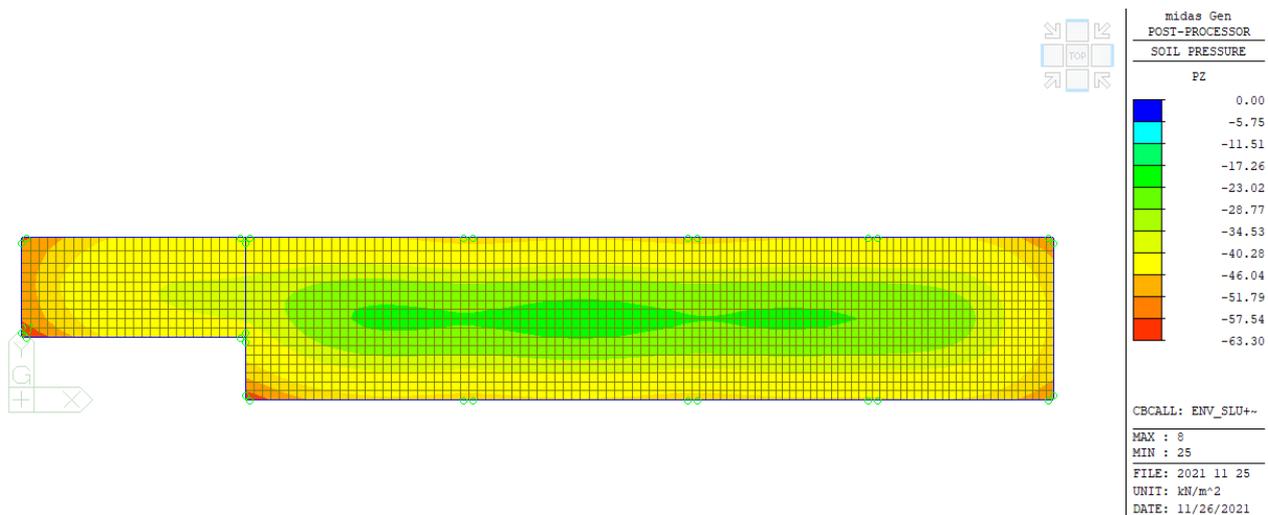
Peso Massa SISM Totale	W_{tot}	199	[KN/g]	
Ordinata spettro di progetto	$Sd(T_1)/g$	0.33	-	T1 da calcolo FEM
Periodo inizio tratto Vel. Costante	T_c	0.17	[s]	
λ	λ	1	-	
Taglio alla base	F_h	643.80	[KN]	$F_h=Sd(T_1)*W*\lambda/g$
Taglio alla base da calcolo FEM	F_h	582.00	[KN]	
Rapporto validazione		10.08	%	Accettabile

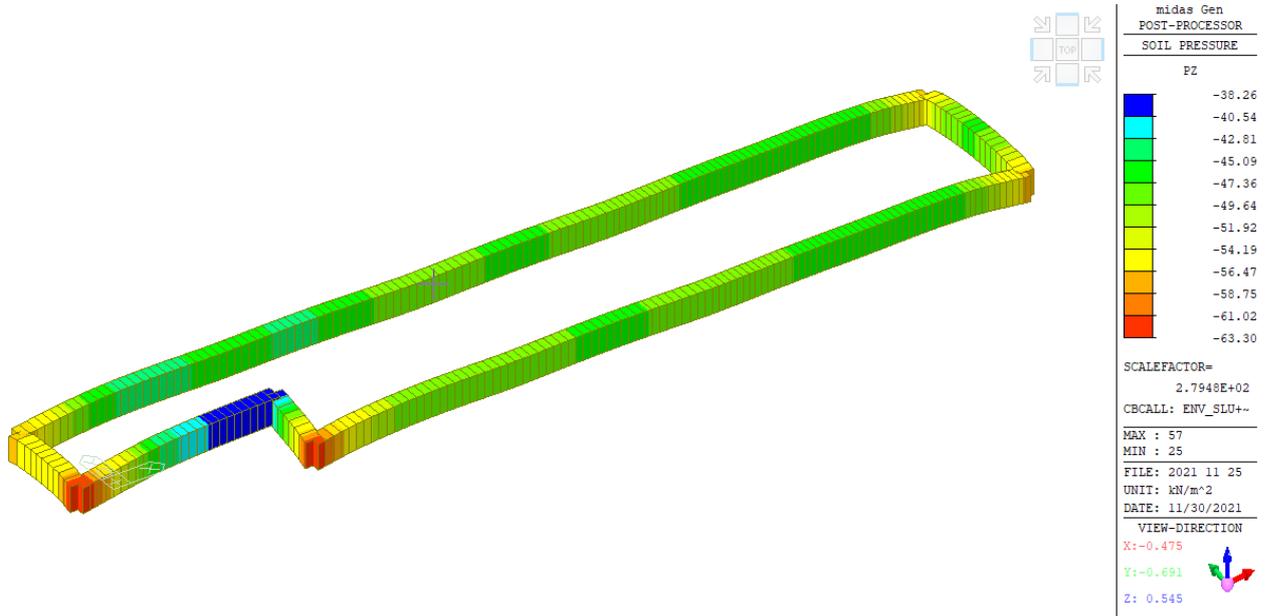
9.9. RISULTATI

Le caratteristiche della sollecitazione riportate sugli elementi strutturali che seguono vengono estratte impiegando gli involuipi delle combinazioni di carico SLU e SLV.

9.9.1. PRESSIONI IN FONDAZIONE

Le pressioni riportante in fondazione si riferiscono alle più gravose risultanti dalle combinazioni SLU e SLV.





9.9.2. DIAGRAMMI AZIONI INTERNE

9.9.2.1. ELEMENTI DI COPERTURA

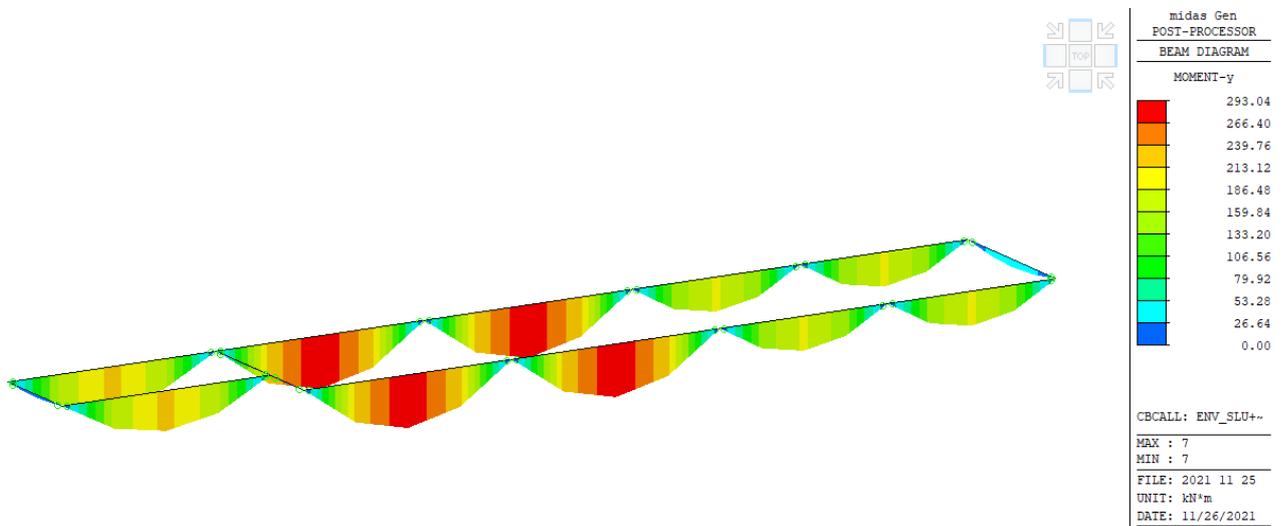


Figura 9-27 - Momento My su travi di copertura

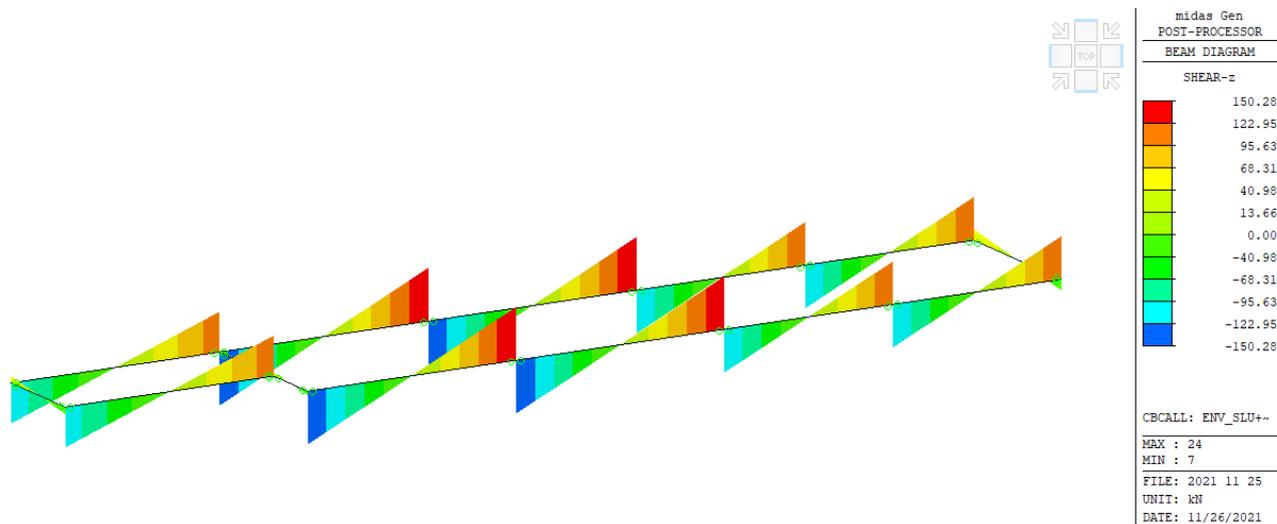


Figura 9-28 - Taglio Fz su travi perimetrali

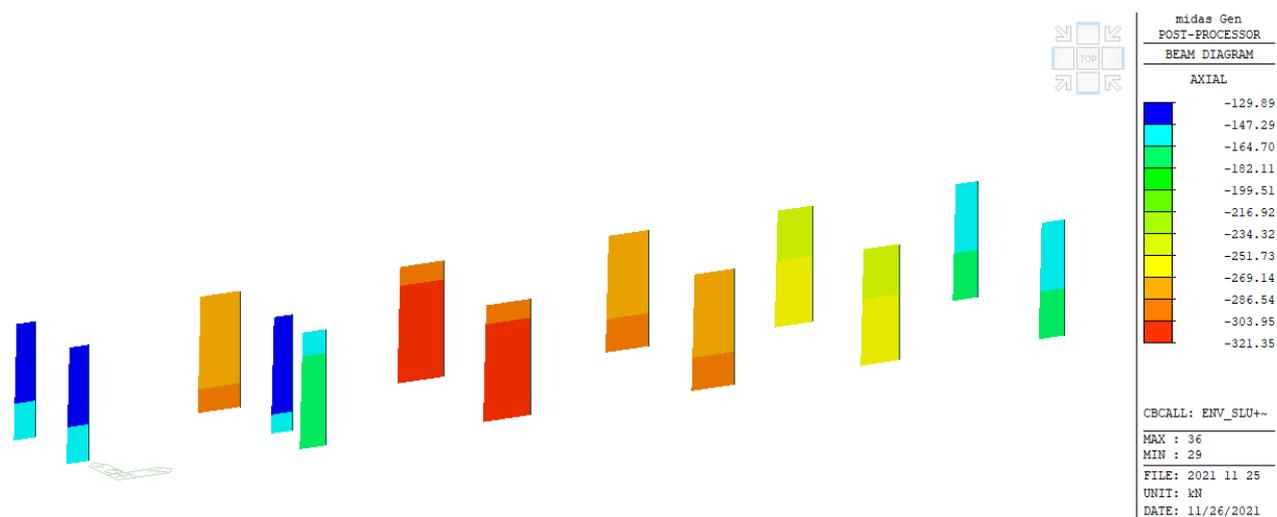


Figura 9-29 - Azione normale sui pilastri

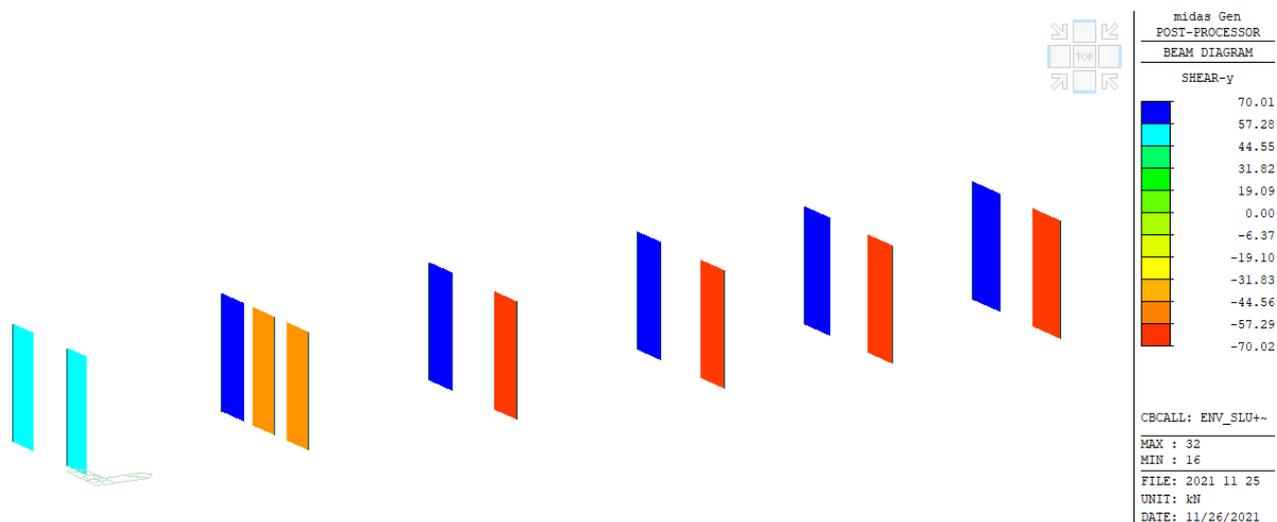


Figura 9-30 - Taglio Fy su pilastri

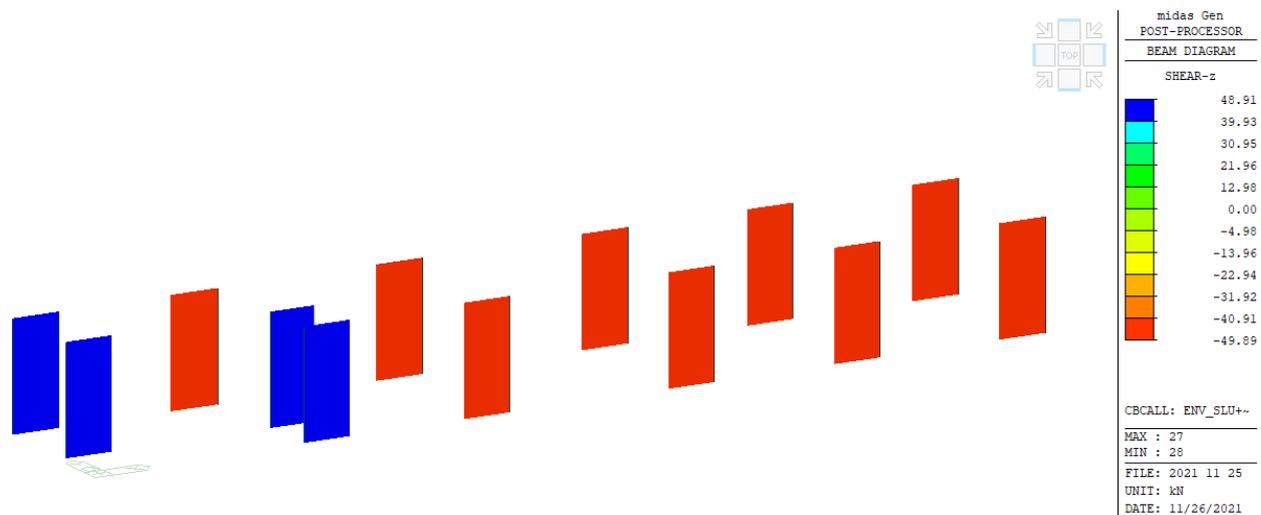


Figura 9-31 - Taglio Fz su pilastri

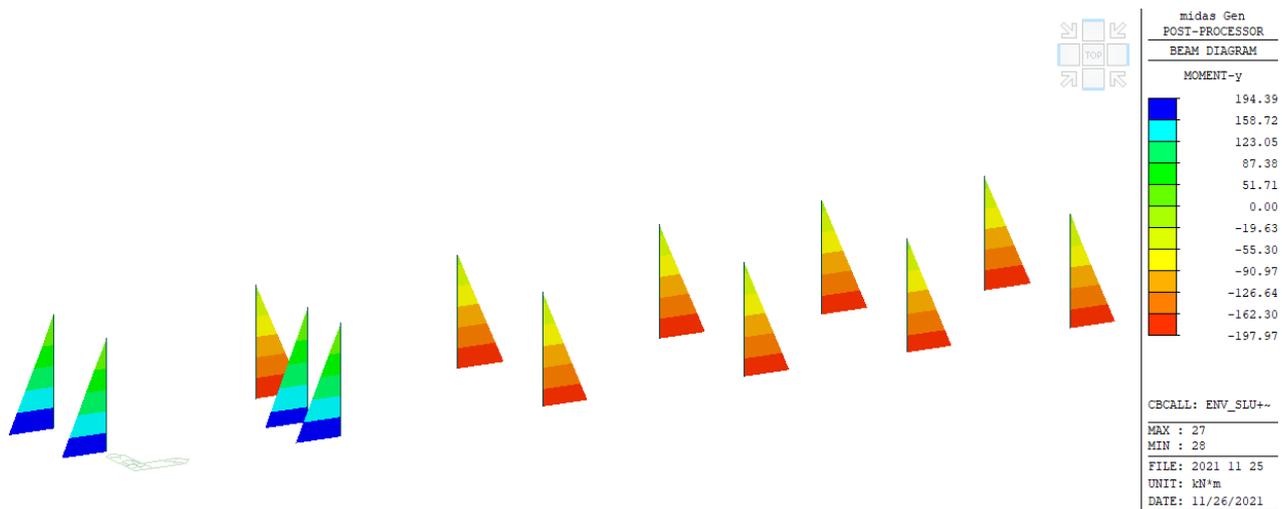


Figura 9-32 - Momento My su pilastri

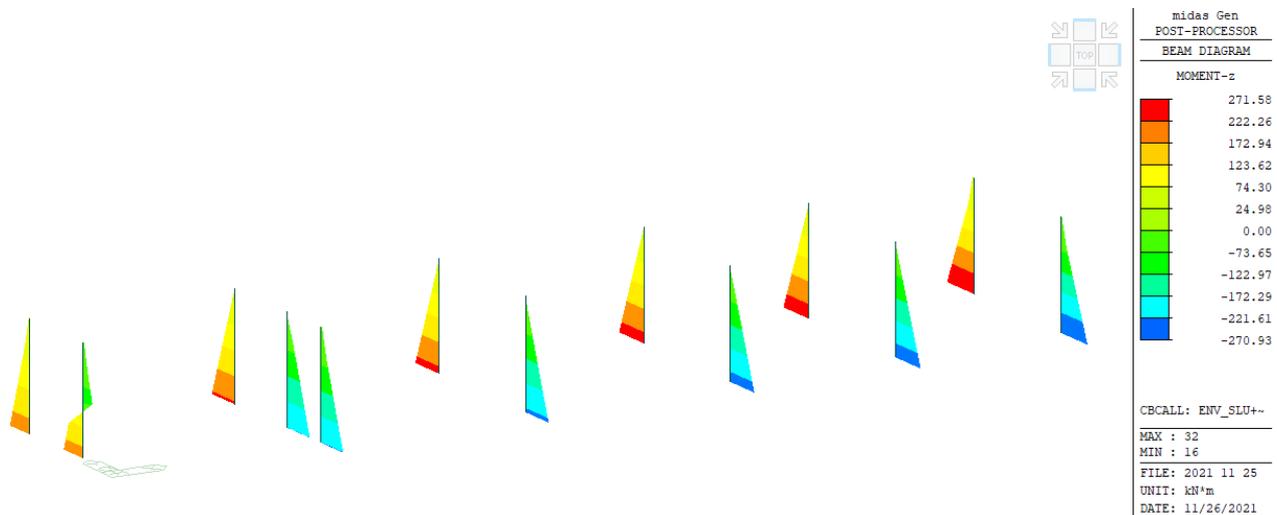


Figura 9-33 - Momento Mz su pilastri

9.9.2.2. PLATEA DI FONDAZIONE

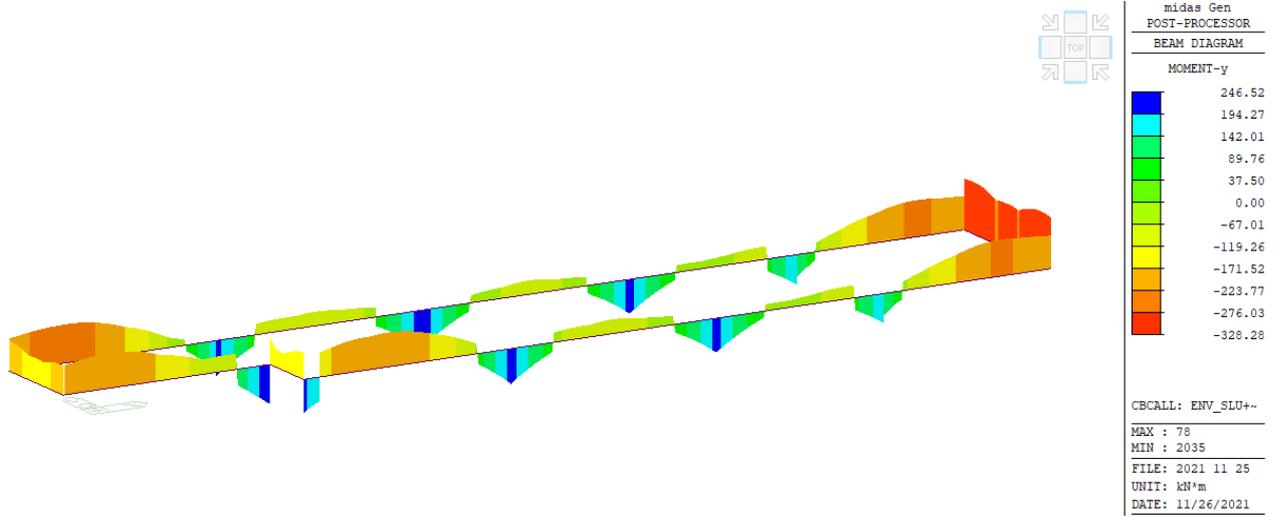


Figura 9-34 - Momento flettente su trave di fondazione

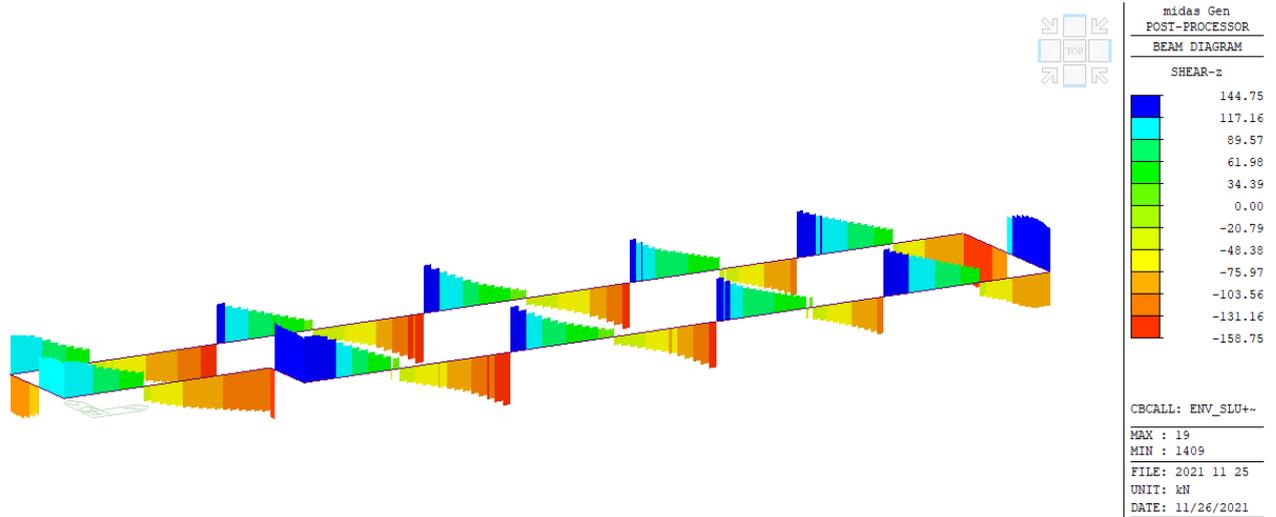


Figura 9-35 - Taglio su trave di fondazione

9.9.3. SPOSTAMENTI SLO

Viene determinato lo spostamento attraverso l'involuppo delle combinazioni sismiche dello spettro SLO

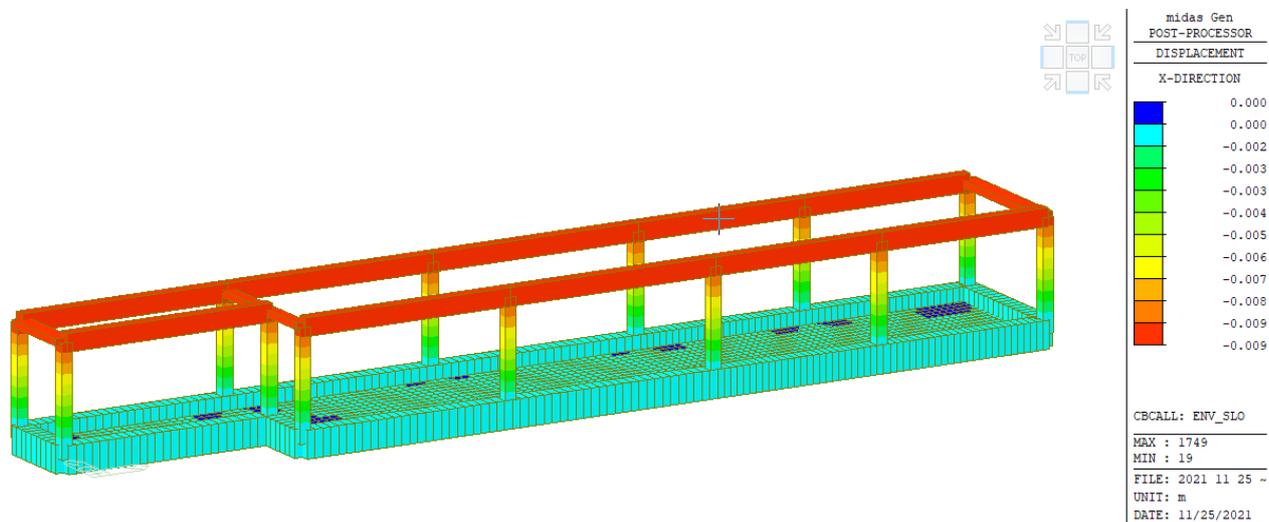


Figura 9-36 - Spostamento dir. X SLD

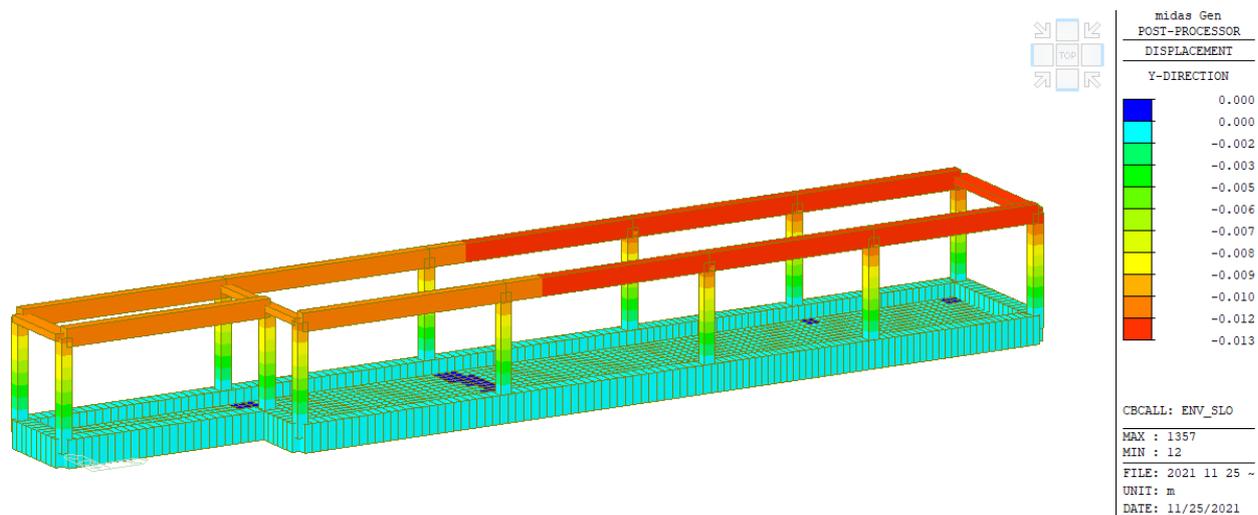


Figura 9-37 - Spostamento dir. Y SLD

Lo spostamento massimo rilevato dal modello di calcolo è pari a 0,9 cm in direzione X e 1,3 cm in direzione Y. Lo spostamento reale (anelastico) è determinabile moltiplicando lo spostamento determinato per il fattore di comportamento adottato. Si otterrà quindi

$$u_x = 1 \cdot 0,6 \text{ cm} = 0,6 \text{ cm}$$

$$u_y = 1 \cdot 0,8 \text{ cm} = 0,8 \text{ cm}$$

Lo spostamento ottenuto viene confrontato con lo spostamento limite definito al §7.3.6.1

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$q d_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$u_{MAX} = 0,0050 \cdot 420 = 2,1 \quad \text{cm}$$

9.10. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche sugli elementi strutturali vengono eseguite come segue:

SLU: Verifica con acciaio snervato e calcestruzzo con deformazione allo 0,35%

SLE caratteristica: verifica tensionale sul massimo sforzo delle fibre d'acciaio $\sigma_s \leq 0.8 * f_{yk}$ e sul massimosforzo del calcestruzzo $\sigma_c \leq 0.6 * f_{ck}$

SLE frequente: verifica tensionale sull'acciaio di armatura al fine di limitare la massima apertura delle fessure

SLE quasi permanente: verifica tensionale sugli elementi tesi al fine di limitare la massima apertura delle fessure e tensionale

Per gli elementi non dissipativi agli SLV la verifica è eseguita con acciaio in campo elastico e calcestruzzo in campo elastico

9.10.1. VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE

9.10.1.1. TRAVE DI FONDAZIONE 62.5X105 CM

Sulla trave di armatura si dispone armatura longitudinale simmetrica pari a 4Ø20. Tale quantitativo di armatura è compatibile con l'armatura minima a flessione richiesta dalle NTC2018.

DETERMINAZIONE DELL'ARMATURA MINIMA

b		62.5	cm	larghezza della sezione	
h		100	cm	altezza della sezione	
d		94	cm	minima altezza utile della sezione	
f_{ctm}		2.56	MPa	resistenza media a trazione	
f_{yk}		450	MPa	resistenza a snervamento dell'acciaio	
$A_{S,MIN}$	max	$0.26 f_{ctm}/f_{yk} b d$	8.69	cm^2	NTC18 §4.1.45
		$0.0013 b d$	7.64	cm^2	
ρ_{MIN}		0.087		percentuale minima di armatura tesa	
A_S		4Ø20	12.56	cm^2	armatura tesa disposta
ρ		0.13	%	percentuale di armatura disposta	

La resistenza del solo contributo in calcestruzzo è sufficiente alla resistenza a taglio. Dovranno comunque essere previste staffe a 4 bracci Ø10/10 in prossimità di nodi di intersezione con i pilastri e staffe a 4 bracci Ø10/20 in campata. Si riporta la verifica a taglio.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018

Caratteristiche dei materiali

f_{ck}		MPa	25	
α_{cc}			0.85	
γ_c			1.5	
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	14.17	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
γ_s			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	f_{yd} / γ_s

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	158.75	
b_w	larghezza della sezione	cm	62.5	
h	altezza totale della sezione	cm	100	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	6	
d	altezza utile della sezione	cm	94	$h - c$
d^*		cm	84.6	$0.9 d$
k			1.461	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sI}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	12.56	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0020	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	176.44	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	181.61	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	181.61	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$

non è necessario prevedere l'armatura a taglio VRdc > VEd

La verifica a flessione risulta soddisfatta, avendo misurato un momento massimo sulla trave di fondazione pari a $M = -328 \text{ kN m} < M_{RD} = 448 \text{ kNm}$

Titolo : _____

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	62.5	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	6
2	12.57	94

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 448.1 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 48.86 ‰
 d 94 cm
 x 6.283 x/d 0.06684
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**
 Precompresso



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

52 di/of 63

31	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	142	3461.13	4210.59	142	5132.81	24000.0	142	23447.9	360000
1		0.400	0.400	4.0000	450000									
32	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	142	2726.83	4210.59	142	3837.97	24000.0	142	18853.2	360000
1		0.400	0.400	4.0000	450000									
35	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	142	2070.64	4210.59	142	3065.55	24000.0	142	14037.4	360000
1		0.400	0.400	4.0000	450000									
36	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	138	2869.14	4210.59	138	3845.40	24000.0	138	20193.1	360000
1		0.400	0.400	4.0000	450000									

Code : EC2:04,NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by Member
 Property

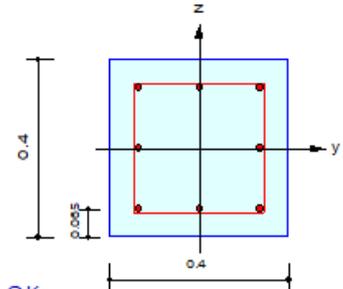
Results Strength
 Serviceability
 Elastic

SECT MEMB

MEMB	SEL	Section	fck	fyk	CHK	Seis. Class	LCB	M.Edy	M.Edz	Rat-My	Rat-Co	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
SECT		Bc Hc	Height	fyw				M'.ydy	M'.ydz	Rat-Mz	m	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid
12	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	84	59.4721	222.779	0.206	0.798	136.265	186.406	137.270	186.406	84	56.0611	0.411
1		0.400	0.400	4.0000	450000			289.016	289.016	0.771		0.411	0.301	0.408	0.301	84	56.0611	0.408
13	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	84	76.8497	230.076	0.254	0.801	147.912	186.406	148.917	186.406	84	57.9238	0.392
1		0.400	0.400	4.0000	450000			302.837	302.837	0.760		0.392	0.311	0.389	0.311	84	57.9238	0.389
14	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	85	66.2851	242.702	0.221	0.839	145.499	186.406	146.504	186.406	85	60.9688	0.419
1		0.400	0.400	4.0000	450000			299.873	299.873	0.809		0.419	0.327	0.416	0.327	85	60.9688	0.416
15	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	85	65.8374	252.462	0.221	0.878	143.087	186.406	144.092	186.406	85	63.4328	0.443
1		0.400	0.400	4.0000	450000			297.235	297.235	0.849		0.443	0.340	0.440	0.340	85	63.4328	0.440
16	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	85	80.0798	270.933	0.278	0.980	135.729	186.406	136.734	186.406	85	70.0184	0.516
1		0.400	0.400	4.0000	450000			288.409	288.409	0.939		0.516	0.376	0.512	0.376	85	70.0184	0.512
27	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	68	70.6541	200.221	0.247	0.741	134.214	186.406	135.219	186.406	68	50.1347	0.374
1		0.400	0.400	4.0000	450000			286.392	286.392	0.699		0.374	0.269	0.371	0.269	68	50.1347	0.371
28	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	68	56.6130	227.764	0.189	0.782	145.605	186.406	146.610	186.406	68	57.4712	0.395
1		0.400	0.400	4.0000	450000			299.994	299.994	0.759		0.395	0.308	0.392	0.308	68	57.4712	0.392
29	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	68	56.2403	237.272	0.186	0.805	147.912	186.406	148.917	186.406	68	59.8917	0.405
1		0.400	0.400	4.0000	450000			302.837	302.837	0.783		0.405	0.321	0.402	0.321	68	59.8917	0.402
30	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	69	69.8412	246.225	0.233	0.853	145.499	186.406	146.504	186.406	69	61.8993	0.425
1		0.400	0.400	4.0000	450000			299.873	299.873	0.821		0.425	0.332	0.423	0.332	69	61.8993	0.423
31	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	69	69.9566	254.234	0.235	0.887	143.087	186.406	144.092	186.406	69	63.8357	0.446
1		0.400	0.400	4.0000	450000			297.235	297.235	0.855		0.446	0.342	0.443	0.342	69	63.8357	0.443
32	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	69	53.5224	271.581	0.186	0.960	135.729	186.406	136.734	186.406	69	70.0062	0.516
1		0.400	0.400	4.0000	450000			288.409	288.409	0.942		0.516	0.376	0.512	0.376	69	70.0062	0.512
35	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	68	81.0566	191.916	0.283	0.727	134.214	186.406	135.219	186.406	68	49.2262	0.367
1		0.400	0.400	4.0000	450000			286.392	286.392	0.670		0.367	0.264	0.364	0.264	68	49.2262	0.364
36	<input type="checkbox"/>	P	40000.0	450000	OK	N.D.	84	63.7649	222.108	0.223	0.808	133.958	186.406	134.963	186.406	84	56.0073	0.418
1		0.400	0.400	4.0000	450000			286.156	286.156	0.776		0.418	0.300	0.415	0.300	84	56.0073	0.415

1. Design Condition

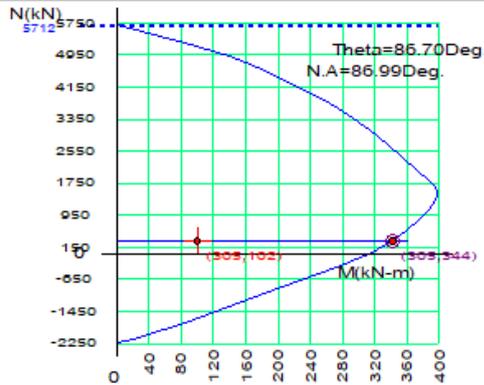
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
 Member Number : 29 (PM), 30, 35 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 40000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Column Height : 4 m
 Section Property : P (No : 1)
 Rebar Pattern : 8 - 3 - P30 Ast = 0.005656 m^2 (Rhostr = 0.035)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 53 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 5711.68 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 304.681 / 304.863 = 0.999 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 101.504 / 343.949 = 0.295 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 6.09362 / 19.7965 = 0.308 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 101.321 / 343.378 = 0.295 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
5711.68	0.00
4918.46	139.33
4182.78	224.49
3448.41	287.57
2728.05	335.68
2072.57	373.08
1660.36	395.27
1434.85	397.45
1072.84	385.89
417.74	350.98
-334.31	272.86
-1673.22	90.39
-2213.22	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 53, POS : J)	z (LCB : 40, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	25.5067 kN	8.93792 kN
V_Ed / V_Rdc	25.5067 / 155.056 = 0.165	8.93792 / 138.894 = 0.064
V_Ed / V_Rds	25.5067 / 186.406 = 0.137	8.93792 / 186.406 = 0.048
V_Ed / V_Rdmax	25.5067 / 683.400 = 0.037	8.93792 / 683.400 = 0.013
Shear Ratio	0.165 < 1.000 O.K	0.064 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 53, POS : 1/2)	z (LCB : 40, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	25.5067 kN	8.93792 kN
V_Ed / V_Rdc	25.5067 / 156.362 = 0.163	8.93792 / 140.201 = 0.064
V_Ed / V_Rds	25.5067 / 186.406 = 0.137	8.93792 / 186.406 = 0.048
V_Ed / V_Rdmax	25.5067 / 683.400 = 0.037	8.93792 / 683.400 = 0.013
Shear Ratio	0.163 < 1.000 O.K	0.064 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100

4. Elastic Bending Moment Capacity

	y (LCB : 85, POS : I)	z (LCB : 85, POS : I)
Moment (M.Ed)	80.0798 kN-m	270.933 kN-m
Elastic Strength (M.yd')	288.409 kN-m	288.409 kN-m
Check Ratio	0.278 < 1.000 O.K	0.939 < 1.000 O.K
Check Combined Ratio (sqrt((M_Edy/M_ydy)^2 + (M_Edz/M_ydz)^2))		0.980 < 1.000 O.K

5. Elastic Shear Capacity

[END]	y (LCB : 85, POS : J)	z (LCB : 81, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	70.0184 kN	49.6805 kN
V_Ed / V_Rdc	70.0184 / 135.729 = 0.516	49.6805 / 135.729 = 0.366
V_Ed / V_Rds	70.0184 / 186.406 = 0.376	49.6805 / 186.406 = 0.267
V_Ed / V_Rdmax	70.0184 / 683.400 = 0.102	49.6805 / 683.400 = 0.073
Shear Ratio	0.516 < 1.000 O.K	0.366 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100	0.00158 m^2/m, 2-P10 @100



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

54 di/of 63

[MIDDLE]	y (LCB : 85, POS : 1/2)	z (LCB : 81, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	70.0184 kN	49.6805 kN
V_Ed / V_Rdc	70.0184 / 136.734 = 0.512	49.6805 / 136.734 = 0.363
V_Ed / V_Rds	70.0184 / 186.406 = 0.376	49.6805 / 186.406 = 0.267
V_Ed / V_Rdmax	70.0184 / 683.400 = 0.102	49.6805 / 683.400 = 0.073
Shear Ratio	0.512 < 1.000 O.K	0.363 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00158 m²/m, 2-P10 @100	0.00158 m²/m, 2-P10 @100

6. Serviceability : Stress Limit Check

	Conc.(Tens.)	Conc.(Comp.)	Conc.(Comp.)(QP)	Rebar
Load Combination	142(C)	142(C)	176(Q)	142(C)
Stress(s)	-4167.66	6202.51	4851.49	28193.94
Allowable Stress(sa)	4210.59	24000.00	18000.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9898	0.2584	0.2695	0.0783
Check Linear Creep			Linear Creep	

9.10.2.2. TRAVI TR01-TR10

Viene disposta un'armatura longitudinale su tutta la trave pari a 4Ø16 superiori e 10Ø20 inferiori.

Code : EC2:04,NTC2018 Unit: kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic SECT MEMB

MEMB	Section	fck	POS	CHK	Rebar	Negative Moment Strength	Positive Moment Strength	Shear Strength
SECT	Bc Hc	fyk			AsTop AsBot	N(-) M_Ed LCB x/d N(-) M_Rd Rat-N	P(+) M_Ed LCB x/d P(+) M_Rd Rat-P	V_Ed LCB V_Rdc V_Rds Rat-Vc Rat-Vs Rat-V
Span	bf hf	fyw						
7	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 163.869	47 0.11 275.476 0.59 42.0176	47 124.186 164.148 0.34 0.26 0.34
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
8	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 163.869	47 0.11 275.476 0.59 42.0176	47 124.186 164.148 0.34 0.26 0.34
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0353	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
9	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 106.903	47 0.11 275.476 0.39 33.9373	47 124.186 164.148 0.27 0.21 0.27
6.3000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
10	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 106.903	47 0.11 275.476 0.39 33.9373	47 124.186 164.148 0.27 0.21 0.27
6.3000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
22	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 69.8852	47 0.11 275.476 0.25 47.7847	47 124.186 164.148 0.38 0.29 0.38
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 93.1803	47 0.11 275.476 0.34 23.8924	47 124.186 164.148 0.19 0.15 0.19
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 69.8852	47 0.11 275.476 0.25 47.7848	47 124.186 164.148 0.38 0.29 0.38

Code : EC2:04,NTC2018 Unit: kN , m Primary Sorting Option

Sorted by Member Property Results Strength Serviceability Elastic SECT MEMB

MEMB	Section	fck	POS	CHK	Rebar	Negative Moment Strength	Positive Moment Strength	Shear Strength
SECT	Bc Hc	fyk			AsTop AsBot	N(-) M_Ed LCB x/d N(-) M_Rd Rat-N	P(+) M_Ed LCB x/d P(+) M_Rd Rat-P	V_Ed LCB V_Rdc V_Rds Rat-Vc Rat-Vs Rat-V
Span	bf hf	fyw						
23	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 163.869	47 0.11 275.476 0.59 42.0176	47 124.186 164.148 0.34 0.26 0.34
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
24	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0352	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 163.869	47 0.11 275.476 0.59 42.0176	47 124.186 164.148 0.34 0.26 0.34
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 122.902	47 0.11 275.476 0.45 84.0353	47 124.186 164.148 0.68 0.51 0.68
25	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 106.903	47 0.11 275.476 0.39 33.9373	47 124.186 164.148 0.27 0.21 0.27
6.3000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
26	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 106.903	47 0.11 275.476 0.39 33.9373	47 124.186 164.148 0.27 0.21 0.27
6.3000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 80.1769	47 0.11 275.476 0.29 67.8746	47 124.186 164.148 0.55 0.41 0.55
34	TR01-10	40000.0	I	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 69.8852	47 0.11 275.476 0.25 47.7847	47 124.186 164.148 0.38 0.29 0.38
2	0.400 0.650	450000	M	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 93.1803	47 0.11 275.476 0.34 23.8924	47 124.186 164.148 0.19 0.15 0.19
7.8000	0.000 0.000	450000	J	OK	0.0008 0.0013 0.00000	63 0.09 180.740 0.00 69.8852	47 0.11 275.476 0.25 47.7848	47 124.186 164.148 0.38 0.29 0.38



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.27.IT.P.14456.00.049.00

PAGE

55 di/of 63

Code : EC2:04.NTC2018

Unit : kN , m

Primary Sorting Option

Sorted by Member
 Property

Results Strength
 Serviceability
 Elastic

SECT MEMB

MEMB	SECT	Section		fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
		Bc	Hc				Concrete				reinforcement				Top		Bot		Def	Defa
		Span	bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w	Bot-wa			
7		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	6158.88	24000.0	0.00000	0.00000	175487	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0024	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
8		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	6158.88	24000.0	0.00000	0.00000	175487	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0024	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
9		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	2074.52	18000.0	0.00000	0.00000	21451.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0010	0.0252
6.3000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
10		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	2074.52	18000.0	0.00000	0.00000	21451.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0010	0.0252
6.3000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
22		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1356.17	18000.0	0.00000	0.00000	14023.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	1808.23	18000.0	0.00000	0.00000	18697.9	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0013	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1356.17	18000.0	0.00000	0.00000	14023.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		

MEMB	SECT	Section		fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
		Bc	Hc				Concrete				reinforcement				Top		Bot		Def	Defa
		Span	bf	hf	fyw	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w	Bot-wa			
23		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	6158.88	24000.0	0.00000	0.00000	175487	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0024	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
24		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	6158.88	24000.0	0.00000	0.00000	175487	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0024	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	2384.99	18000.0	0.00000	0.00000	24662.0	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
25		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	2074.52	18000.0	0.00000	0.00000	21451.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0010	0.0252
6.3000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
26		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	2074.52	18000.0	0.00000	0.00000	21451.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0010	0.0252
6.3000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1555.89	18000.0	0.00000	0.00000	16088.6	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
34		TR01-10		40000.0	I	OK	0.00000	0.00000	1356.17	18000.0	0.00000	0.00000	14023.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		
2	<input type="checkbox"/>	0.400	0.650	450000	M	OK	0.00000	0.00000	1808.23	18000.0	0.00000	0.00000	18697.9	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003	0.0013	0.0312
7.8000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.00000	0.00000	1356.17	18000.0	0.00000	0.00000	14023.5	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0003		

1. Design Information

Member Number 7

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

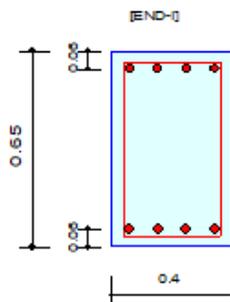
kN, m

Material Data $f_{ck} = 40000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa

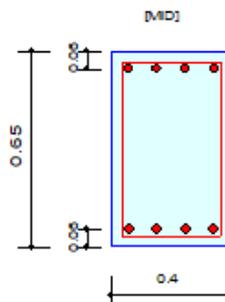
Section Property TR01-10 (No : 2)

Beam Span

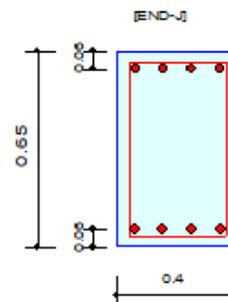
7.8m



TOP 4-P16
BOT 4-P20
STIRRUPS 2-P10 @200



TOP 4-P16
BOT 4-P20
STIRRUPS 2-P10 @200



TOP 4-P16
BOT 4-P20
STIRRUPS 2-P10 @200

2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	63	63	63
Moment (M _{Ed})	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M _{Rd})	180.74	180.74	180.74
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0928	0.0928	0.0928
(+) Load Combination No.	47	47	47
Moment (M _{Ed})	122.90	163.87	122.90
Factored Strength (M _{Rd})	275.48	275.48	275.48
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4461	0.5949	0.4461
Neutral Axis (x/d)	0.1074	0.1074	0.1074
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0013	0.0013	0.0013

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	47	47	47
Factored Shear Force (V _{Ed})	84.04	42.02	84.04
V _{Rdc}	124.19	124.19	124.19
V _{Rds}	164.15	164.15	164.15
V _{Rdmax}	1203.60	1203.60	1203.60
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P10 @200	2-P10 @200	2-P10 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.6767	0.3383	0.6767
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.5119	0.2560	0.5119
Check Ratio	0.6767	0.3383	0.6767

9.10.3. SOLAIO DI COPERTURA

Per il solaio è previsto di realizzare un solaio di altezza complessiva 25 cm, di cui 4 cm di lastra di fondo prefabbricata in CAV e 5 cm di cappa di calcestruzzo, realizzata mediante getto in opera di calcestruzzo di classe di resistenza non inferiore a C30/37 e classe di esposizione XC4. Nello spazio intermedio tra caldana e lastra di fondo è previsto dei blocchi parallelepipedi di alleggerimento tali da realizzare tre travetti per ogni predalle, che dovrà avere larghezza complessiva 120 cm.

Si riporta a seguire il calcolo delle massime sollecitazioni agenti sul solaio.

INPUTS

Geometria piastra

Spessore cappa collaborante	c =	0.05 m
Spessore lastra inferiore	p =	0.04 m
Altezza totale	H =	0.25 m
Larghezza predalle	B =	1.20 m
Numero travetti	n =	3
Larghezza travetto	b =	0.12 m
Campata massima	L =	6.10 m

Proprietà materiali

Resistenza acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	200,000 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f'_{ck} =$	35 MPa
Resistenza cubica caratteristica	$f'_{ck, cube} =$	45.0 MPa
Copriferro	c =	40.0 mm
Valore medio della resistenza cilindrica a compressione	$f_{cm} =$	43.00 MPa

Carichi

Peso permanente strutturale	$g_{rk} =$	4.14 kN/m
Carichi permanenti non strutturali	$g_{rk} =$	1.80 kN/m
Sovraccarichi	$q_{vk} =$	0.60 kN/m ²
Carico da neve	$q_{sk} =$	0.68 MPa
Carico SLU	$q_{D,SLU} =$	9.11 kN/m
Carico SLE	$q_{D,SLE} =$	5.94 kN/m

SOLLECITAZIONI

SLU

Momento flettente campata	$M(L/2) =$	42.4 kNm
Momento flettente appoggio	$M(L=0) =$	28.2 kNm
Taglio	V =	27.8 kN

SLE

Momento flettente campata	$M(L/2) =$	27.6 kNm
Momento flettente appoggio	$M(L=0) =$	18.4 kNm
Taglio	V =	18.1 kN

Si dispone la seguente armatura:

- In campata
 - 2Ø16 sul travetto centrale
 - 1Ø16 sul travetto laterale
- In appoggio
 - 4Ø16 per pannello, equamente distribuiti sulla larghezza di 120 cm
- Rete Ø8/20x20 annegata nella cappa collaborante
- Rete Ø5/25x25 annegata nella lastra prefabbricata

Si riporta la verifica a flessione nelle sezioni di campata:

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	120	5
2	36	16
3	120	4

N*	As [cm²]	d [cm]
1	2.51	2.5
2	8.04	19.4
3	0.79	22.5

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

 L₀ cm

Precompresso

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{cl} 2.029

M_{xRd} 65.13 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 31.96 ‰
 d 22.5 cm
 x 2.221 x/d 0.09872
 δ 0.7

Si ottiene un coefficiente di sfruttamento c.s. = 42.4/65.1 = 0.65, la verifica risulta essere soddisfatta.

Si riporta la verifica a flessione nelle sezioni di appoggio:

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	120	5
2	36	16
3	120	4

N*	As [cm²]	d [cm]
1	0	2.5
2	8.04	5
3	0.79	22.5

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

 L₀ cm

Precompresso

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{cl} 2.029

M_{xRd} -60.55 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 36.15 ‰
 d 22.5 cm
 x 1.986 x/d 0.08827
 δ 0.7

Si ottiene un coefficiente di sfruttamento c.s. = 28.2/60.5 = 0.47, la verifica risulta essere soddisfatta.

Si riporta la verifica a taglio in corrispondenza delle sezioni di appoggio. Le sollecitazioni di taglio sono pensate come equamente distribuite nei travetti, considerando:

- L'interasse ridotto tra i travetti,
- La presenza di una cappa collaborante armata
- La presenza della lastra inferiore armata
- L'aver previsto un travetto di ripartizione armato in centro alla campata.

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - NTC2018
Caratteristiche dei materiali

f_{ck}		MPa	30	
α_{cc}			0.85	
γ_c			1.5	
f_{cd}	resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo	MPa	17.00	$\alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c$
γ_s			1.15	
$f_{y,wd}$		MPa	391.30	f_{yd} / γ_s

Caratteristiche della sezione resistente

V_{Ed}	taglio sollecitante di progetto	kN	9.27	
b_w	larghezza della sezione	cm	12	
h	altezza totale della sezione	cm	25	
c	distanza asse barre dal lembo teso	cm	5.6	
d	altezza utile della sezione	cm	19.4	$h - c$
d^*		cm	17.46	0.9 d
k			2.000	$\min[1.0 + \sqrt{(20/d)}, 2.0]$
A_{sI}	area di armatura longitudinale tesa	cm ²	2.01	
ρ_l	rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa		0.0067	

Controllo necessità di armatura a taglio

V_{Rdc1}		kN	15.19	$[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] / \gamma_c \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc2}		kN	12.62	$[0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}] \cdot b_w \cdot d$
V_{Rdc}	resistenza della sezione non armata a taglio	kN	15.19	$\max[V_{Rdc1}, V_{Rdc2}]$

non è necessario prevedere l'armatura a taglio $V_{Rdc} > V_{Ed}$

La resistenza è calcolata sulla larghezza di un singolo travetto, pur avendo previsto zone di fascia piena sulle sezioni di estremità. Le verifiche a taglio risultano essere soddisfatte.

Nelle verifiche di SLE si determina che:

- La tensione dell'acciaio rispetti la condizione $\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk} = 360$ MPa
- La tensione sul cls sia rispetti la condizione $\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck} = 18$ MPa

D_r: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1.00 m e 2.24 m	y	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
	18.00	26.0	0.00		14032.26	0.73

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot y \cdot N_y \cdot p_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \varphi/2) \cdot \tan(\varphi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \varphi/2))$$

 N_y = Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

Fattori di forma

$$s_c =$$

1.0 per fondazione nastriforme

1.3 per fondazione quadrata

$$s_q =$$

1.0 per fondazione nastriforme

0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento

 p_c = se I_r < I_{rcrit} vale p_q / (N_c · tan(φ)), altrimenti vale 1.0

 p_q = se I_r < I_{rcrit} vale e^α dove α = (0.6 · B/L - 4.4) · tan(φ) + (3.07 · sin(φ) · log₁₀(2 · I_r)) / (1 + sin(φ)), altrimenti vale 1.0

 p_y = se I_r < I_{rcrit} vale e^α dove α = (0.6 · B/L - 4.4) · tan(φ) + (3.07 · sin(φ) · log₁₀(2 · I_r)) / (1 + sin(φ)), altrimenti vale 1.0

 I_r = G / (c' + σ · tan(φ)) = 267.43 - dove σ = 23.58 kPa pressione litostatica a profondità D+B/2 (1.31 m) - G = 3076.01 kPa

$$I_{rcrit} = 0.5 \cdot e^{(3.3 - 0.45 \cdot B/L) \cdot \tan(\pi/4 - \varphi/2)} = 94.03$$

q': pressione litostatica alla profondità D (1.00 m di imposta fondazione: 18.00 kPa)

I valori di y, φ, c' sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B, L: Dimensioni reali della fondazione (se B > L le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π: valore di phi greco (3.14159...)

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _c =	27.092	N _q =	14.215	N _y =	11.926
c' =	0.00 kPa	q =	18.00 kPa	q =	18.00 kN/m ³

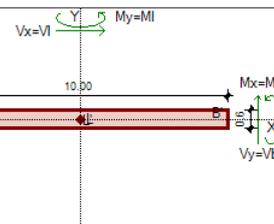
Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.000					1.000		1.000
q	1.000					1.000		1.000
y	1.000					1.000		1.000

$$q_{ult} = 322.42 \text{ kPa} \quad p_z = 63.30 \text{ kPa} \quad R = q_{ult} / p_z = 5.09 \quad > R3 = 2.3$$



10. Trasformatore – Capacità portante

Viene riportato a seguire il computo delle pressioni massime in fondazioni riscontrabili in presenza delle massime azioni verticali dovute al peso delle componenti elettromeccaniche e civili.

V_{OLIO}		20 m ³	volume di olio per trafo
V_{VASCA}	1,2 * V_{OLIO}	24 m ³	volume olio vasche
$l_{y,vasca1}$		5.15 m	larghezza vasca 1
$l_{y,vasca2}$		2.55 m	larghezza vasca 2
$l_{y,vasca3}$		5.15 m	larghezza vasca 3
$l_{x,vasca}$		6.90 m	lunghezza vasche
$l_{z,vasca}$		0.60 m	profondità vasche
V_{VASCA1}		21.32 m ³	volume vasca 1
V_{VASCA2}		10.56 m ³	volume vasca 2
V_{VASCA3}		21.32 m ³	volume vasca 3
V_{TOT}		53.20 m ³	volume disponibile
W_{OLIO}		175 kN	peso olio
W_{TRAFO}		680 kN	peso trafo
W_{GHIAIA}		552.3 kN	peso ghiaia
W_{CLS}		2229.14 kN	peso cls
W_{TOT}		3636.44 kN	peso totale
$p_{z,k}$		33.55 kN/m ²	pressione in fondazione SLE
$p_{z,d}$	1.5 * $p_{z,k}$	50.33 kN/m ²	pressione in fondazione SLU

Il valore di pressione sul terreno ottenuto è ridotto rispetto alle capacità di portanza di un compatibile con la resistenza geotecnica del terreno ($p_{z,amm} = 1290$ kPa)

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: TERZAGHI (1943)

Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 7.40 m [L] Lunghezza (dir x): 14.50 m
 [D] Profondità (dir z): 1.00 m

[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B: 0.0° [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°

Carico permanente uniforme al piano campagna [q_0]: 0.00 kPa Profondità falda dal piano di campagna: -20.00 m

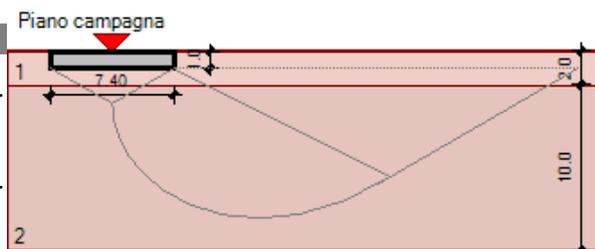
Criterio di punzonamento: VESIC (rigidezza) Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	γ_{nat}	γ_{sat}	ϕ	c'	c_u	H_{str}	E_{ed}	D_r
1	18.00	18.00	25.0	0.00	0.00	2.00	15000.00	0.90
2	18.00	18.00	30.0	0.00	0.00	10.00	10000.00	0.00
3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
 γ_{nat} : Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
 γ_{sat} : Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
 ϕ : angolo d'attrito interno (deg)
 c' : Coesione drenata (kPa)
 c_u : Coesione non drenata (kPa)
 H_{str} : Spessore dello strato (m)
 E_{ed} : Modulo edometrico (kPa)
 D_r : Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 1.00 m e 15.80 m	γ	φ	c'	c_u	E_{gd}	D_r
	18.00	29.7	0.00		10337.84	0.06

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$Q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot p_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \varphi/2) \cdot \tan(\varphi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \varphi/2))$$

 $N_y =$ Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

Fattori di forma

$$s_c =$$

1.0 per fondazione nastriforme

1.3 per fondazione quadrata

$$s_q =$$

1.0 per fondazione nastriforme

0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento
 $p_c =$ se $I_r < I_{rcrit}$ vale $p_q / (N_c \cdot \tan(\varphi))$, altrimenti vale 1.0

 $p_q =$ se $I_r < I_{rcrit}$ vale e^α dove $\alpha = (0.6 \cdot B/L - 4.4) \cdot \tan(\varphi) + (3.07 \cdot \sin(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)) / (1 + \sin(\varphi))$, altrimenti vale 1.0

 $p_y =$ se $I_r < I_{rcrit}$ vale e^α dove $\alpha = (0.6 \cdot B/L - 4.4) \cdot \tan(\varphi) + (3.07 \cdot \sin(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)) / (1 + \sin(\varphi))$, altrimenti vale 1.0

 $I_r = G / (c' + \sigma \cdot \tan(\varphi)) = 53.08$ - dove $\sigma = 84.60$ kPa pressione litostatica a profondità $D+B/2$ (4.70 m) - $G = 2559.15$ kPa

$$I_{rcrit} = 0.5 \cdot e^{(3.3 - 0.45 \cdot B/L) \cdot \tan(\pi/4 - \varphi/2)} = 98.53$$

 q' : pressione litostatica alla profondità D (1.00 m di imposta fondazione: 18.00 kPa)

 I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

 B, L : Dimensioni reali della fondazione (se $B > L$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

 π : valore di phi greco (3.14159...)

Valori numerici dei dati

$N_c =$	36.184	$N_q =$	21.619	$N_y =$	19.618
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	18.00 kPa	$q =$	18.00 kN/m ³

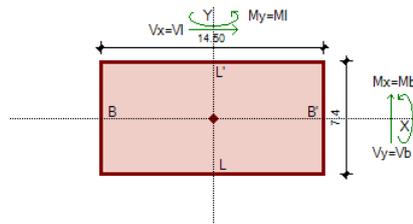
Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica B'=7.40 m%; L'=14.50 m

	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
	3636.00					Riferimento globale		
	3636.00					Riferimento locale		
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.000						0.749	0.749
q	1.000						0.761	0.761
y	1.000						0.761	0.761



$$q_{ult} = 1290.41 \text{ kPa} \quad Q_{ult} = 138460.80 \text{ kN} \quad R = Q_{ult} / N = 38.081 \quad > R3 = 2.3$$