



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
AGENZIA PROVINCIALE OPERE PUBBLICHE
SERVIZIO OPERE CIVILI



Funded by the
European Union
NextGenerationEU



COMUNE DI PALU' DEL FERSINA GAMOA' VA PALAI EN BERSNTOL

PROGETTO:

PNRR M1C3 - INVESTIMENTO 2.1 "ATTIVITA' DEI BORGHI" - Linea di azione A
"Progetti Pilota per la rigenerazione culturale, sociale ed economica dei Borghi a rischio di abbandono e abbandonati"
INTERVENTO 12 - PUNTO INFO E BAR FROTTE

FASE:

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURE

E.R.322.02

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE

DATA: GENNAIO 2025

AGGIORNAMENTO: REV 0

COORDINAMENTO GRUPPO DI PROGETTAZIONE
Direzione Lavori Pubblici e Patrimonio

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA
arch. Giovanni Modena

VERIFICHE ED APPLICAZIONE
CRITERI DNSH E CAM
arch. Giovanni Modena

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
arch. Giovanni Modena

GEOLOGO
dott. geol. Paolo Passardi

CALCOLI STATICI
dott. ing. Franco Decamina

1	GENERALITA'	4
1.1	PREMESSA	4
1.2	MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO	4
1.3	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	4
1.3.1	Edificio 1	5
1.3.2	Edificio 2	8
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	11
3	MATERIALI	12
4	CARICHI ELEMENTARI	13
4.1	Carico del vento	14
4.2	Carico della neve	16
4.3	Azione sismica	17
4.4	Carichi Variabili	22
4.5	Carichi permanenti delle strutture	23
4.5.1	Copertura	23
5	CLASSIFICAZIONE 1090 PER LE STRUTTURE METALLICHE	24
6	MODELLAZIONE NUMERICA	26
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	27
6.2	MOTIVAZIONI DELLA SCELTA DEL CODICE	28
7	MODELLAZIONE, PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO 1	29
7.1	ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI	29
7.2	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	33
7.2.1	ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI	33

7.3	ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI	35
7.4	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	38
7.5	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	45
7.6	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	49
7.6.1	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	50
7.7	PRINCIPALI RISULTATI	54
7.8	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	70
7.9	VERIFICA DEL PLINTO	84
7.10	VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE	88
7.11	VERIFICA DELLA COPERTURA IN LEGNO	93
7.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	97
8	MODELLAZIONE, PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO 2	116
8.1	ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI	116
8.2	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	120
8.2.1	ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI	120
8.3	ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI	123
8.4	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	126
8.5	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	133
8.6	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	136
8.6.1	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	137
8.7	PRINCIPALI RISULTATI	142
8.8	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	182
8.9	VERIFICA DEL PLINTO	200
8.10	VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE METALLICHE	208
8.11	VERIFICA DELLA COPERTURA IN LEGNO	213
8.12	VERIFICHE GEOTECNICHE	217

1 GENERALITA'

1.1 PREMESSA

Il presente documento viene predisposto nell'ambito del progetto esecutivo relativo ai lavori di cui all'Intervento 12, inerente la realizzazione di un punto informazioni e di un bar in area "Frotten", PNRR M1C3-2.1.

Questo elaborato, in particolare, costituisce parte integrante e sostanziale del PFTE già predisposto in attuazione di quanto disposto dall'art.41 del D.Lgs. n.36 del 31.03.2023, e risponde nello specifico a quanto prescritto da tale norma in:

Allegato I.7 – Sezione II - Articolo 6 – comma 7 - lettera a)

1.2 MOTIVAZIONI DELL'INTERVENTO

Il progetto intende costruire un percorso di sviluppo in grado di innestare un processo di rigenerazione complessivo, finalizzato a contrastare i fenomeni di progressiva marginalizzazione che hanno interessato Palù del Fersina negli ultimi decenni, a partire dalla valorizzazione di quello che è il principale attributo identitario del borgo, ovvero l'essere minoranza linguistica.

Questa specificità, che costituisce l'essenza di valore da rigenerare, il nucleo di senso, sarà la base sulla quale costruire un percorso di sviluppo dai tratti fortemente innovativi, pur in continuità con la storia del borgo, capace di declinare la matrice identitaria mochena nelle sue molteplici componenti espressive.

1.3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

L'intervento in Progetto può scomporsi principalmente nei seguenti ambiti:

- Edificio 1
- Edificio 2
- Sistemazioni esterne

Al fine di rendere idea, si riportano nelle immagini seguenti i fotoinserimenti direttamente estratti dalla relazione generale di progetto.



In particolare, dunque, si tratta di due corpi di fabbrica distinti interconnessi da una serie di rampe di scale controterra realizzate in calcestruzzo armato.

Nei paragrafi successivi vengono descritti singolarmente gli edifici 1 e 2.

1.3.1 Edificio 1

Si prevede la realizzazione di un nuovo edificio nell'area ricompresa all'interno del tornante tracciato dalla S.P.135, da destinare a punto di ristoro per la consumazione di pasti veloci tipici ed alla somministrazione di bevande, a servizio del locale turismo itinerante. Il lotto è attualmente costituito da un prato in pendenza, non urbanizzato.



Il nuovo fabbricato è caratterizzato da una superficie complessiva di circa 160m², con uno sviluppo in altezza di un solo livello e copertura di tipo piano. Per mitigare l'impatto dell'opera è prevista la realizzazione di un "tetto verde", in modo che una volta inerbito con essenze selvatiche si integri con la vegetazione del pendio circostante.

Si prevede la realizzazione di scavi di sbancamento per la creazione del piano di imposta dell'edificio, il cui fronte sarà retto da un muro di sostegno in c.a. che fungerà, nella configurazione definitiva, da intercapedine fra il nuovo volume edilizio ed il terreno.

Sotto il profilo strutturale si prevedono fondazioni e setti in cemento armato, ma anche elementi verticali in carpenteria metallica, mentre la copertura sarà retta principalmente da travature lignee e tavolato strutturale.

Nelle immagini seguenti si riportano gli estratti delle tavole strutturali in cui vengono rappresentate la pianta delle fondazioni (Figura 1), la pianta del piano terra (Figura 2), in cui sono visibili la disposizione dei pilastri e dei setti, e la pianta della copertura (Figura 3), in cui si evidenzia il posizionamento delle strutture orizzontali in legno e acciaio.

PIANTA FONDAZIONI

Scala 1:50

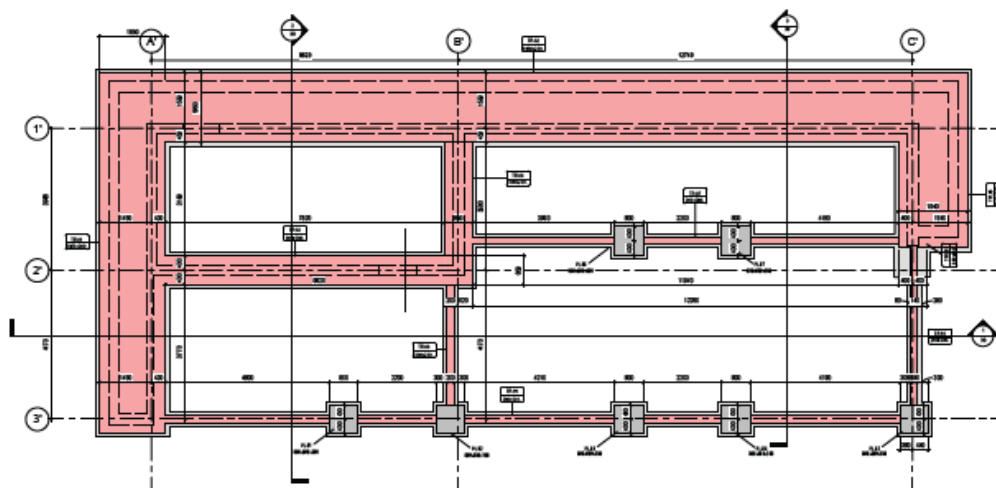


Figura 1 Pianta fondazioni - Edificio 1

PIANTA PIANO TERRA

Scala 1:50

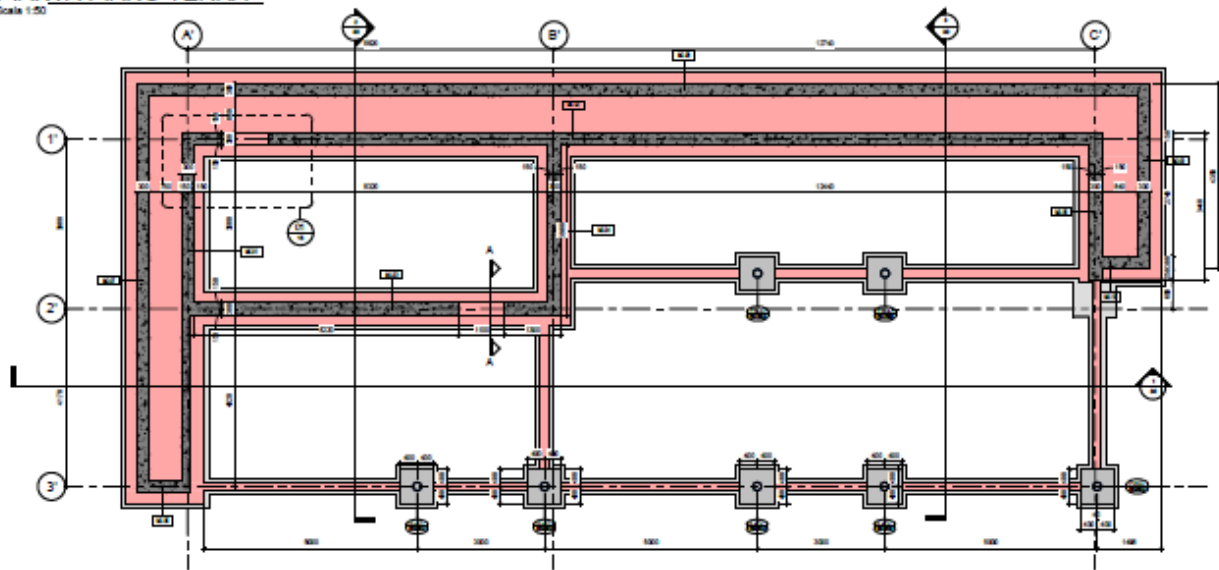


Figura 2 Pianta piano terra - Edificio 1

PIANTA COPERTURA

Scala 1:50

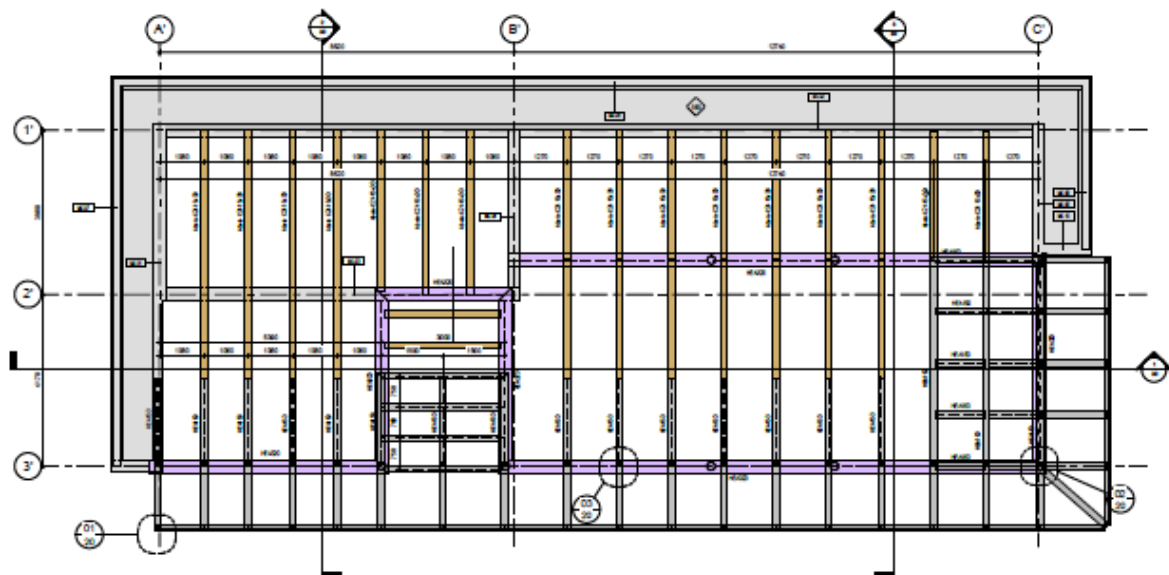


Figura 3 Pianta copertura - Edificio 1

1.3.3 Edificio 2

Si prevede la realizzazione di un ulteriore edificio nel piazzale asfaltato già presente nell'area, da ubicare a valle del muro di sostegno esistente, in posizione marginale (angolo sud-est) e da destinare principalmente a punto informazioni.



Figura 4 Fotoinserimento edificio 2

Il nuovo fabbricato adotta le medesime caratteristiche tipologiche generali del precedente, ma su una superficie complessiva di circa 50m², mentre lo sviluppo in altezza è sempre di un unico livello, con copertura piana.

Per contrastare l'estesa pavimentazione stradale dell'area di parcheggio, è prevista ancora la realizzazione di un "tetto verde", raccordato alla rampa esistente, sulla gran parte del quale troveranno tuttavia ubicazione i pannelli fotovoltaici necessari per l'integrazione del fabbisogno energetico delle nuove strutture anche da fonti rinnovabili.

La destinazione interna prevede nella sostanza la creazione di n.3 locali: il primo, dotato di ampie vetrature, da destinarsi a punto informazioni e spazio polifunzionale, quello centrale, avente vocazione di locale di servizio alla mobilità ciclo-pedonale turistica (manutenzione/assistenza biciclette, ciaspole ecc...), mentre all'estremità sud è individuata una cabina tecnica nella disponibilità dell'Ente gestore della rete elettrica (Media Tensione – Bassa Tensione).

Nelle immagini seguenti si riportano gli estratti delle tavole strutturali in cui vengono rappresentate la pianta delle fondazioni (Figura 5), la pianta del piano terra (Figura 6), in cui sono visibili la disposizione dei pilastri e dei setti, e la pianta della copertura (Figura 7), in cui si evidenzia il posizionamento delle strutture orizzontali in legno e acciaio.

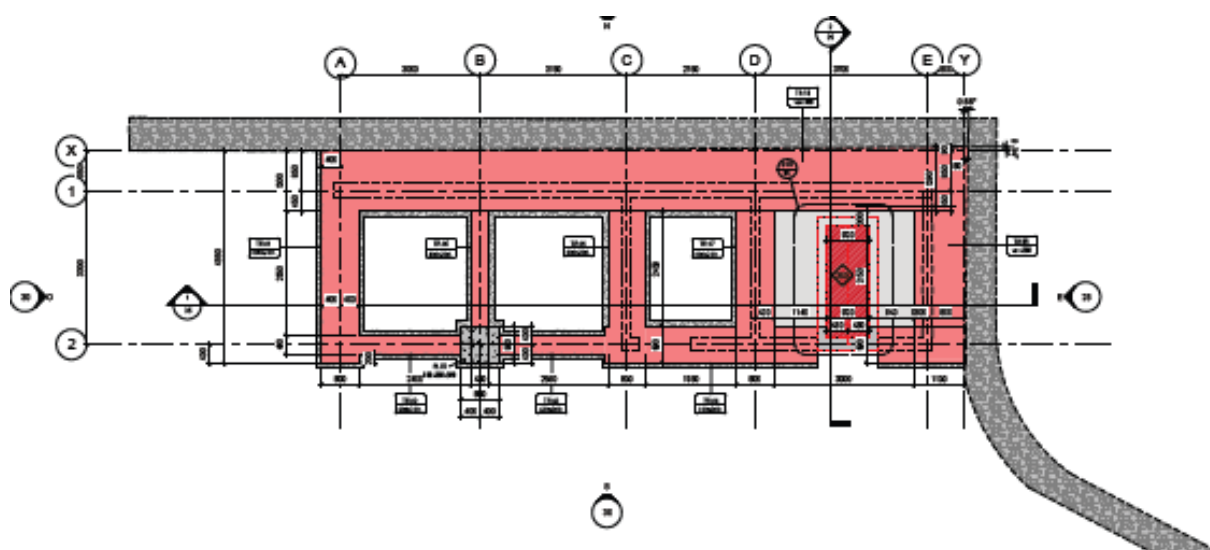


Figura 5 Pianta fondazioni - Edificio 2

PIANTA PIANO TERRA
Scale 1:50

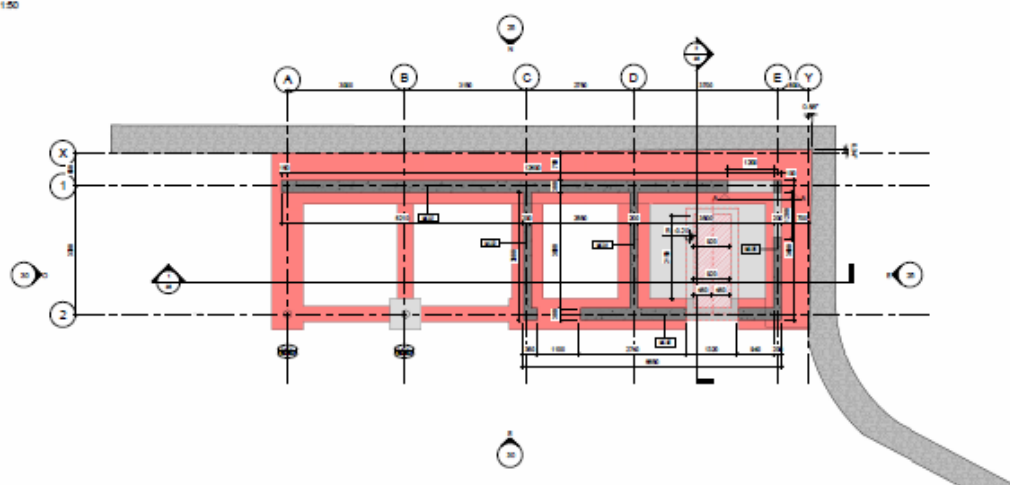


Figura 6 Pianta piano terra - Edificio 2

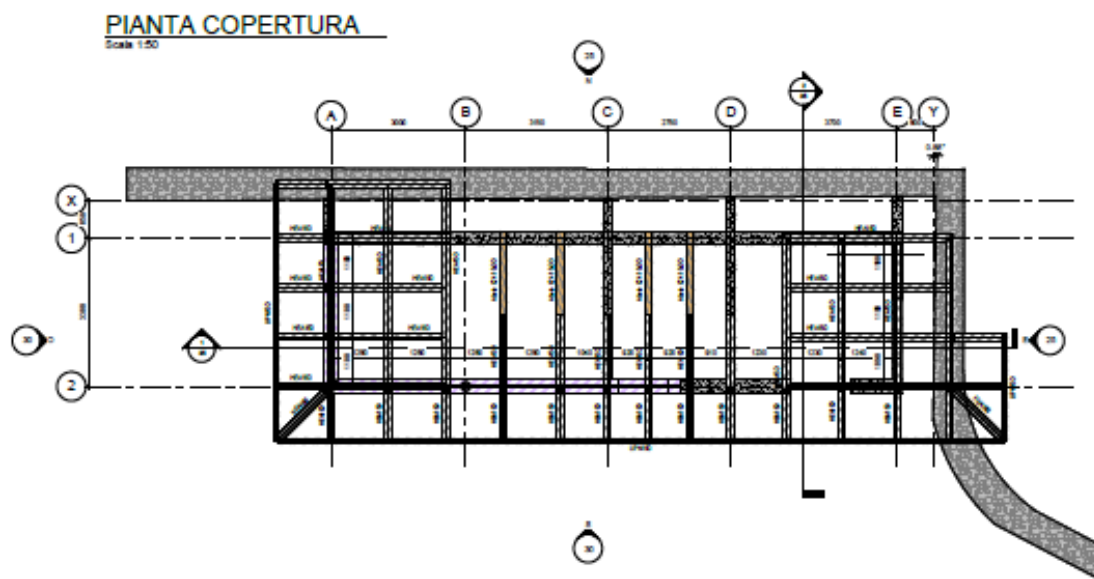


Figura 7 Pianta copertura - Edificio 2

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'intero compendio della progettazione strutturale si basa sui principi fondamentali contenuti nel D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”. Le prestazioni e i requisiti di sicurezza relativi alle strutture sono stati pertanto valutati in relazione al complesso degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della vita utile di progetto degli edifici. Per quanto attiene l'assegnazione dei carichi di progetto e le modalità di combinazione delle azioni e di conduzione delle verifiche agli stati limite ultimi e d'esercizio, si assumono come riferimento normativo principale i codici normativi riconosciuti a livello internazionale, gli EUROCODICI e le norme di calcolo nazionali contenute nel D.M. 17.01.2018.

Si riporta di seguito un elenco completo del corpo normativo cui si riferisce il progetto.

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 - *“Norme Tecniche per le costruzioni”*
- Circolare 21 gennaio 2019, n.617: *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018*
- L. 5.11.1971, n° 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.

3 MATERIALI

Si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali:

Acciaio S275J0

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	275 MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	430 MPa
Modulo elastico	$E =$	210 GPa
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	$12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho =$	7850 kg/m ³

Acciaio S355J0

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355 MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	510 MPa
Modulo elastico	$E =$	210 GPa
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	$12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho =$	7850 kg/m ³

Bulloneria classe 8.8

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} =$	649 MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} =$	800 MPa

Bulloneria classe 10.9

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} =$	900 MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} =$	1000 MPa

Calcestruzzo per strutture in genere

Classificazione secondo norma UNI-EN 206-1:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 30/37
Classe di abbassamento al cono (slump)	ì S3 /S4
Dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 20 \text{ mm (30 fond.)}$
Classe di esposizione	XC3
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	$f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$

<u>Caratteristiche meccaniche legno lamellare (conforme EN 338 per L.M. e EN 1194 per L.L.)</u>				
<u>resistenze caratteristiche</u>		GL 24h	GL 28h	
Flessione	$f_{mk} =$	24.0	28.0	MPa
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t0k} =$	16.5	19.5	MPa
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90k} =$	0.40	0.45	MPa
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c90k} =$	2.7	3.0	MPa
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c0k} =$	24.0	26.5	MPa
Taglio	$f_{vk} =$	2.7	3.2	MPa
Modulo elastico // fibre	$E_{0.05} =$	9400	10200	MPa
Modulo elastico medio // fibre	$E_{mean} =$	11600	12600	MPa
Modulo di taglio caratteristico	$G_{0.05} =$	600.0	650.0	MPa
Modulo di taglio medio	$G_{mean} =$	720	780	MPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_k =$	3.8	4.1	kN/m ³
<u>resistenze di progetto</u>		[MPa]		
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_m =$	1.45	1.45	
	$K_{MOD} =$	0.8	0.8	
Flessione	$f_{md} =$	13.24	15.45	MPa
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t0d} =$	9.10	10.76	MPa
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90d} =$	0.22	0.25	MPa
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c90d} =$	1.49	1.66	MPa
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c0d} =$	13.24	14.62	MPa
Taglio	$f_{vd} =$	1.49	1.77	MPa

4 CARICHI ELEMENTARI

4.1 Carico del vento

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno.

Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

1395 [m]

Distanza dalla costa

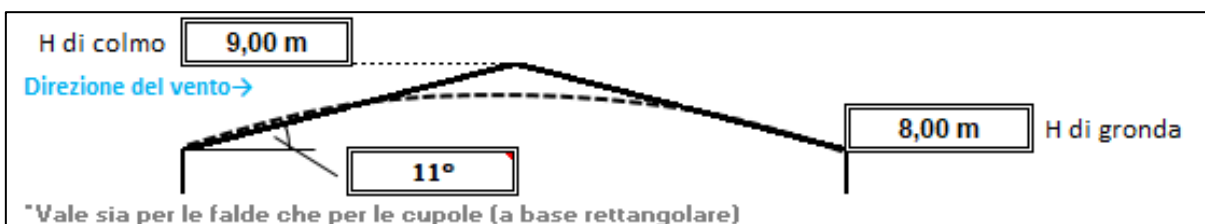
200 [km]

T_R (Tempo di ritorno):

50 [anni]

Categoria di esposizione

IV



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
1	25	1000	0,4	1,158

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 28,95 m/s

$$v_r = v_b * c_r$$

c_r coefficiente di ritorno 1,00
 v_r (velocità di riferimento) 28,97 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 $q_r = 1/2 * \rho * v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)
Pressione cinetica di riferimento q_r 524,58 [N/m²]

CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

C_d 1,00

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Zo na	$V_{b,0}$	a_0	k_s	a_s	TR	V_b	C_r	V_r
1	25 m/s	100 0 m	0.4 0	136 0 m	50 ann i	28. 60 m/s	1.0 00	28. 60 m/s

Pressione cinetica di riferimento, $q_r = \rho V_r^2 / 2 = 51$ daN/mq

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

Esposizione: Cat. IV - Entroterra oltre 750 m di altitudine

Da cui i parametri della tabella 3.3.II delle NTC

K_r	z_0	z_{min}
0.22	0.30 m	8 m

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

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

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

Cp: coefficiente di pressione;

Cd: coefficiente dinamico;

Ct: coefficiente di topografia;

Ce: coefficiente di esposizione (funzione di z, z0 e Ct);

z: altezza sul suolo.

Cp	Cd	Ct	Ce	z
1.00	1.00	1.00	1.63	4.00 m

Pressione del vento

$$p = q_r C_e C_p C_d = 84 \text{ daN/mq}$$

Il coefficiente cp, qui posto pari a 1, varia in funzione della zona di applicazione del carico vento e viene determinato sulla base delle indicazioni all'interno della CNR DT-207

4.2 Carico della neve

<u>AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18</u>	
1.DEFINIZIONE DEI DATI	
Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m	
1.1 a_s (altitudine sul livello del mare):	1397 [m]
1.2 zona:	Zona I - Alpina
<u>Zona I - Alpina</u> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

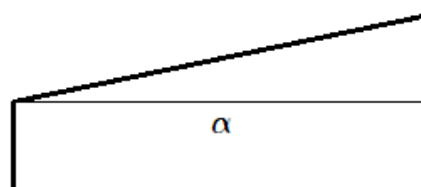
4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	11 [deg]
--------------------	----------

5,21 kN/mq

μ_1

μ_1	0,80
---------	------



4.3 Azione sismica

Sono stati considerati gli effetti prodotti dalle azioni sismiche utilizzando il file “Spettri” messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo della pericolosità sismica del sito in esame.

Relativamente alla scelta dei parametri vita nominale V_N (NTC 2018 punto 2.4.1.), intesa come “il numero di anni per i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è usata per lo scopo per il quale è destinata” e la classe d’uso C_u , parametro connesso alle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la vita nominale della struttura in esame è stata assunta pari a $V_N \geq 50$ anni, e la classe d’uso pari alla classe III, “costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi”.

Si riportano in seguito gli spettri elastici su roccia affiorante utilizzati per la successiva definizione degli spettri di progetto che saranno evidenziati nelle specifiche sezioni inerenti le verifiche sismiche.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

11.36952

LATITUDINE

46.13001

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Trentino-Alto Adige

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

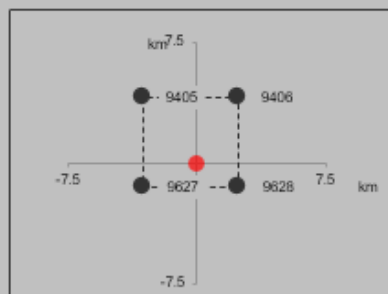
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- ☐ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 100 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 100 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
SLD - $P_{VR} = 63\%$	101

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

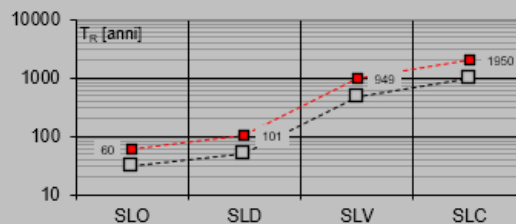
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** [info](#)

$S_s = 1.200$

$C_C = 1.344$ [info](#)

Categoria topografica **T2** [info](#)

$h/H = 1.000$

$S_T = 1.200$ [info](#)

(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) **5**

$\eta = 1.000$ [info](#)

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o **1**

Regol. in altezza **no** [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q **1**

$\eta = 1.000$ [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [||](#)

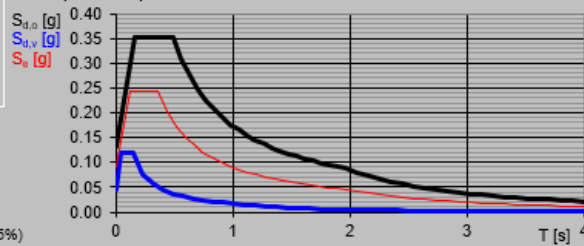
Parametri e punti spettri di risposta [||](#)

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



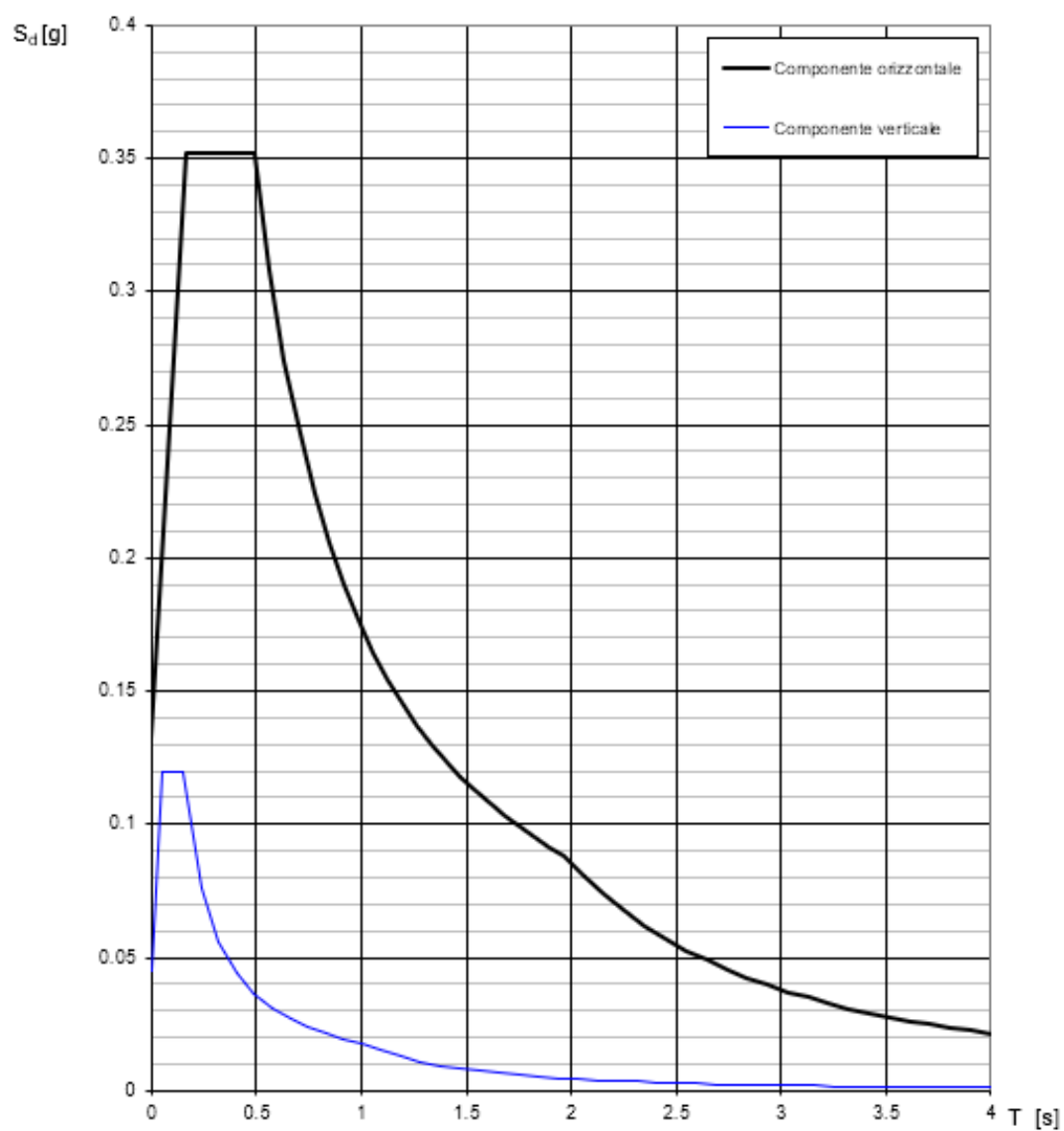
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.091 g
F_o	2.678
T_c	0.367 s
S_s	1.200
C_c	1.344
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.440
η	1.000
T_B	0.164 s
T_C	0.493 s
T_D	1.965 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.132
$T_B \leftarrow$	0.164	0.352
$T_C \leftarrow$	0.493	0.352
	0.563	0.308
	0.633	0.274
	0.704	0.247
	0.774	0.224
	0.844	0.206
	0.914	0.190
	0.984	0.177
	1.054	0.165
	1.124	0.155
	1.194	0.145
	1.264	0.137
	1.334	0.130
	1.405	0.124
	1.475	0.118
	1.545	0.112
	1.615	0.108
	1.685	0.103
	1.755	0.099
	1.825	0.095
	1.895	0.092
$T_D \leftarrow$	1.965	0.088
	2.062	0.080
	2.159	0.073
	2.256	0.067
	2.353	0.062
	2.450	0.057
	2.547	0.053
	2.644	0.049
	2.740	0.045
	2.837	0.042
	2.934	0.040
	3.031	0.037
	3.128	0.035
	3.225	0.033
	3.322	0.031
	3.419	0.029
	3.516	0.028
	3.612	0.026
	3.709	0.025
	3.806	0.024
	3.903	0.022
	4.000	0.021

4.4 Carichi Variabili

Dal momento che per entrambi gli edifici, in linea generale, l' impalcato controterra sarà realizzato tramite ausilio di getto su vespaio areato, i carichi a questo livello verranno direttamente trasmessi al terreno data l'assenza di un platea di fondazione.

Tale situazione non è valida nel locale tecnico dell'edificio 2, dove si sceglie di adoperare un carico variabile pari a 5kN/m^2 .

In alternativa, sulla copertura, oltre al carico neve e vento, si prevede la presenza di un carico per sola manutenzione.

Come da normativa, si considerano 0.5 kN/m^2

4.5 Carichi permanenti delle strutture

Si analizzano i carichi elementari (permanentemente portati) per le varie situazioni presenti. Nell'analisi dei carichi di seguito non viene specificato il peso proprio strutturale in quanto determinato tramite densità dei materiali adottati nella realizzazione del modello di calcolo:

- 1) Calcestruzzo: 25 kN/m³
- 2) Acciaio: 75 kN/m³
- 3) Legno: 4,2 kN/m³

4.5.1 Copertura

Data la presenza di una finitura in tetto verde e considerati gli elementi che costituiscono la stratigrafia della copertura, il carico permanente portato è pari a 3,0 kN/m² (edificio 2) ovvero 5,00 kN/m² per l'edificio 1, ove è prevista la posa di 30-35 cm di terra vegetale.

Si dovrà evitare di sovraccaricare il tetto dell'edificio 2 con terra o altri elementi pesanti, ricorrendo a materiali leggeri appositamente pensati per queste situazioni e compatibili con i carichi di progetto.

Anche lo spessore del terreno vegetale sulla copertura dell'edificio 1 dovrà rispettare i limiti qui previsti.

5 CLASSIFICAZIONE 1090 PER LE STRUTTURE METALLICHE

La classe di esecuzione per le strutture in acciaio viene determinata secondo la norma EN 1090, in funzione della classe di conseguenza, della categoria di servizio e della categoria di fabbricazione.

Nella UNI EN 1990:2006 Appendice B, si definiscono le seguenti Classi di Conseguenze.

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e opere di Ingegneria civile
CC3 = ALTA	Gravi conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali molto rilevanti	Gradinate, edifici accessibili al pubblico dove le conseguenze di danno sono alte (sala concerti)
CC2 = NORMALE	Considerevoli conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali considerevoli	Edifici residenziali e ad uso ufficio dove le conseguenze di danno sono medie (edifici per uffici)
CC1 = BASSA	Irrilevanti conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali irrilevanti	Edifici agricoli dove normalmente le persone non entrano (edifici di magazzino, serra,...)

Secondo la UNI EN 1090-2:2011 si definiscono le seguenti classi di servizio.

Nel caso in oggetto la struttura è stata calcolata assumendo un fattore di struttura che ricade nella categoria di servizio SC1.

Categorie	Criteri
SCI	- Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi statiche (ad esempio edifici) - Strutture e componenti progettati per azioni sismiche nelle regioni a bassa attività sismica e in DCL - Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru e carroponti (classe So) **
SC2	- Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993. Si tratta ad esempio di strade, ferrovie e carriponte (quindi classi da S1 a S9)**; strutture soggette a vibrazioni indotte dal vento, folla o macchinari in rotazione) - Strutture e componenti progettati per azioni sismiche nelle regioni a media o alta attività sismica e in DCM* & DCH*
* DCL; DCM, DCH: classi di duttilità secondo la EIM 1988-1	
** per la classificazione di fatica delle gru. Vedi norme EN 1991-3 e 13001-1	

Per quanto riguarda la categoria di fabbricazione il progetto ricade nella PC1.

Categorie	Criteri
PCI	- Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio - Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore alla S355
PC2	- Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio superiore alla S355 e oltre - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che sono saldati in sito - Componenti forgiati a caldo o soggetti a trattamento termico in fabbricazione - Componenti di travature reticolari richiedenti tagli finali dei profilati

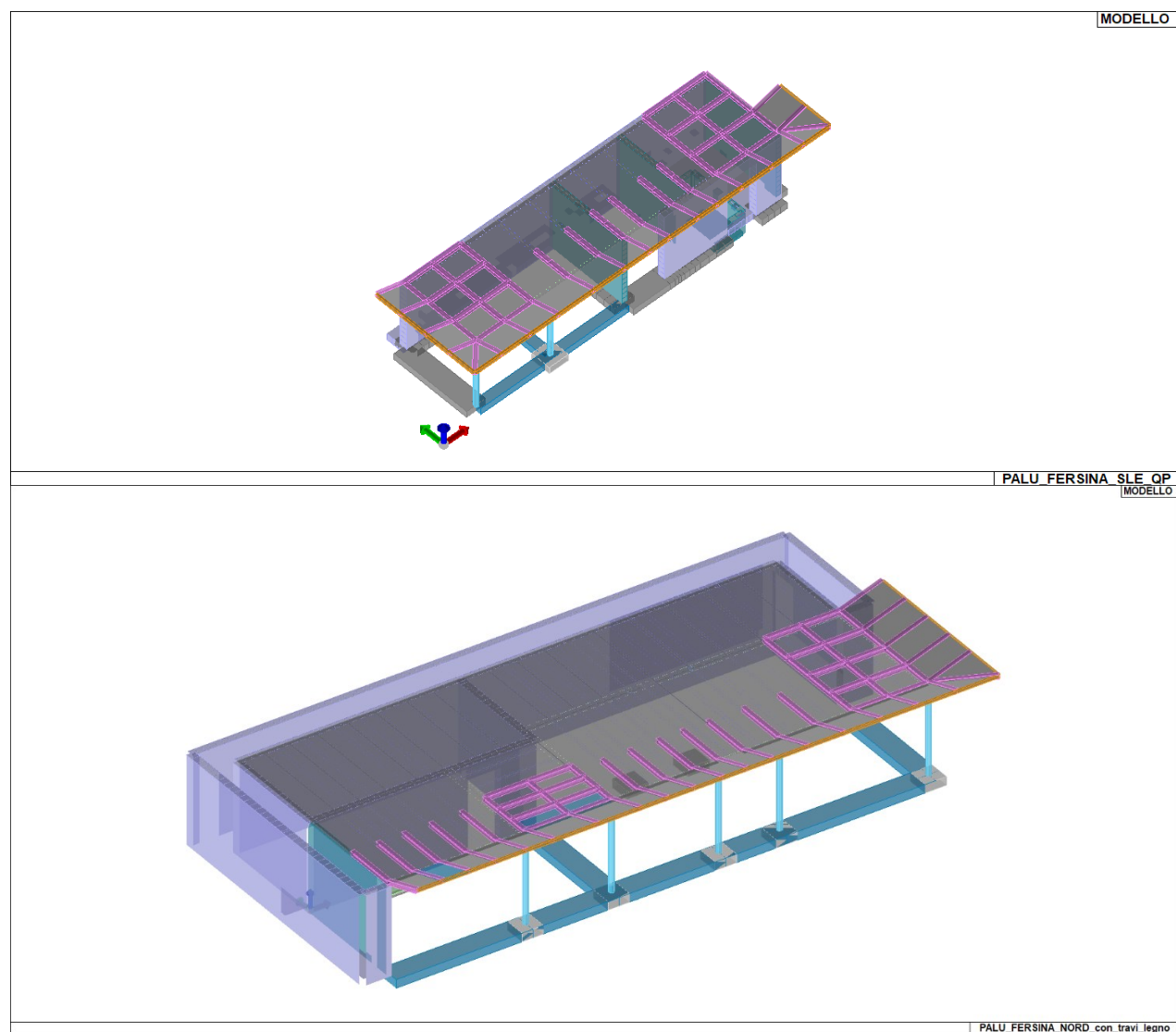
La classe di esecuzione adottata sarà quindi la **EXC2**.

Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 (*)	EXC3 (*)
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 (*)	EXC4
(*) EXC4 per strutture speciali o strutture con conseguenze particolarmente gravi a seguito di un cedimento strutturale, secondo quanto richiesto da prescrizioni nazionali							

6 MODELLAZIONE NUMERICA

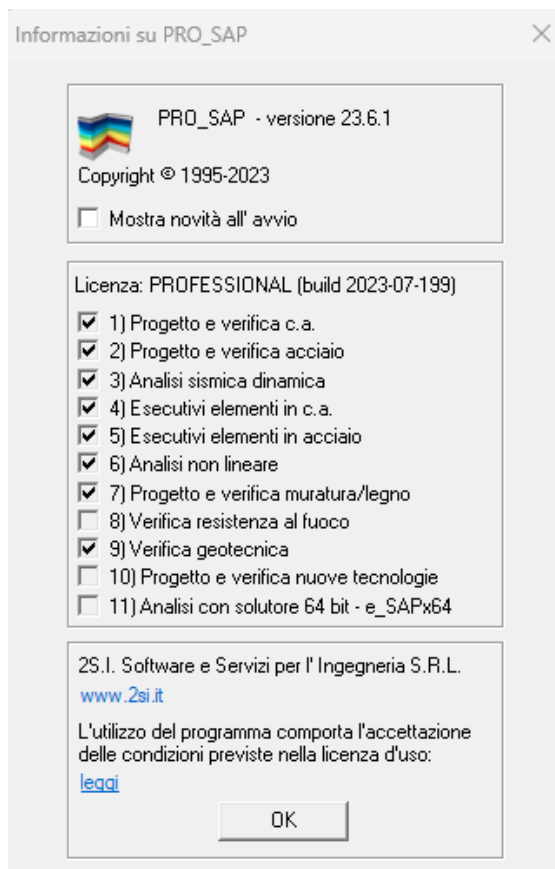
Ai fini del dimensionamento e delle verifiche delle strutture sia dal punto di vista statico che sismico, si è proceduto alla realizzazione, per ognuno degli edifici, di un modello di calcolo globale con codice basato su FEM. In tale contesto, si è optato per un'analisi dinamica lineare tramite adozione di spettro di risposta con fattore di comportamento $q=1.00$ assumendo il comportamento della struttura di tipo non dissipativo data la sua iperstaticità tra piano seminterrato e piano terra e data la presenza di elementi in acciaio tra piano terra e copertura.

Per questo motivo, nei prossimi paragrafi si illustreranno dapprima le caratteristiche relative al software di calcolo adottato, poi quelle relative ai modelli globali, i relativi risultati, dimensionamenti e verifiche e successivamente le verifiche relative agli elementi metallici di piano terra e copertura.



6.1 SOFTWARE DI CALCOLO

La modellazione è stata eseguito tramite codice di calcolo FEM PROSAP della 2si.



Si riportano di seguito gli estremi della licenza e le caratteristiche del software.

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2023-07-199)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi6563

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

Affidabilità dei codici utilizzati

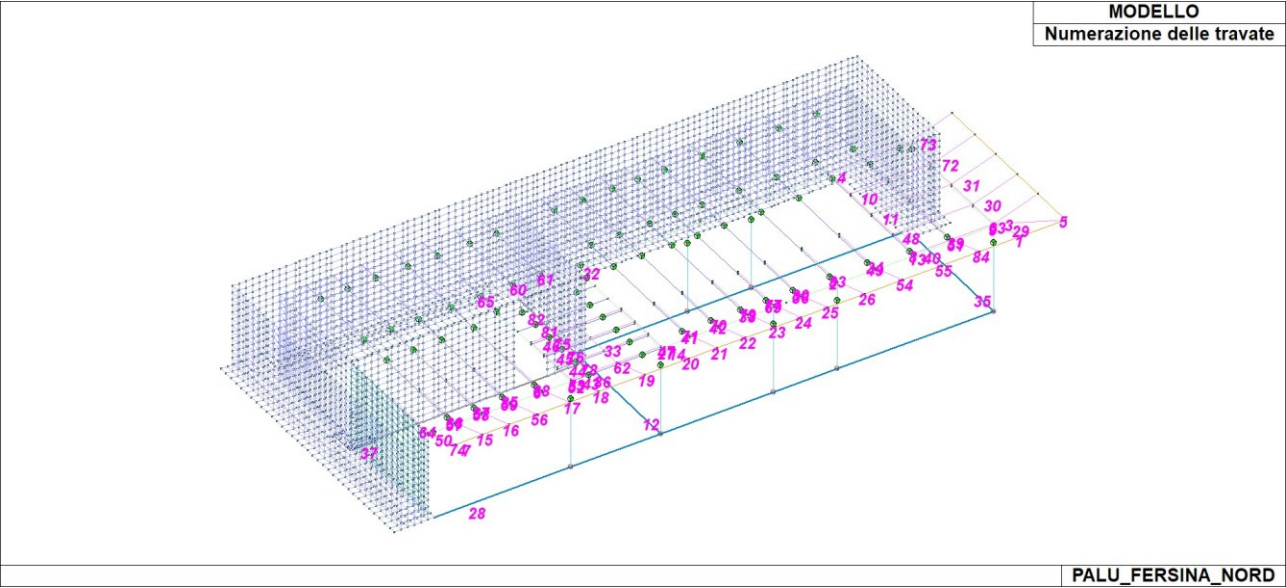
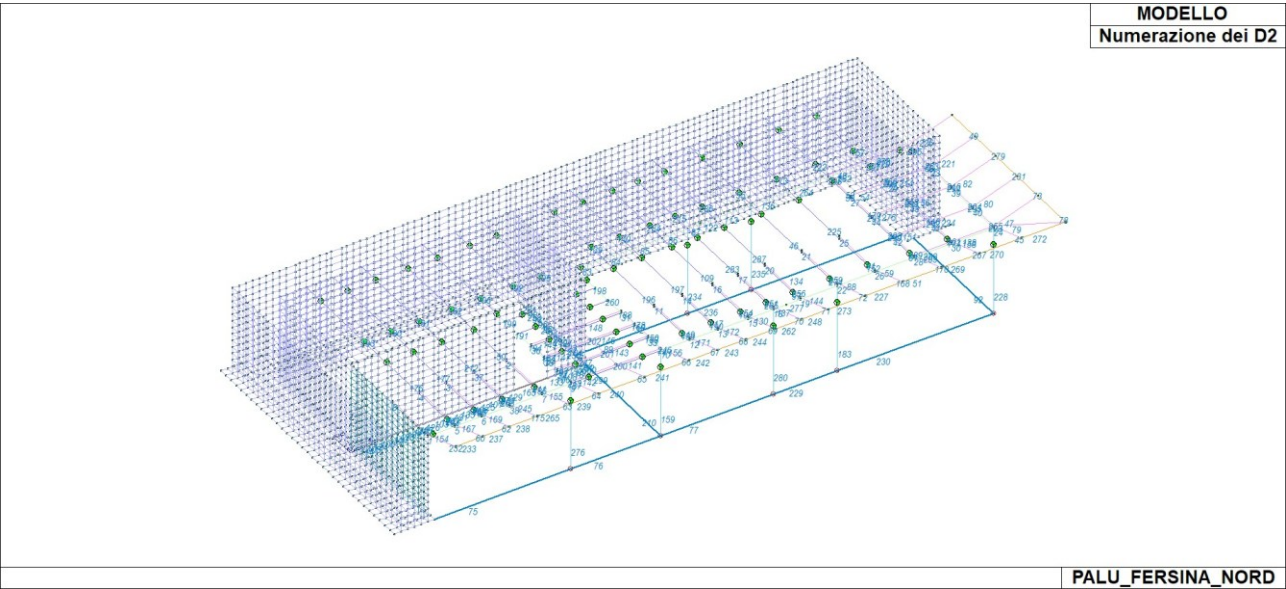
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: https://www.2si.it/it/prodotti/affidabilita/

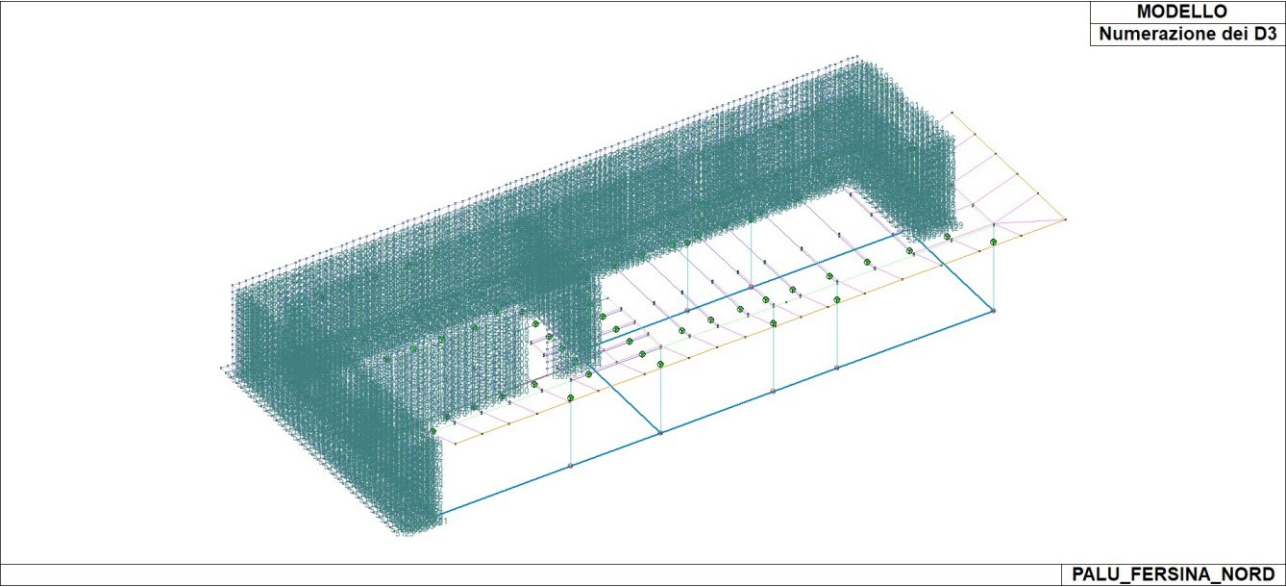
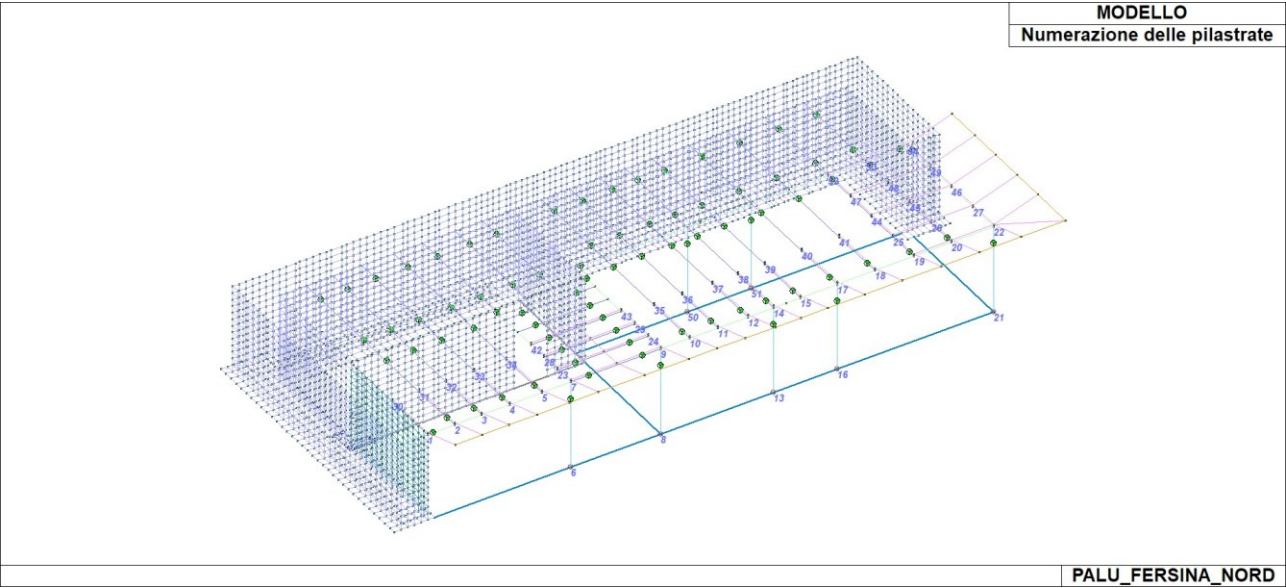
6.2 MOTIVAZIONI DELLA SCELTA DEL CODICE

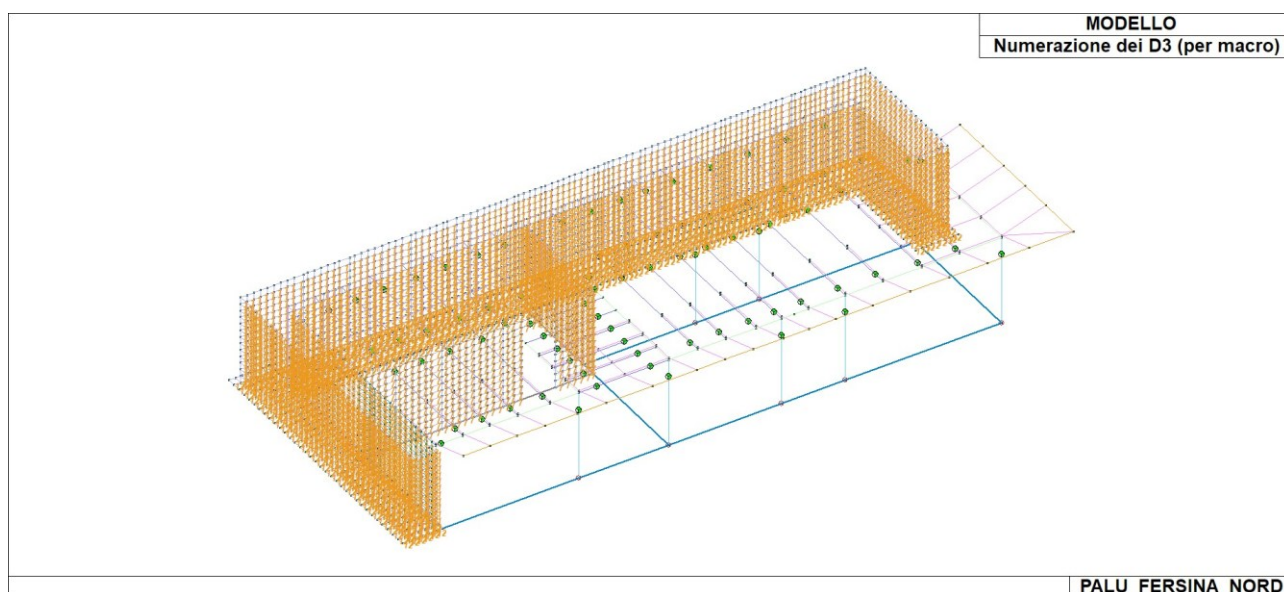
PRO-SAP permette un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura in campo elastico lineare. Il software è inoltre munito di moduli di calcolo e verifica aggiuntivi (Modulo geotecnico e Modulo cemento armato), che permettono di selezionare gli elementi di interesse e le sollecitazioni ricavate dall'analisi al fine di consentire un agevole sviluppo delle verifiche.

7 MODELLAZIONE, PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO 1

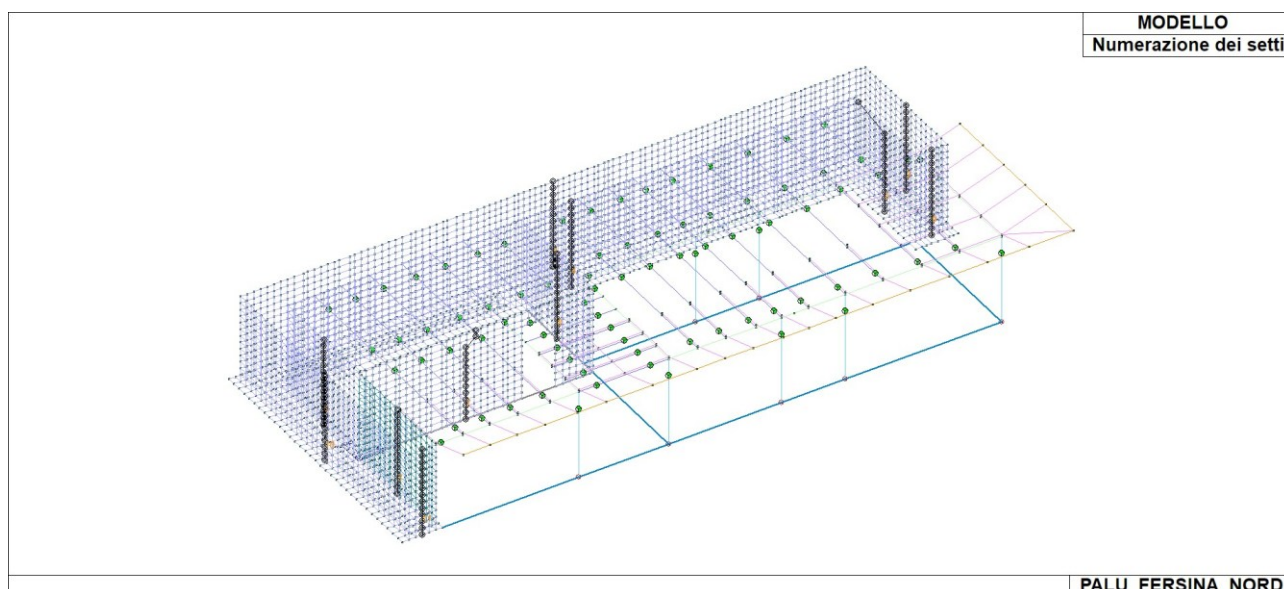
7.1 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI







PALU_FERSINA_NORD



PALU_FERSINA_NORD

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

TABELLA_SEZIONI											
Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Trave fond tipo 1 - Rettangolare: b=80 h=30	2400.00	2000.00	2000.00	5.499e+05	1.280e+06	1.800e+05	3.200e+04	1.200e+04	4.800e+04	1.800e+04
2	Trave fond tipo 2 - Rettangolare: b=80 h=30	2400.00	2000.00	2000.00	5.499e+05	1.280e+06	1.800e+05	3.200e+04	1.200e+04	4.800e+04	1.800e+04
4	HEA 320	124.40	0.0	0.0	108.00	6985.00	2.293e+04	465.70	1479.30	709.70	1628.10
5	TUBO 193.7x5.6	33.09	0.0	0.0	2929.74	1464.87	1464.87	151.25	151.25	198.20	198.20
6	Trave di copertura - Rettangolare: b=16 h=30	480.00	400.00	400.00	2.720e+04	1.024e+04	3.600e+04	1280.00	2400.00	1920.00	3600.00

TABELLA_SEZIONI

Id		Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
7		HEA 160	38.80	0.0	0.0	12.20	616.00	1673.00	76.90	220.10	117.60	245.10
10		UNP 120	17.00	0.0	0.0	4.15	43.10	364.00	11.10	60.70	21.20	72.60
11		LINK_rigido - Circolare: r=1	3.14	2.65	2.65	1.57	0.79	0.79	0.79	0.79	1.33	1.33

Legenda

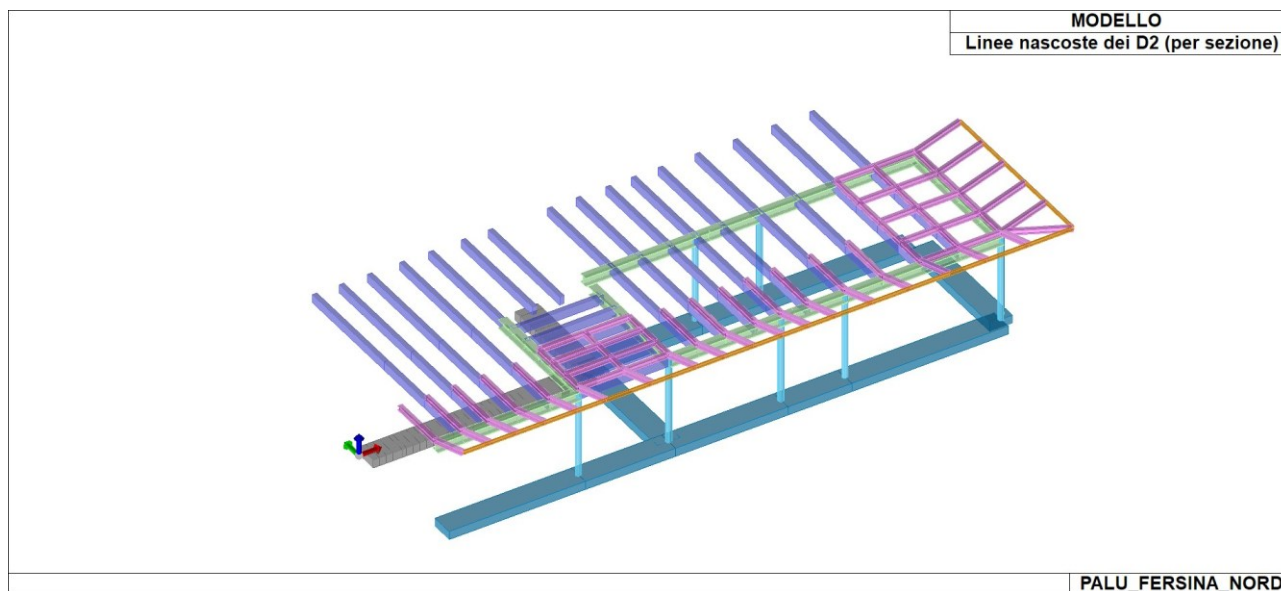
Tipo SEZ	Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
Area	Area della sezione
A V2	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
A V3	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
Jt	Momento di inerzia torsionale della sezione
J 2-2	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse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

TABELLA_SPESSORI

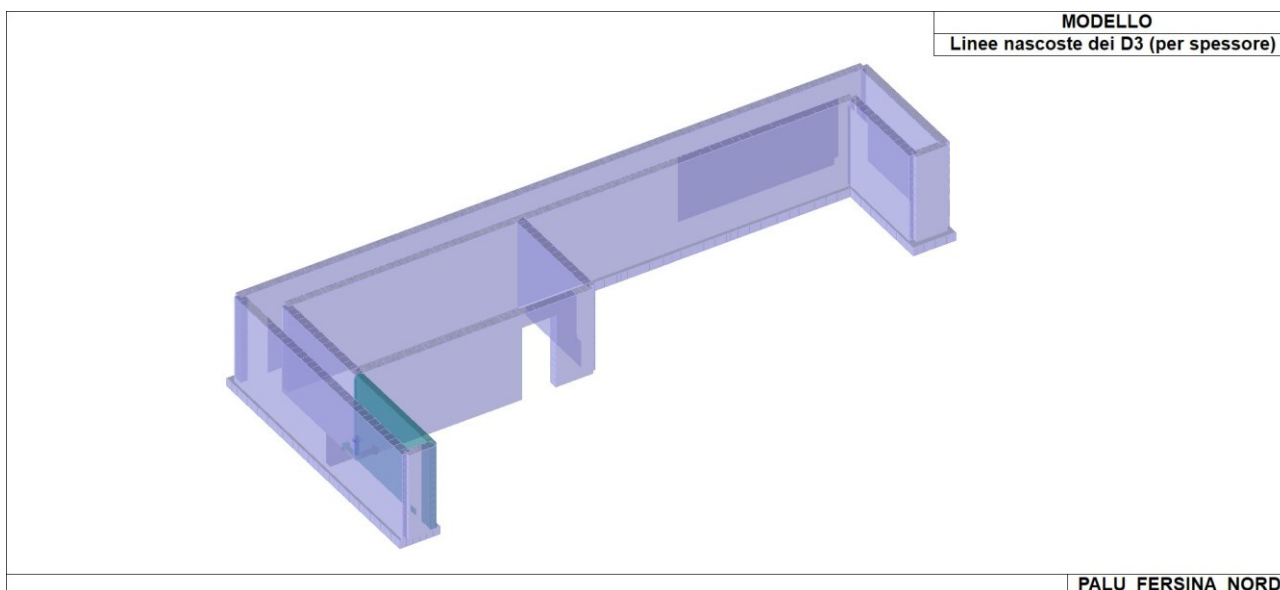
Id		Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	-	cm	cm	cm
1		-	20.00	-
2		30.00	30.00	-

Legenda

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



PALU_FERSINA_NORD



7.2 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

7.2.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

[1]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
1	< MATERIALE NUOVO >		
	Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0	daN/cm2
	Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0	daN/cm2
	Resistenza fctm	25.6	daN/cm2
	Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
	Tipo acciaio	tipo C	
	Coefficiente gamma c	1.50	
	Coefficiente gamma s	1.15	
	Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00	
	Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00	
	Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00	

[1]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
1	< MATERIALE NUOVO >		
	Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0	daN/cm2
	Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0	daN/cm2
	Resistenza fctm	25.6	daN/cm2
	Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
	Tipo acciaio	tipo C	
	Coefficiente gamma c	1.50	
	Coefficiente gamma s	1.15	

[1]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30			
Id	-	-	u.m.
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00

[12]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			
Id	-	-	u.m.
12		< MATERIALE NUOVO >	
		Tensione ft	4300.0 daN/cm2
		Tensione fy	2750.0 daN/cm2
		Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.05
		Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.05
		Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.25

[120]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

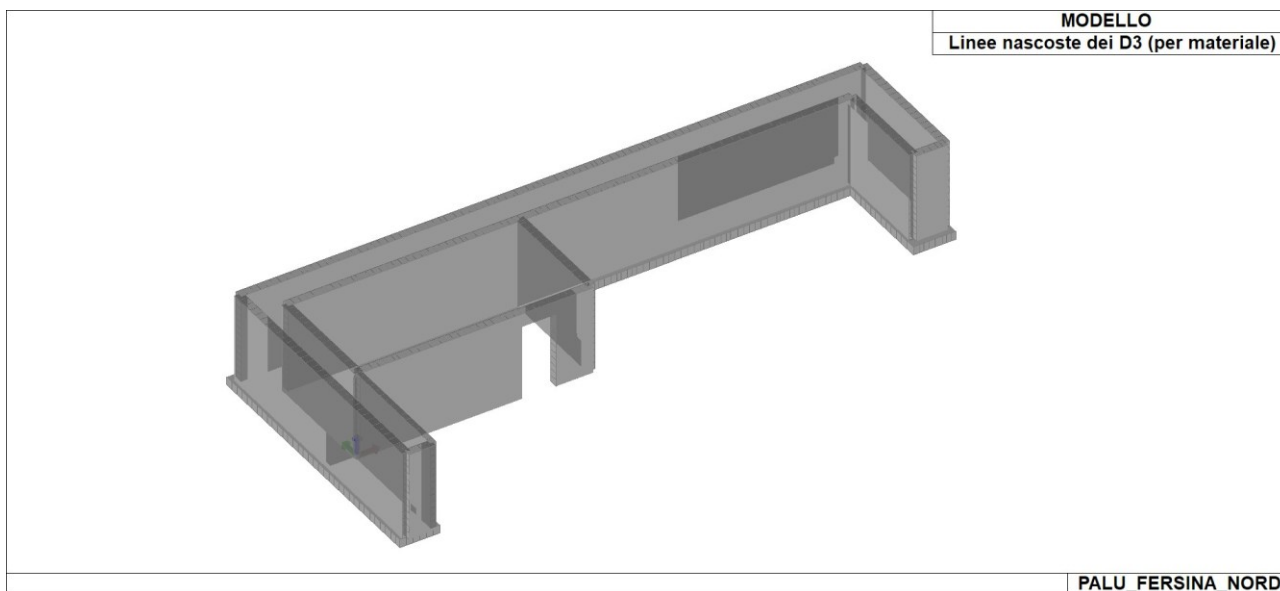
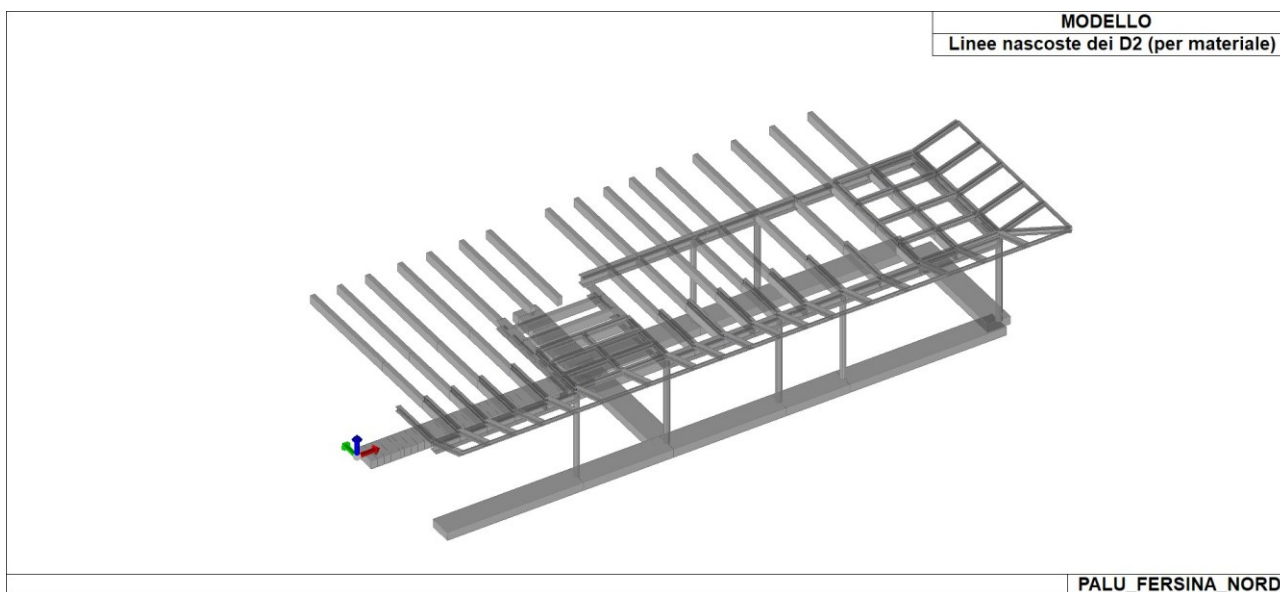
Legno massiccio C24-legno E = 1.100e+05			
Id	-	-	u.m.
120		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza fc0 (v. caratt.)	210.0 daN/cm2
		Resistenza ft0 (v. caratt.)	145.0 daN/cm2
		Resistenza fm (v. caratt.)	240.0 daN/cm2
		Resistenza fv (v. caratt.)	40.0 daN/cm2
		Coefficiente gammaM (CMB non sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM (CMB sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB non sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB sismiche)	1.95

[129]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Legno lamellare omogeneo GL24h-legno E = 1.150e+05			
Id	-	-	u.m.
129		< MATERIALE NUOVO >	
		Resistenza fc0 (v. caratt.)	240.0 daN/cm2
		Resistenza ft0 (v. caratt.)	192.0 daN/cm2
		Resistenza fm (v. caratt.)	240.0 daN/cm2
		Resistenza fv (v. caratt.)	35.0 daN/cm2
		Coefficiente gammaM (CMB non sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM (CMB sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB non sismiche)	1.50
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB sismiche)	1.95

[157]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Materiale inf. rigido no peso E = 1.000e+07-materiale E = 1.000e+07			
Id	-	-	u.m.
157		< MATERIALE NUOVO >	



7.3 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relative ai solai presenti nella struttura in oggetto:

TABELLA_CARICHI_SOLAI												
ID Arch.		Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	-	daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2	-	-	-	-	-	-	-
1		Variab.	4.07e-03	7.03e-02	5.00e-03		1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
2		Neve			5.90e-02		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
		Variab.						0.0	0.0	0.0		

Legenda

- Tipo
SOL Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile
G1 Carichi permanenti
G2 Carichi permanenti non strutturali
Q Carichi variabili e neve
Fatt. A Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali)
s sis. Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)-
Psi 0 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
Psi 1 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
Psi 2 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
Psi S 2 Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Q_i -(OPCM 3274)-
Fatt. Fi Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

1 - Solaio in legno. $Q_{sol} = 793.2$

Descrizione:

Travi in legno: $B \times H = 16.0 \times 30.0$, $i = 130.0$ cm, peso proprio = 20.2 kg/m

Spessore del tavolato in legno: $t_w = 6.0$ cm

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- travi 16×30 , $i = 130.0$ cm	15.5
- tavolato in legno	25.2
Totale carichi G1	40.7

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- terreno per giardino con arbusti (30 cm)	480. 0
- drenaggio saturo (15 cm)	97.5
- telo antiradice + impermeabilizzazione	5.0
- ripartizione tramezzature	120. 0
Totale carichi G2	702. 5

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico variabile Q	50.0
--------------------------	------

Categoria carichi variabili: H / I / K - Coperture.

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

2 - Copertura a falda in c.a. a travetti tralicciati

Descrizione:

Solaio a struttura mista in laterocemento realizzato con travetti di calcestruzzo armato gettati entro fondelli di laterizio con traliccio metallico.

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- solaio c.a. s=20 rasato i=50 cm	194. 0
Totale carichi G1	194. 0

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- copertura in coppi	75.0
- intonaco (s=1.5 cm)	30.0
- coibentazione	15.0
Totale carichi G2	120. 0

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico neve Q _{neve}	589. 6
-------------------------------------	-----------

Per il solaio si adottano i seguenti carichi in daN/mq:

Permanente	Permanente	Variabile Q	Neve
------------	------------	-------------	------

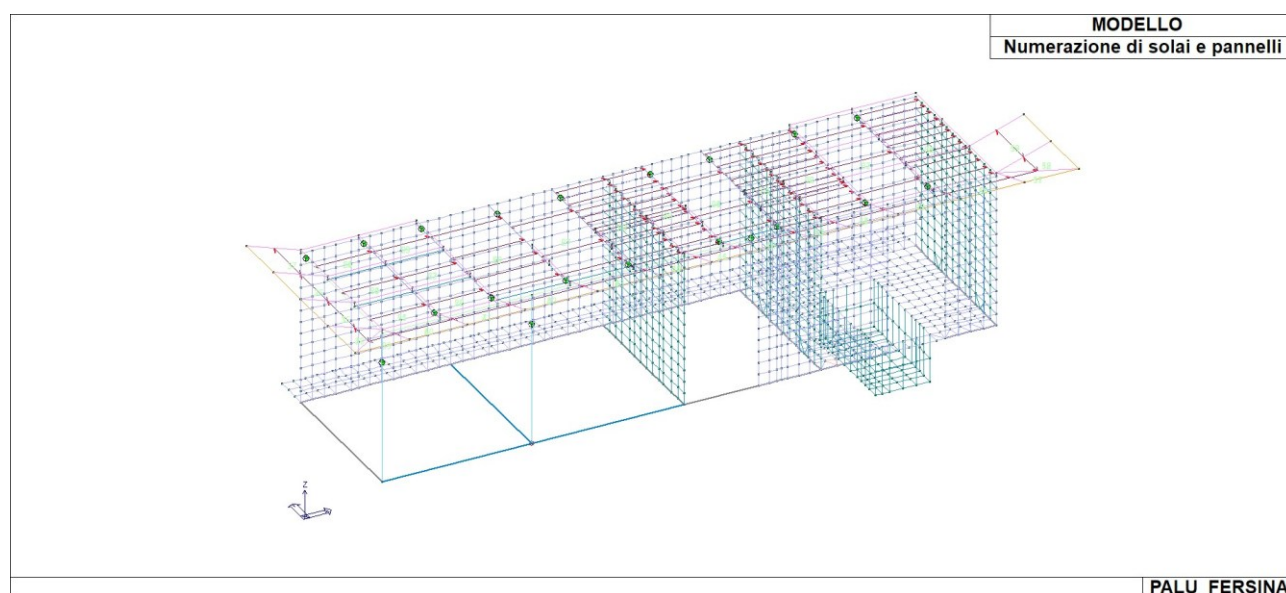
G1	G2		
0.0	0.0	0.0	589.6

Categoria carichi variabili: H / I / K - Coperture.

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

Categoria carichi: Neve (alt. s.l.m. ≤ 1000 m).

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.00$



7.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

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

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

12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni
----	----	---

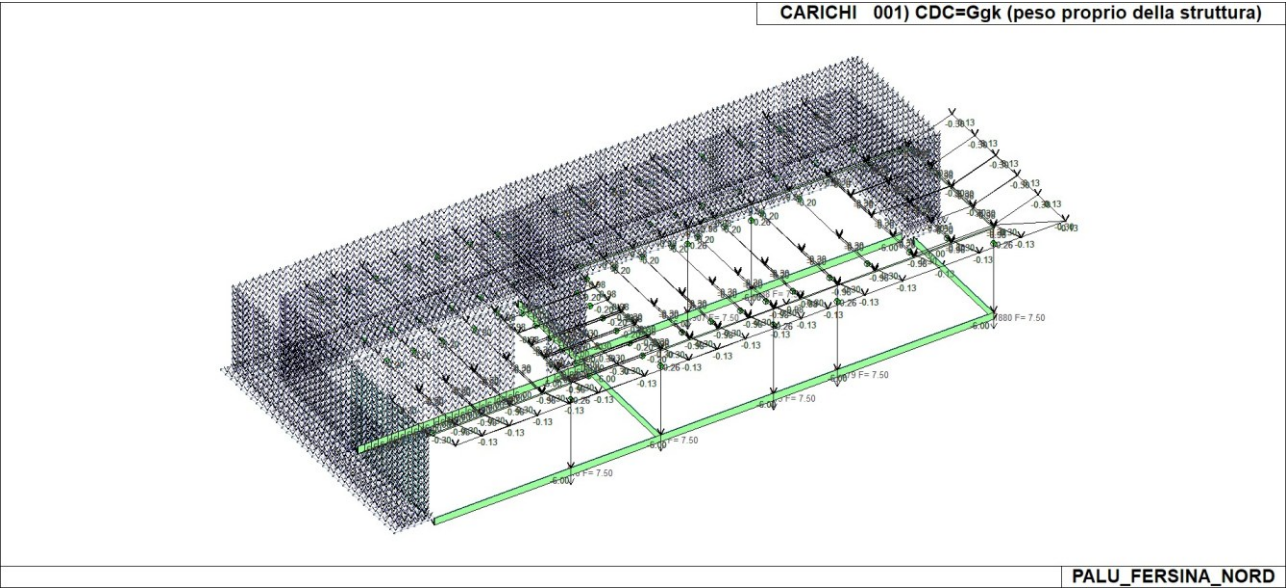
I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO

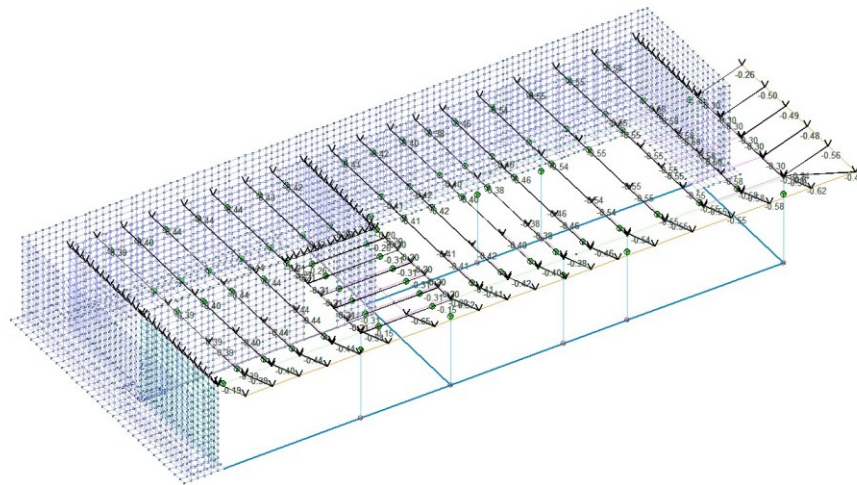
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	

Legenda

Tipo CDC Indica il tipo di caso di carico

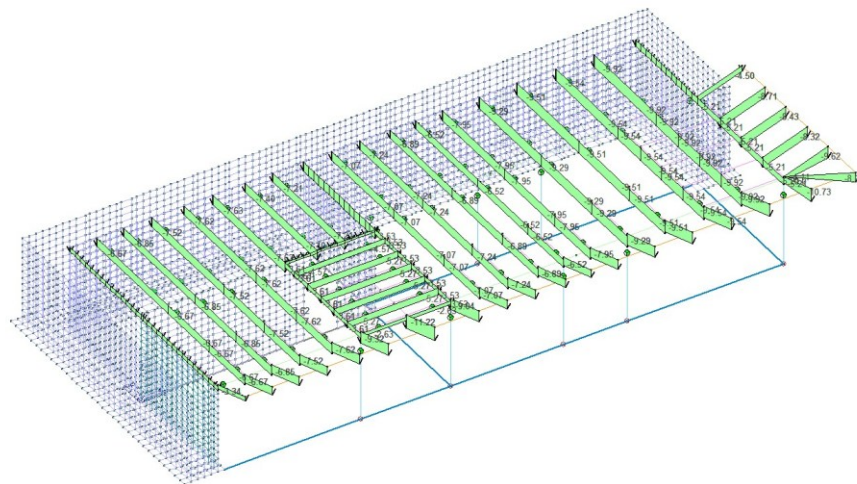


CARICHI 002) CDC=G1sk (permanente solai-coperture)



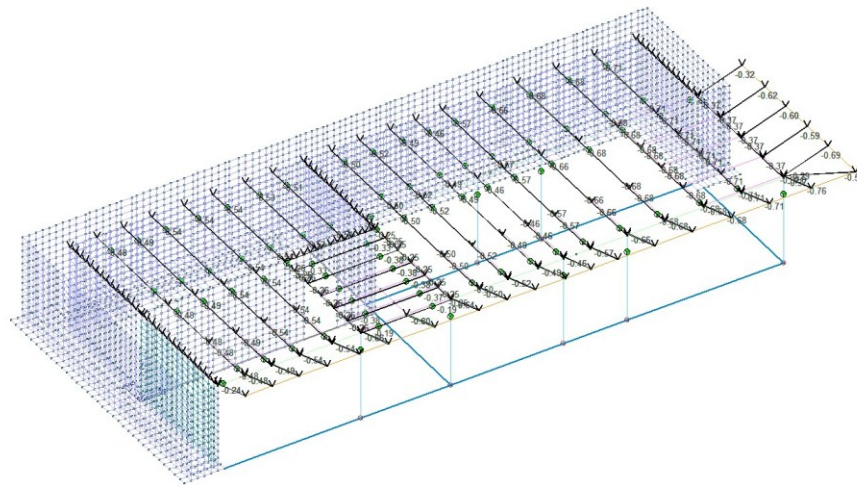
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 003) CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)



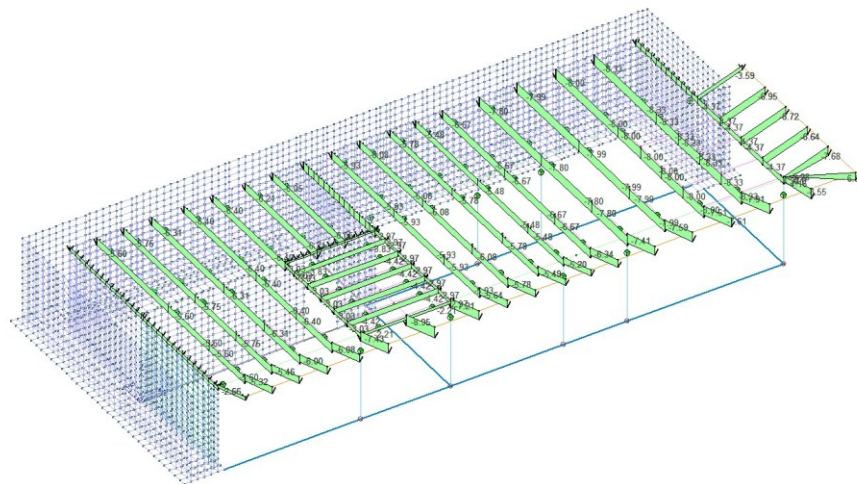
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 004) CDC=Qsk (variabile solai)



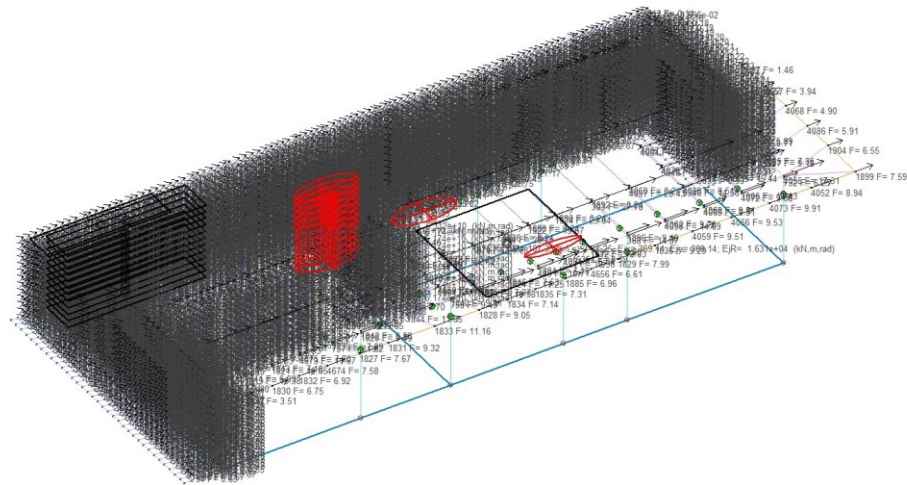
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 005) CDC=Qnk (carico da neve)



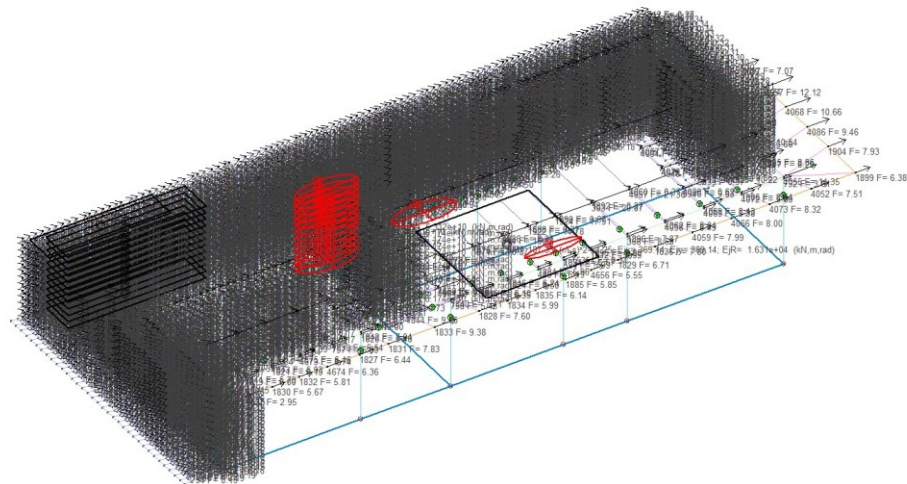
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 006) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)



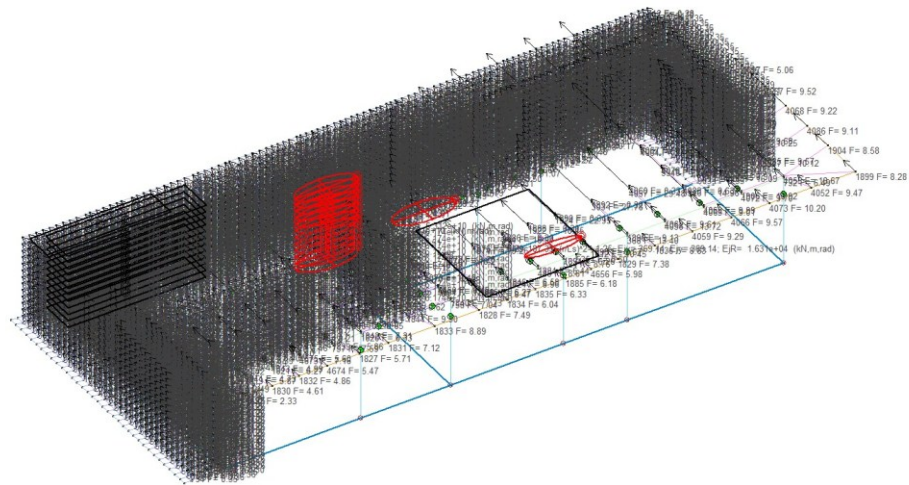
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 007) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)



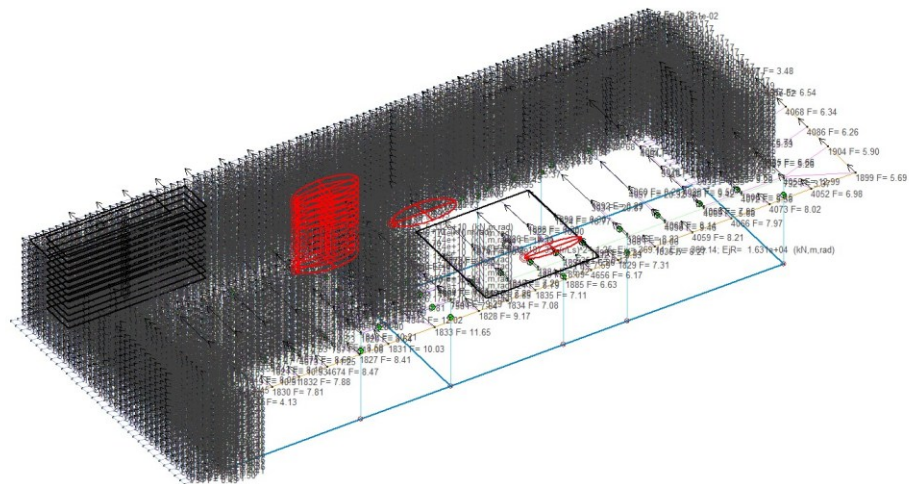
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 008) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)



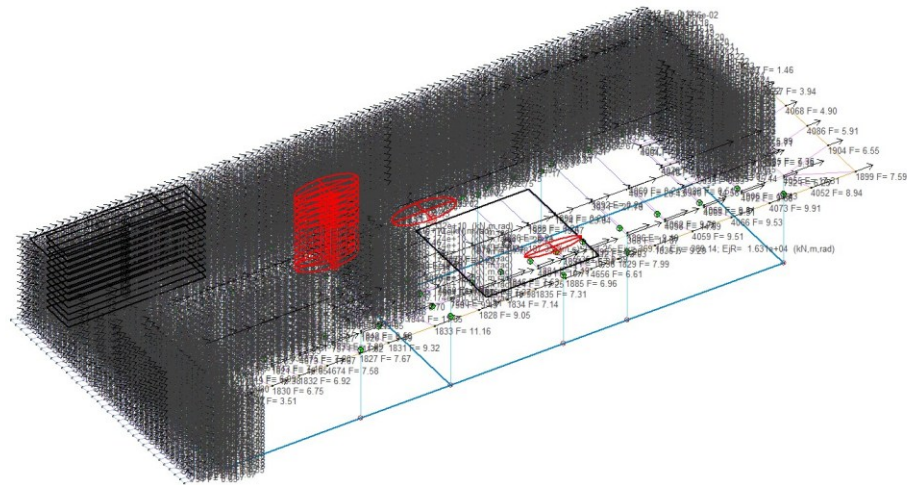
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 009) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)



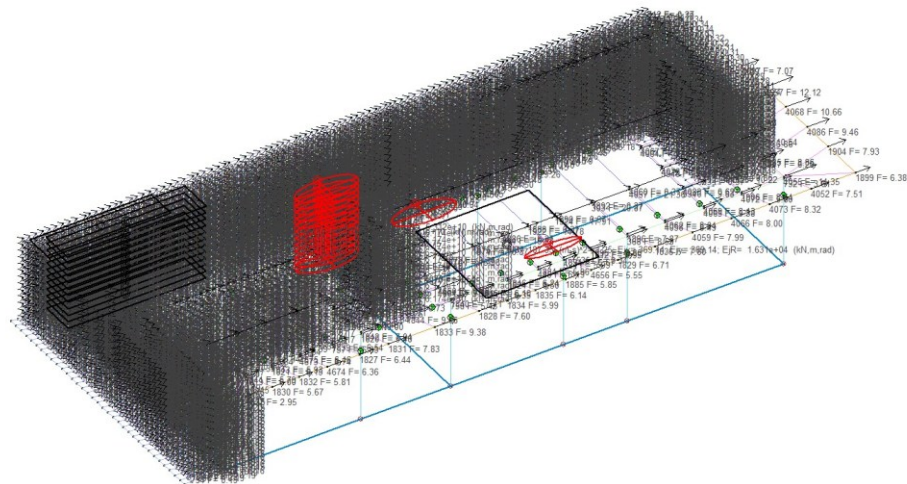
PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 010) CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)

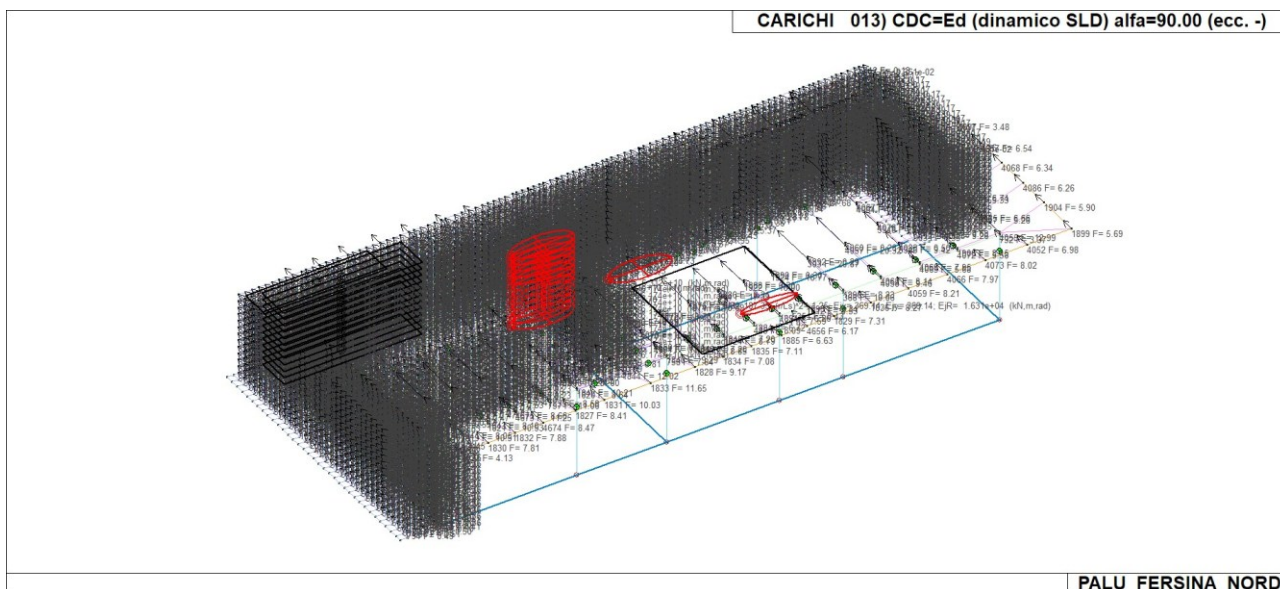
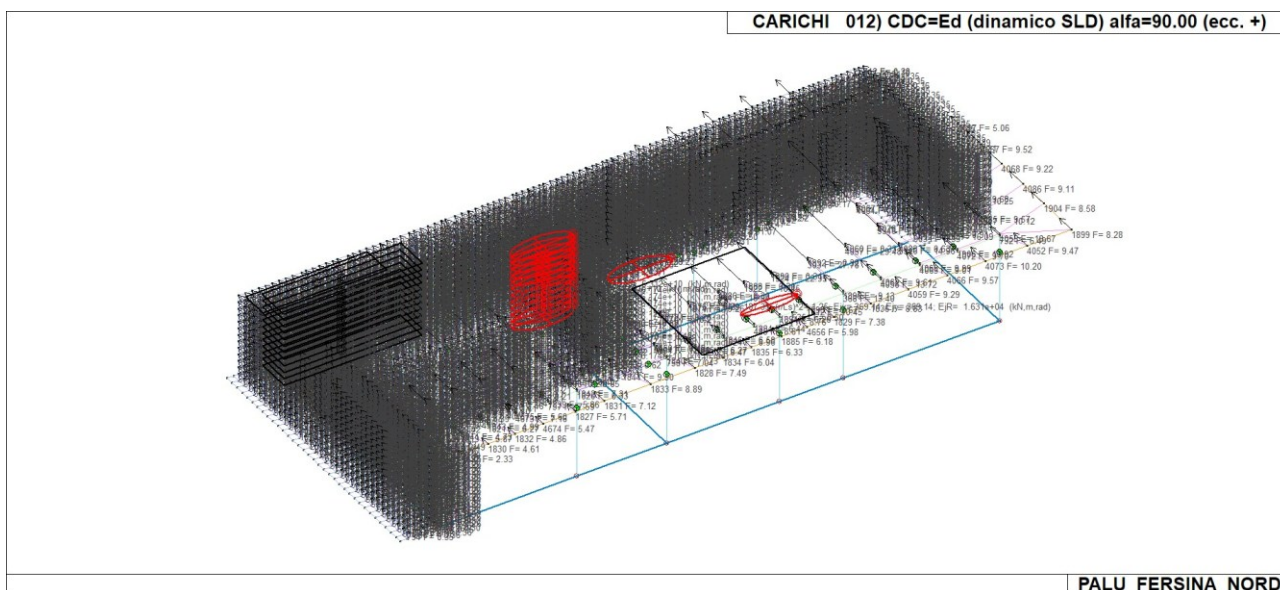


PALU_FERSINA_NORD

CARICHI 011) CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)

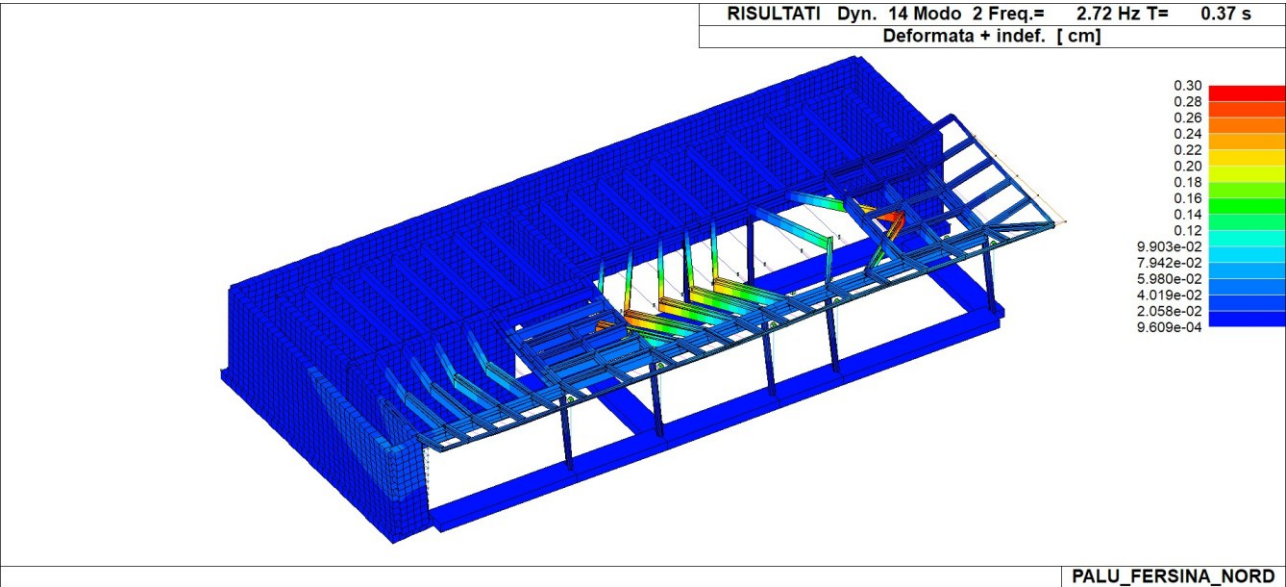
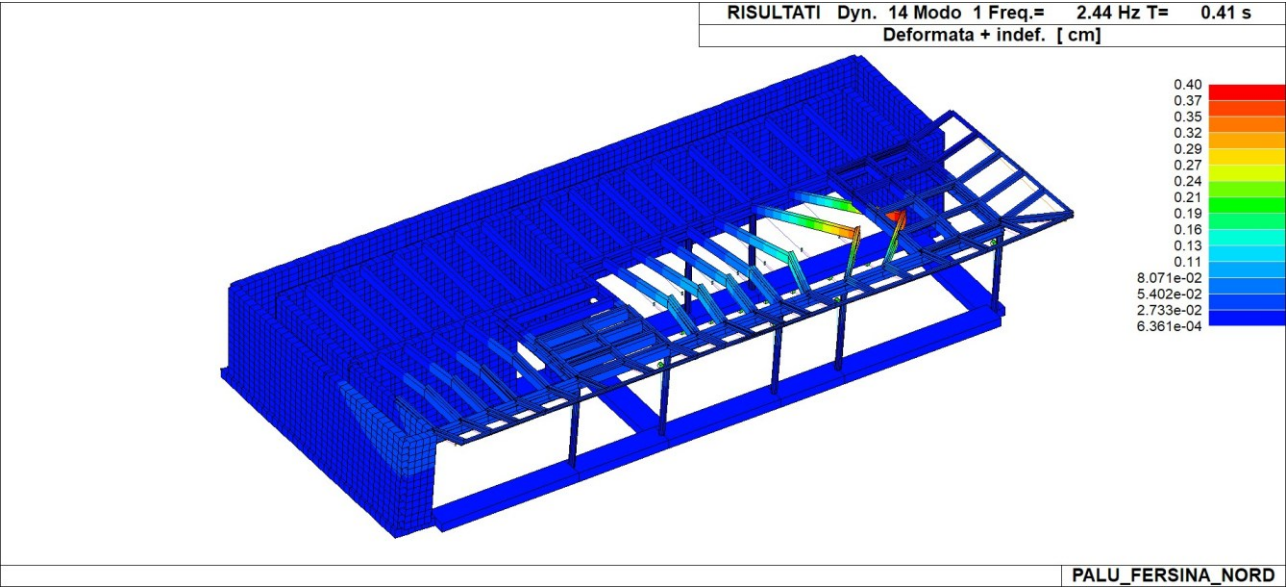


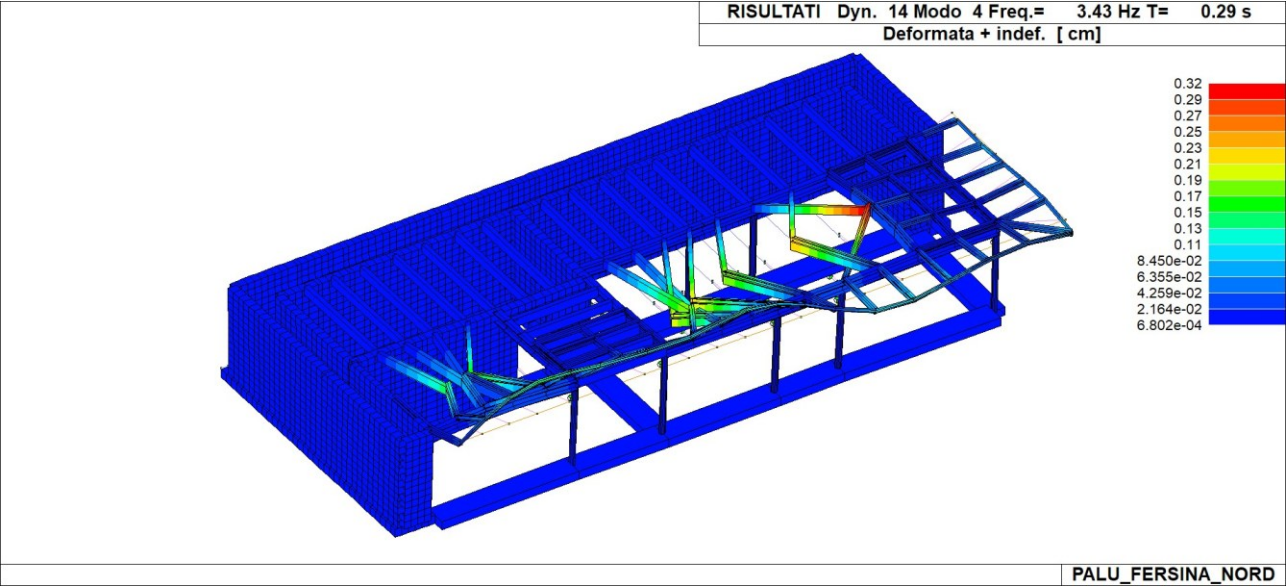
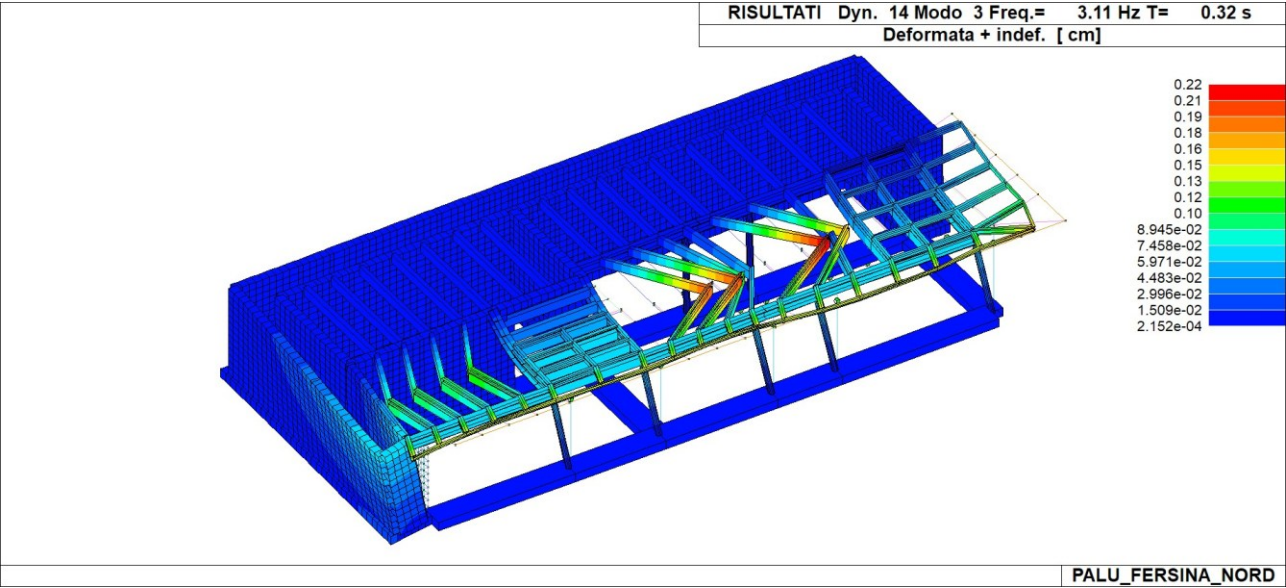
PALU_FERSINA_NORD

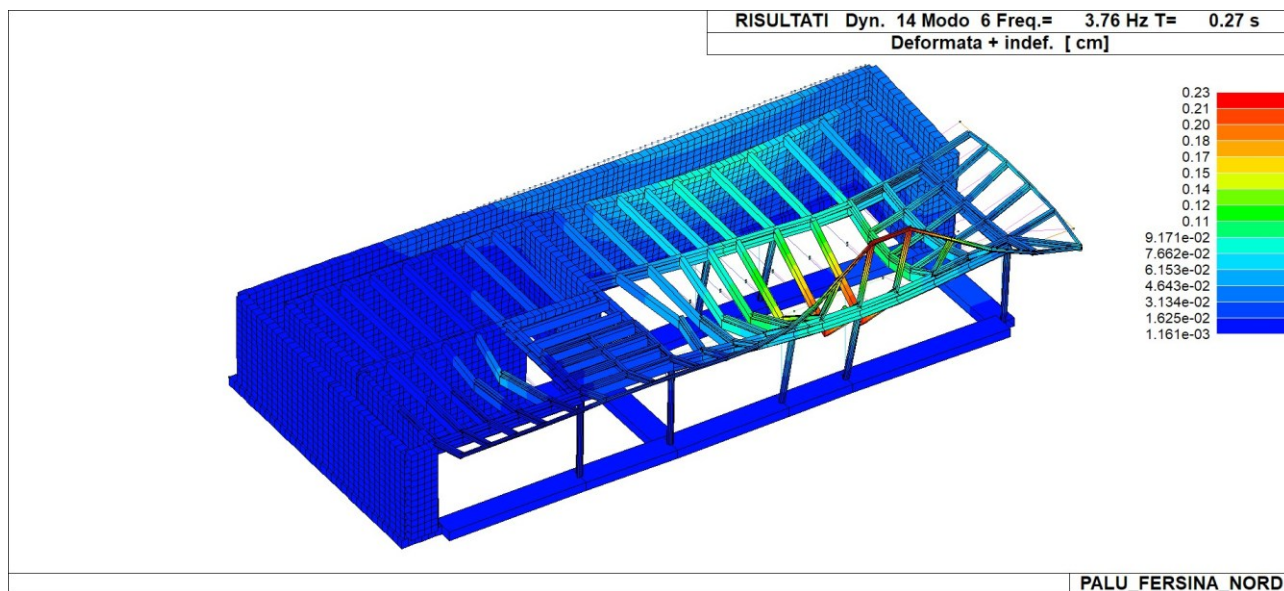
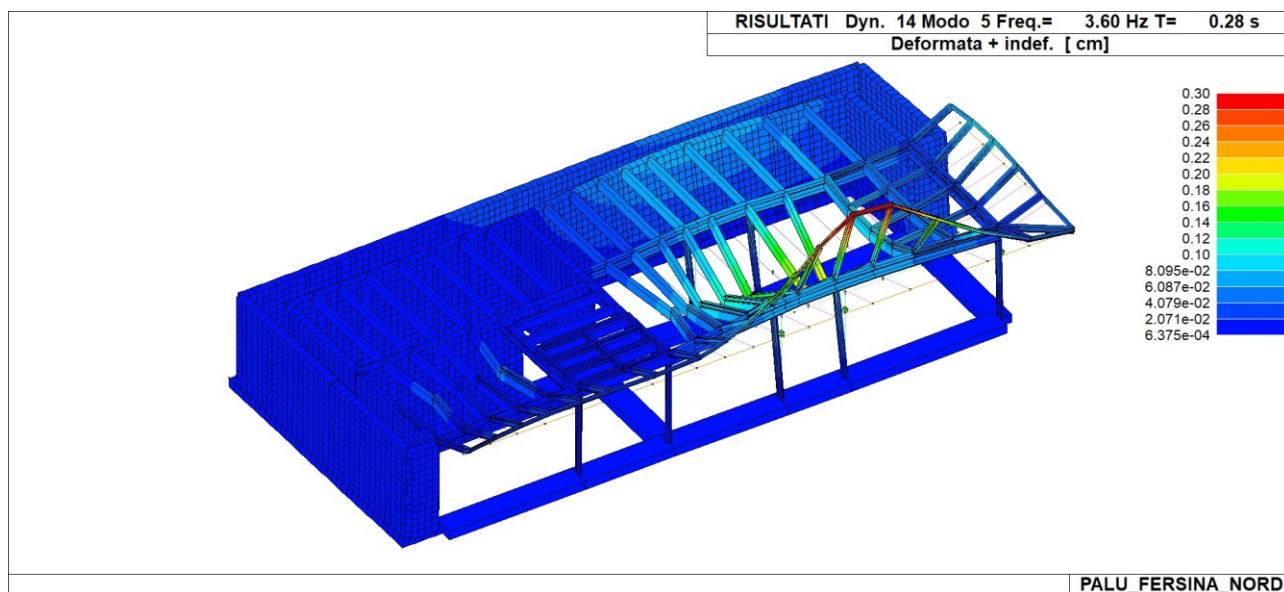


7.5 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Si riportano di seguito le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:







ANALISI_MODALI_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	kN	-	kN	-	kN	-	kN m2	-
1	2.44	0.41	512.1	14	2.0	0	2.91e-04	0	2.4	5
2	2.72	0.37	311.5	8	2.9	0	8.65e-04	0	1.4	3
3	3.11	0.32	287.5	8	9.1	0	1.50e-02	0	1.7	3
4	3.43	0.29	8.2	0	10.6	0	8.25e-02	0	8.08e-04	0
5	3.60	0.28	3.7	0	810.7	23	10.5	0	12.1	27
6	3.76	0.27	1.1	0	1008.3	28	22.3	0	13.8	31

7.6 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

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

Combinazione fondamentale SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli ≤ 30 kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30 kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

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

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

NTC 2018 Tabella 2.6.I

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

7.6.1 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

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

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	10	Comb. SLU A1 10
SLV	11	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	42	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
SLE quasi permanente	43	Comb. SLE(perm.) 82		

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

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

[illegible]

[illegible]

[5] CDC=Qnk (carico da neve)

[illegible]

SLU non sismici

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
☐ SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche

g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1

☐ Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)

SLU per azioni eccezionali

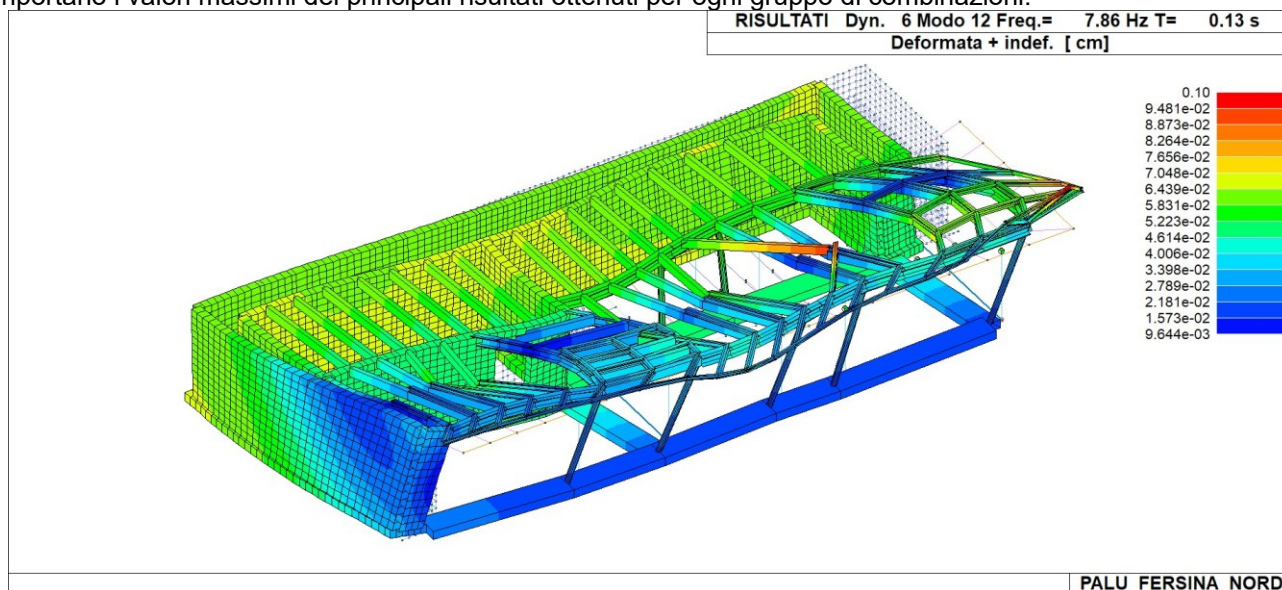
g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1

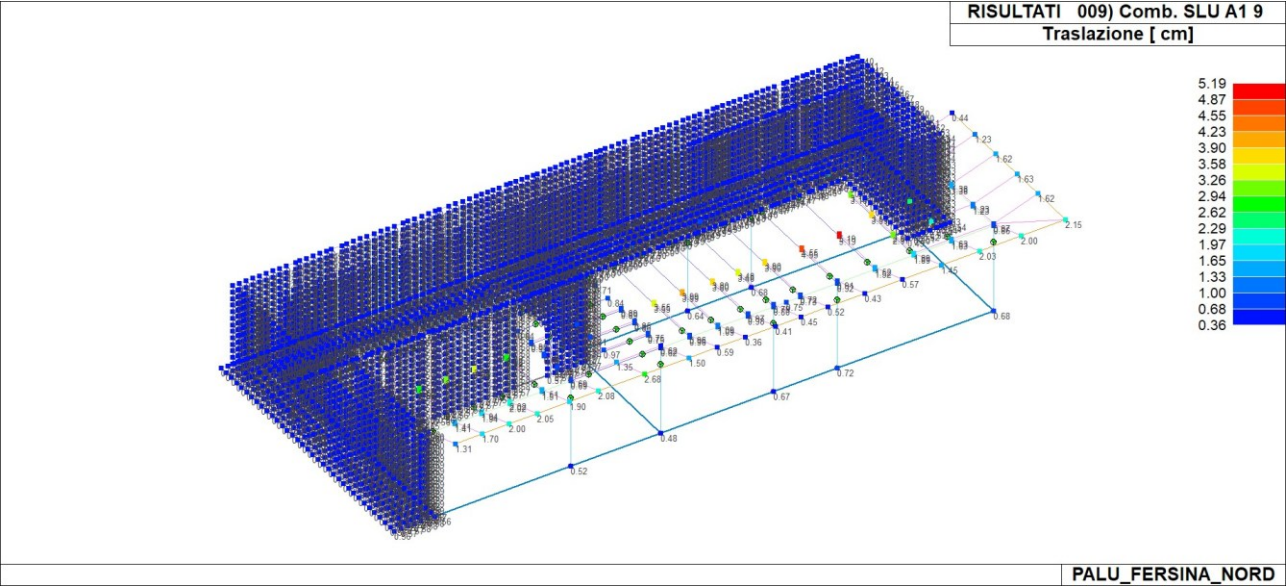
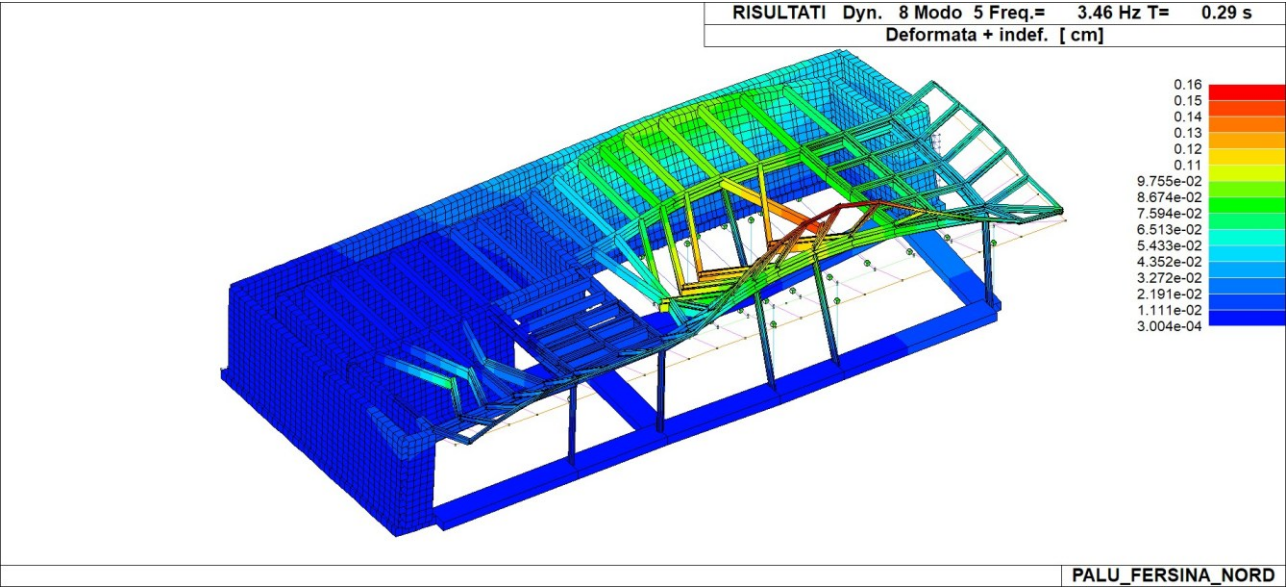
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

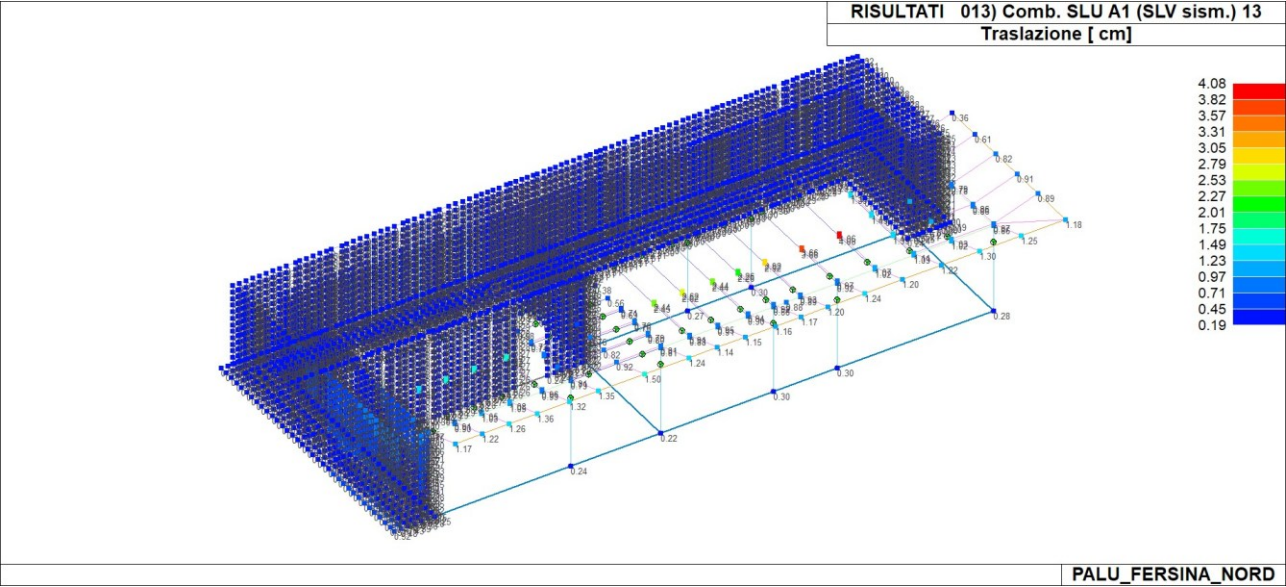
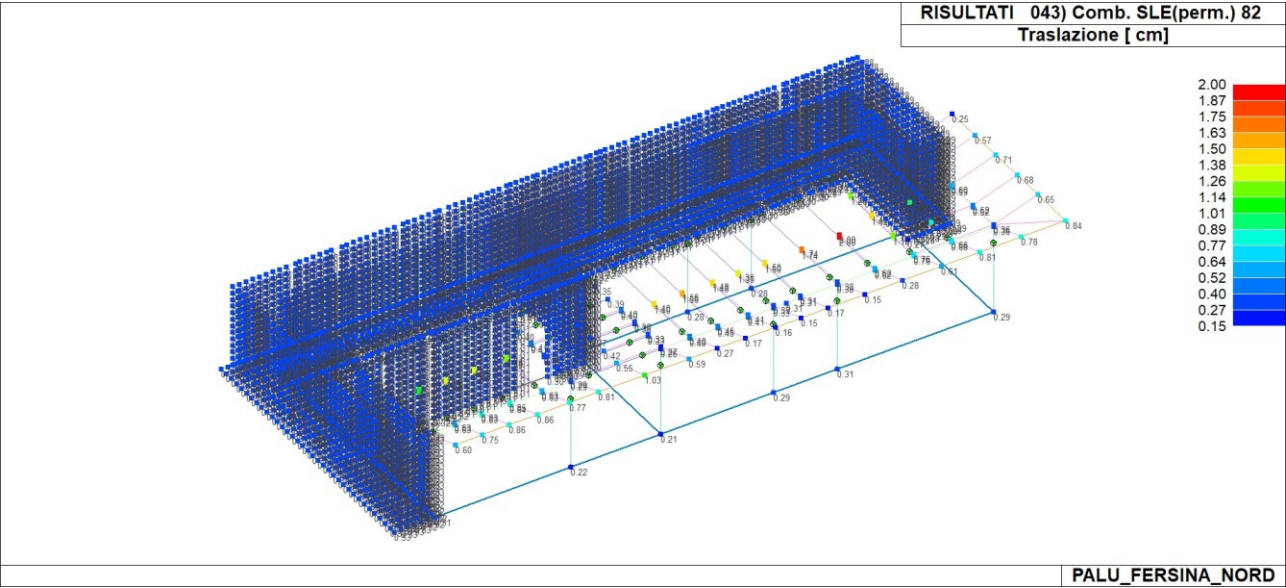
☐ Permuta valori g min e g max

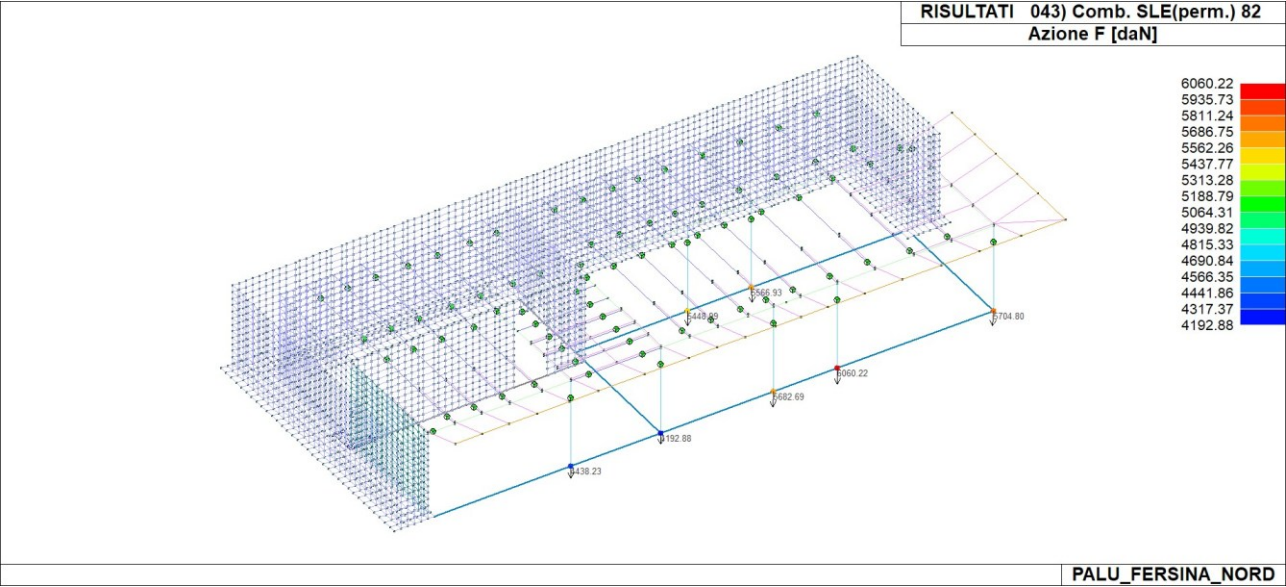
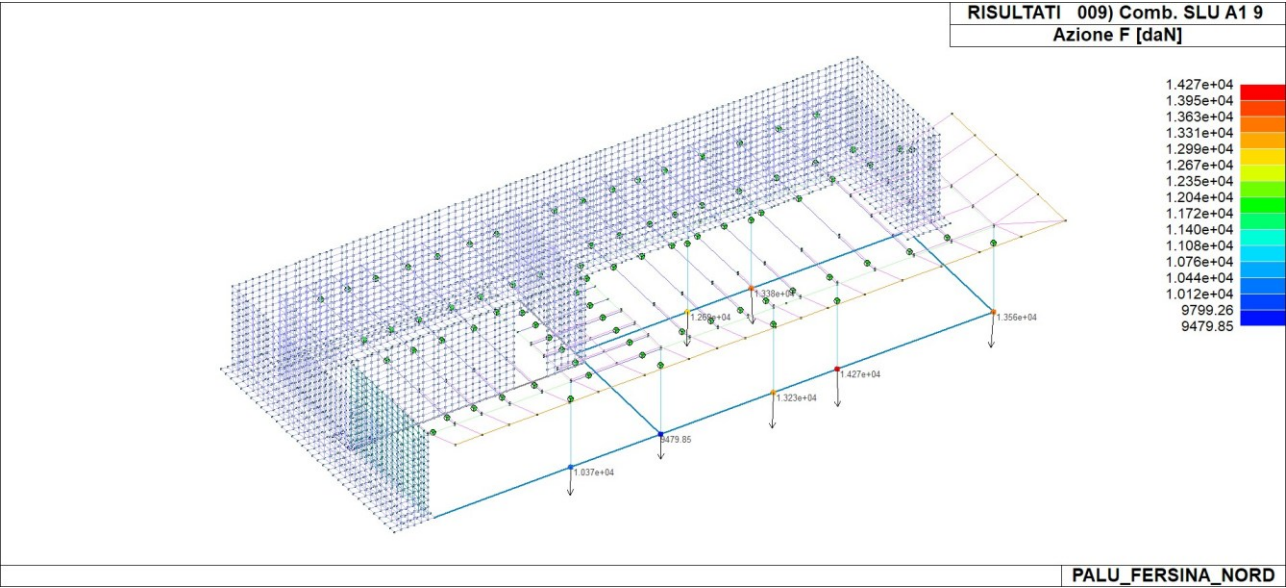
7.7 PRINCIPALI RISULTATI

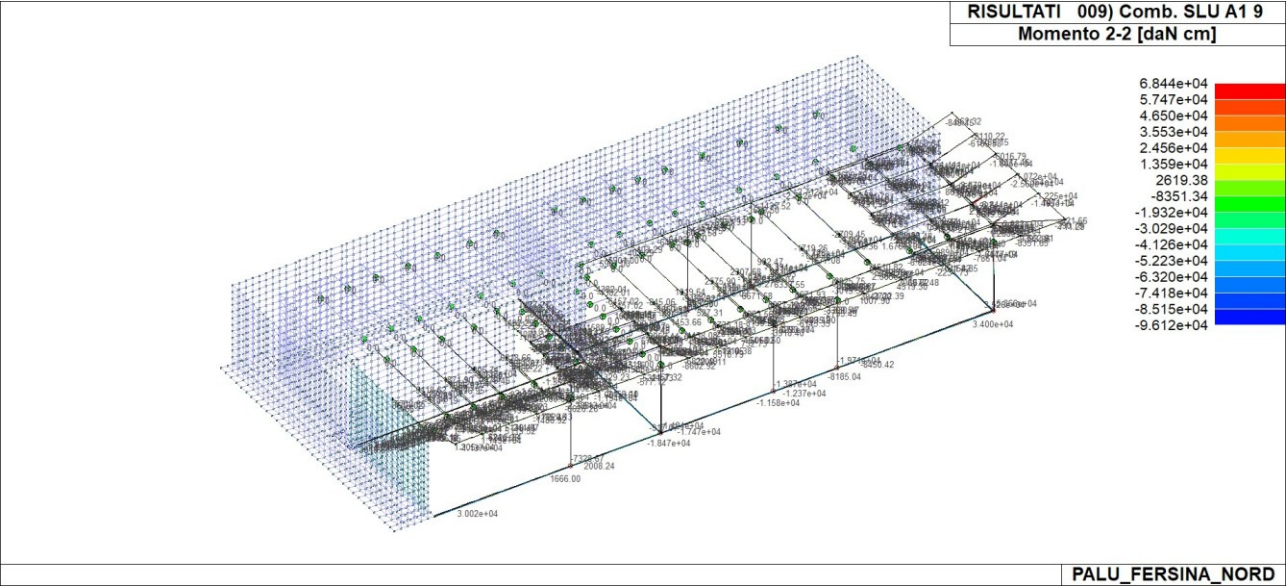
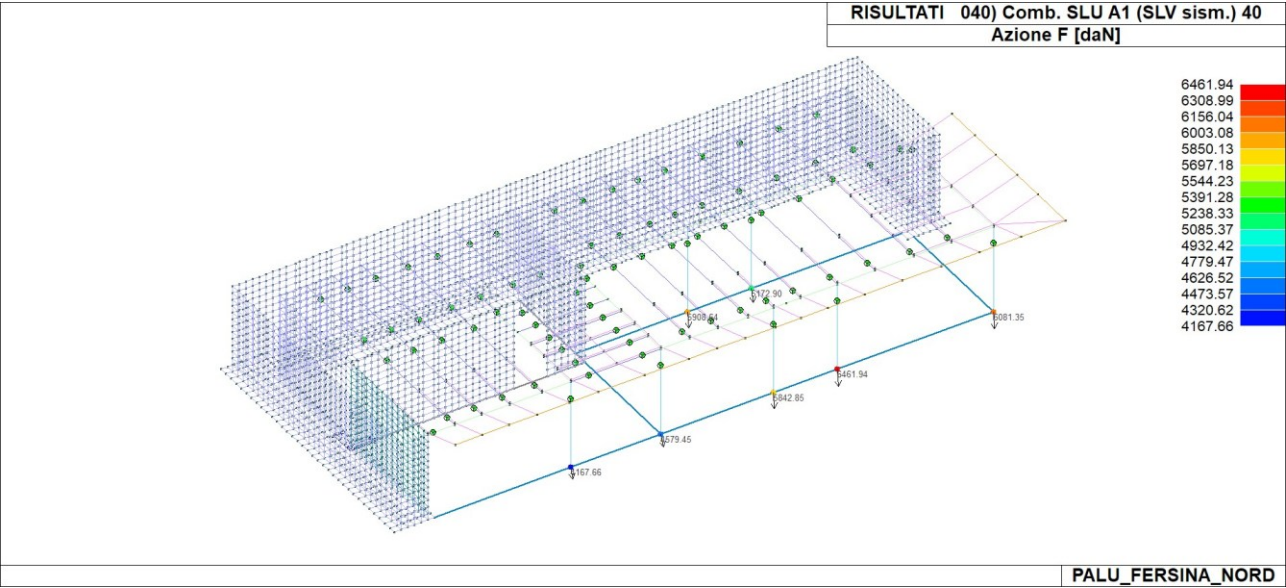
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:

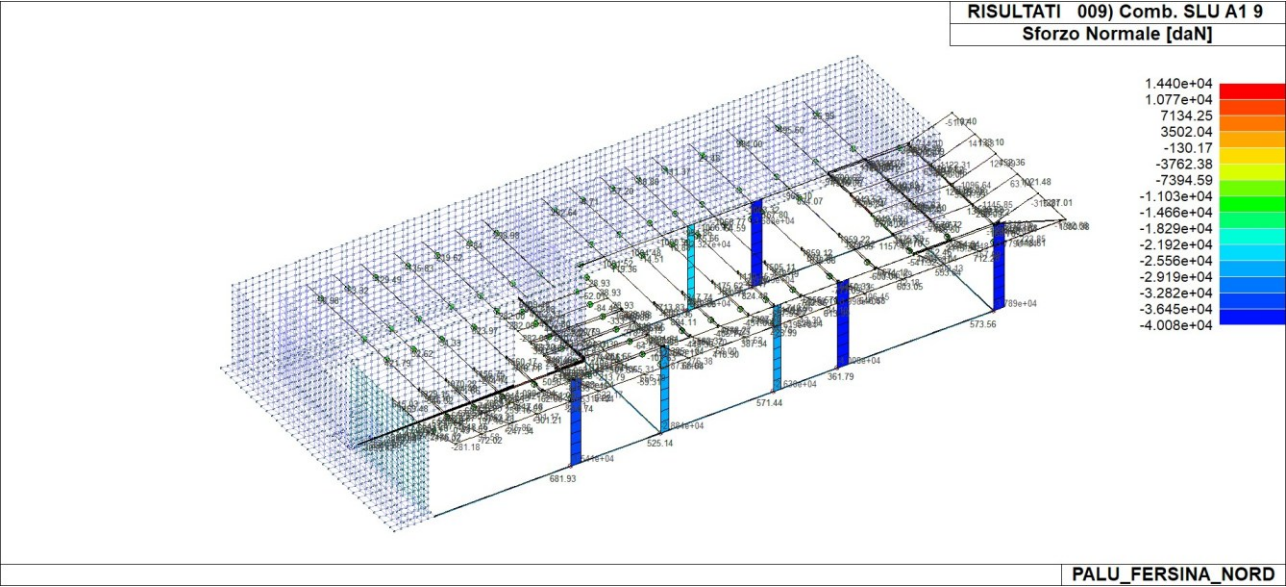
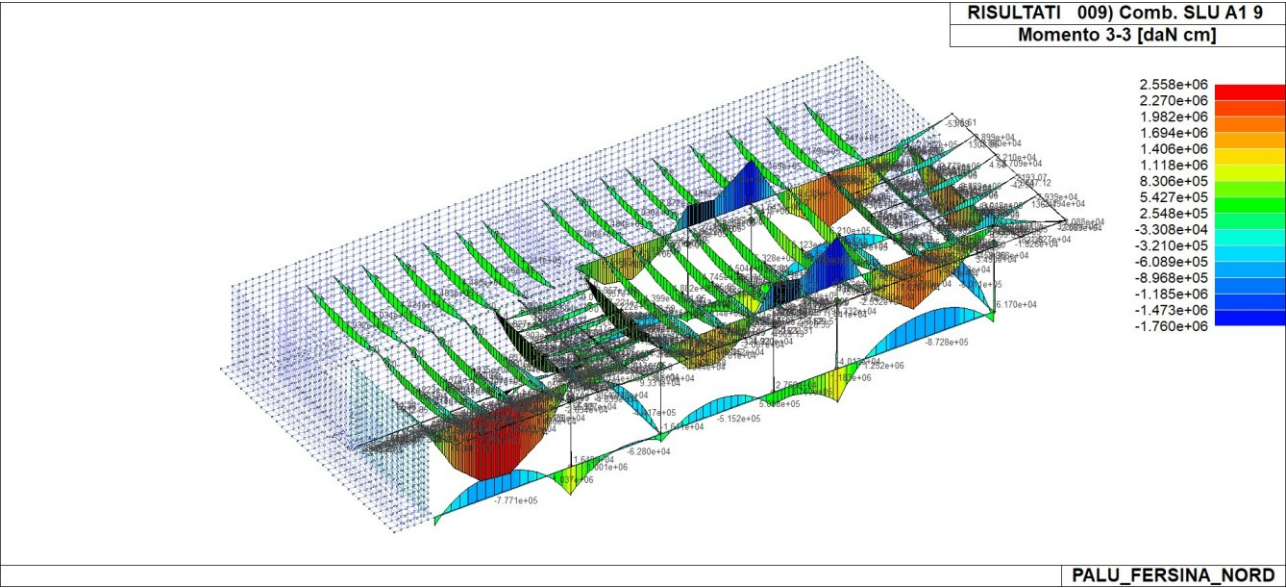




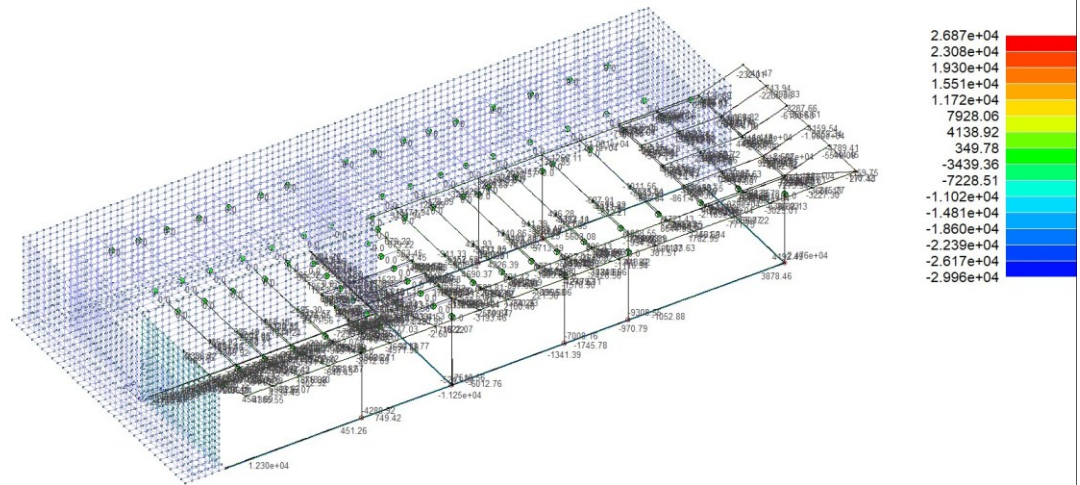






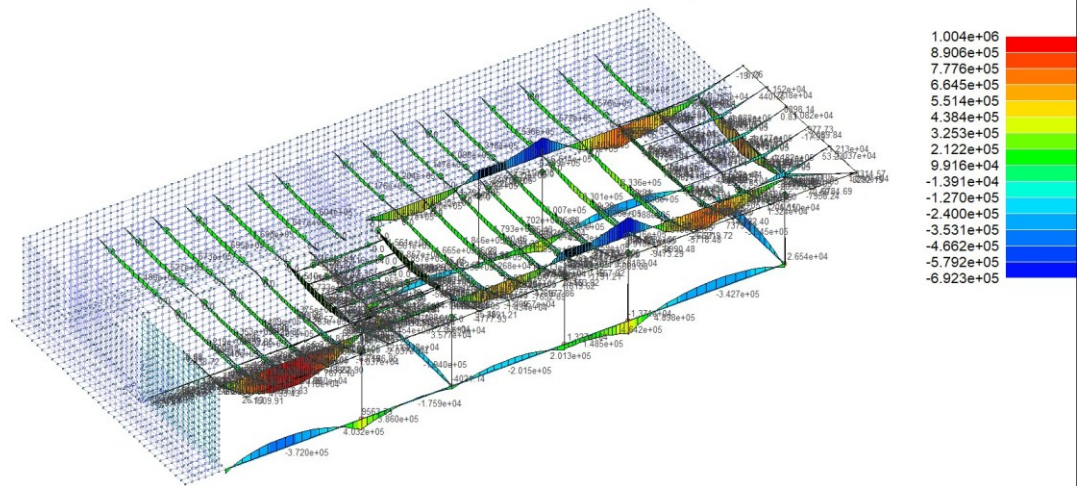


RISULTATI 043) Comb. SLE(perm.) 82
Momento 2-2 [daN cm]



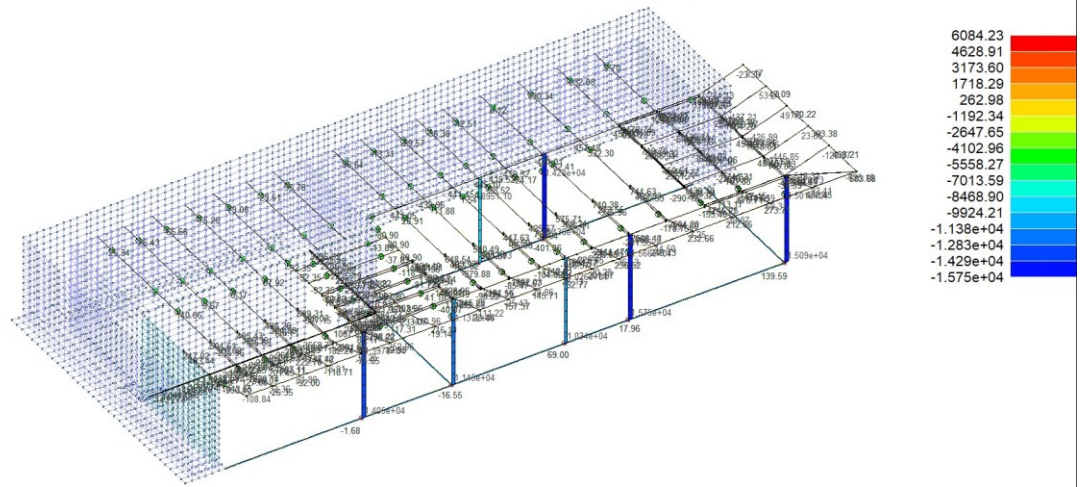
PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 043) Comb. SLE(perm.) 82
Momento 3-3 [daN cm]

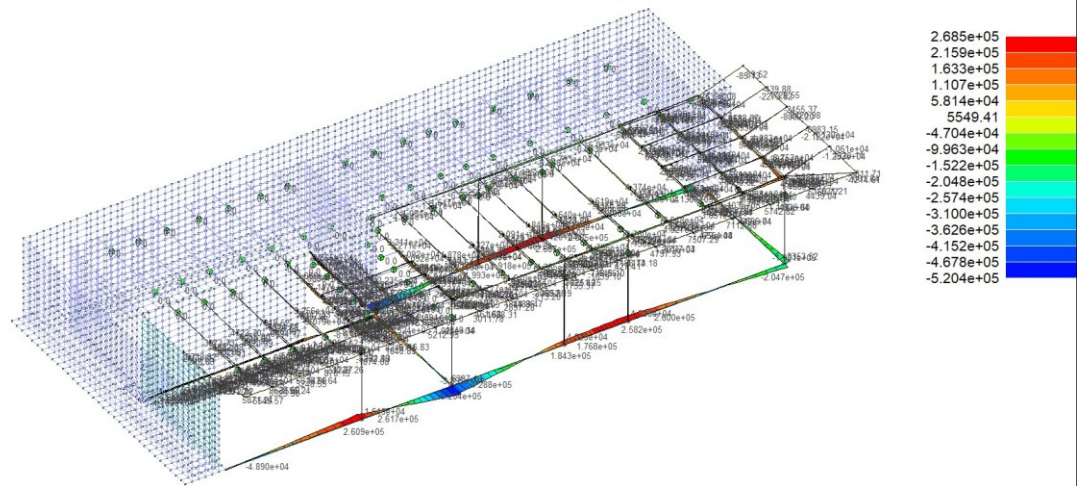


PALU_FERSINA_NORD

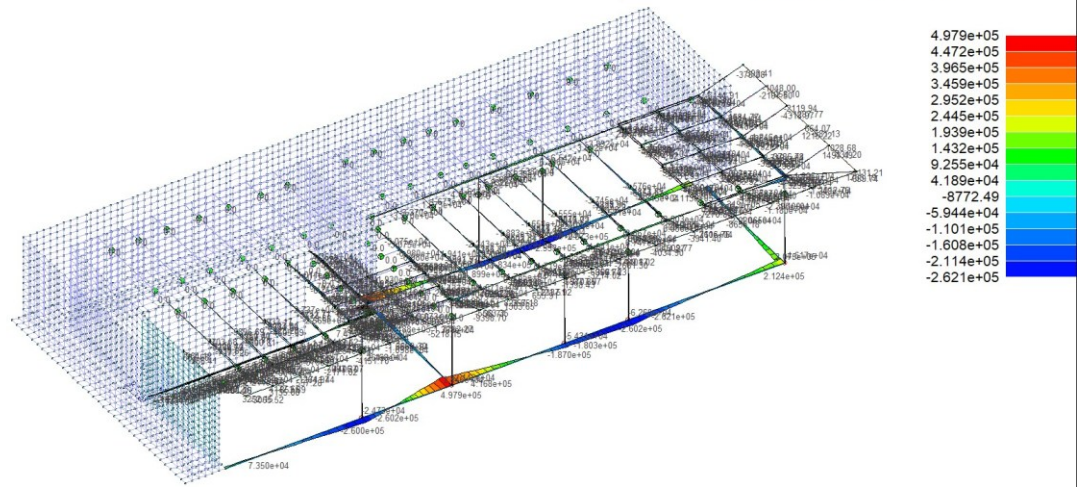
RISULTATI 043) Comb. SLE(perm.) 82
Sforzo Normale [daN]



RISULTATI 038) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
Momento 2-2 [daN cm]

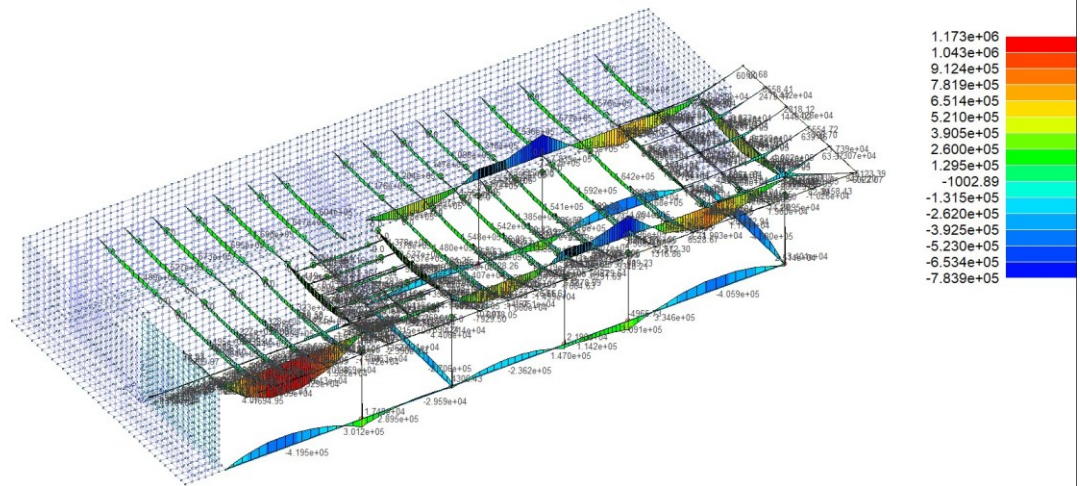


RISULTATI 035) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35
Momento 2-2 [daN cm]



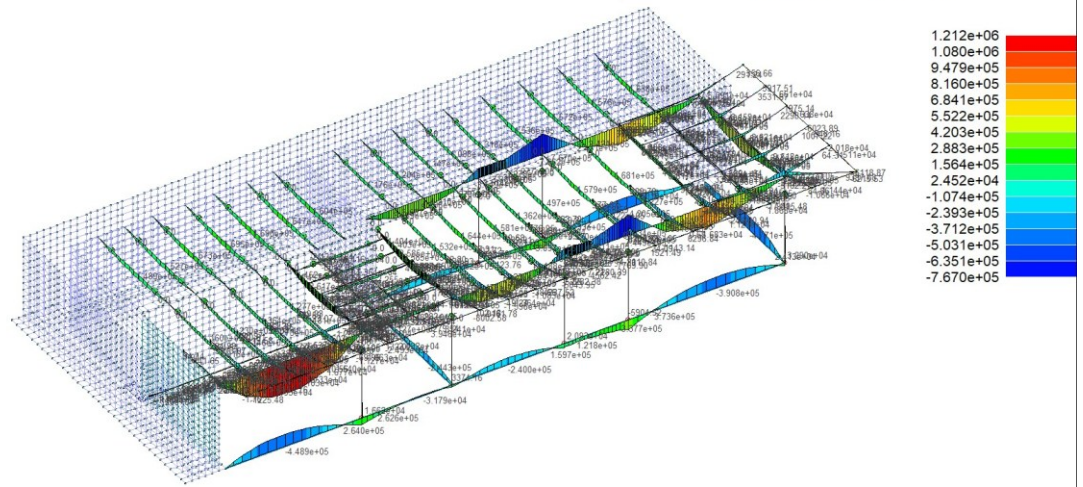
PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 042) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
Momento 3-3 [daN cm]



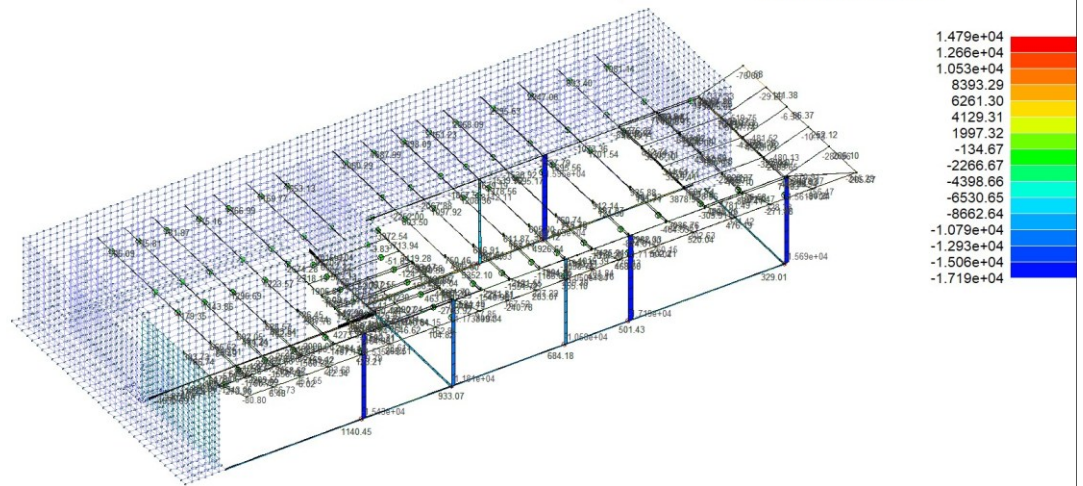
PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 034) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34
Momento 3-3 [daN cm]

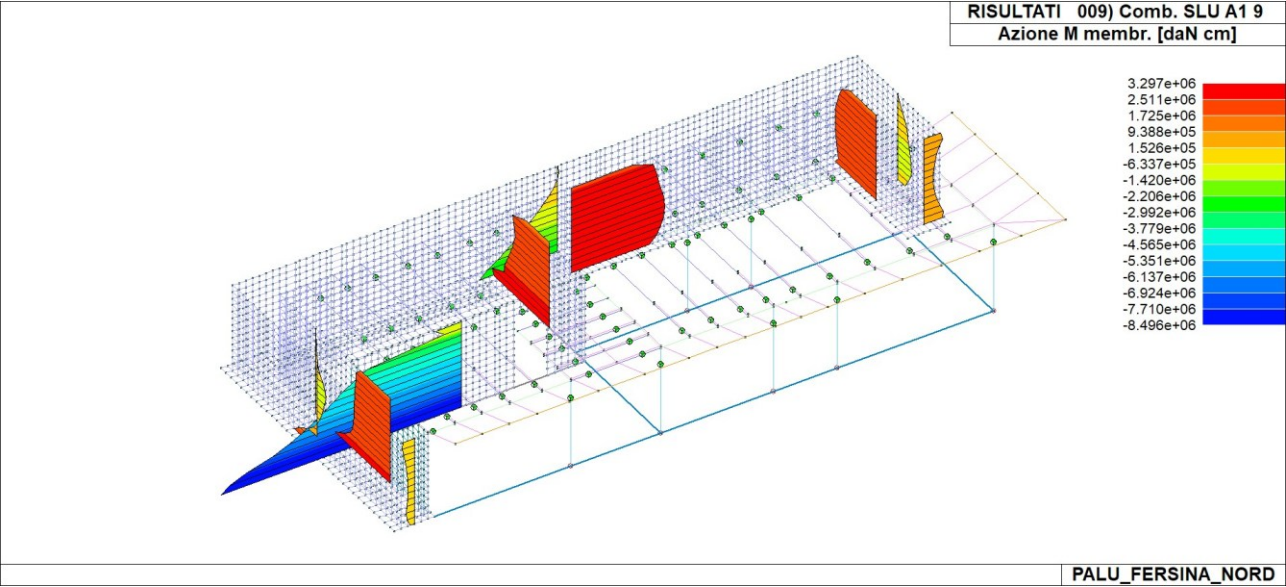
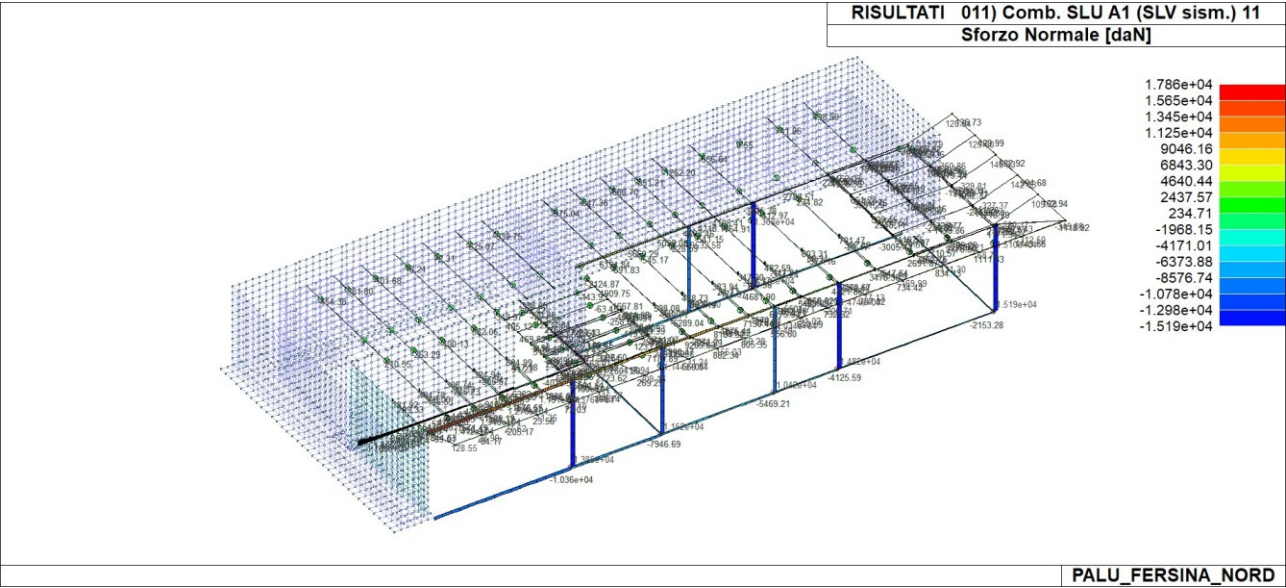


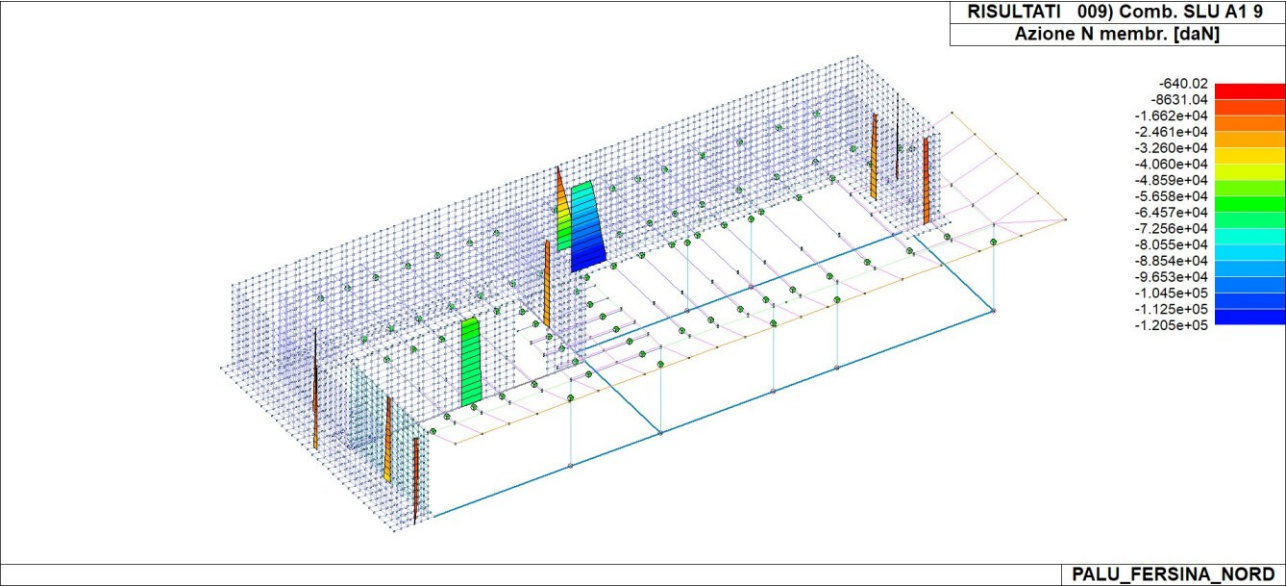
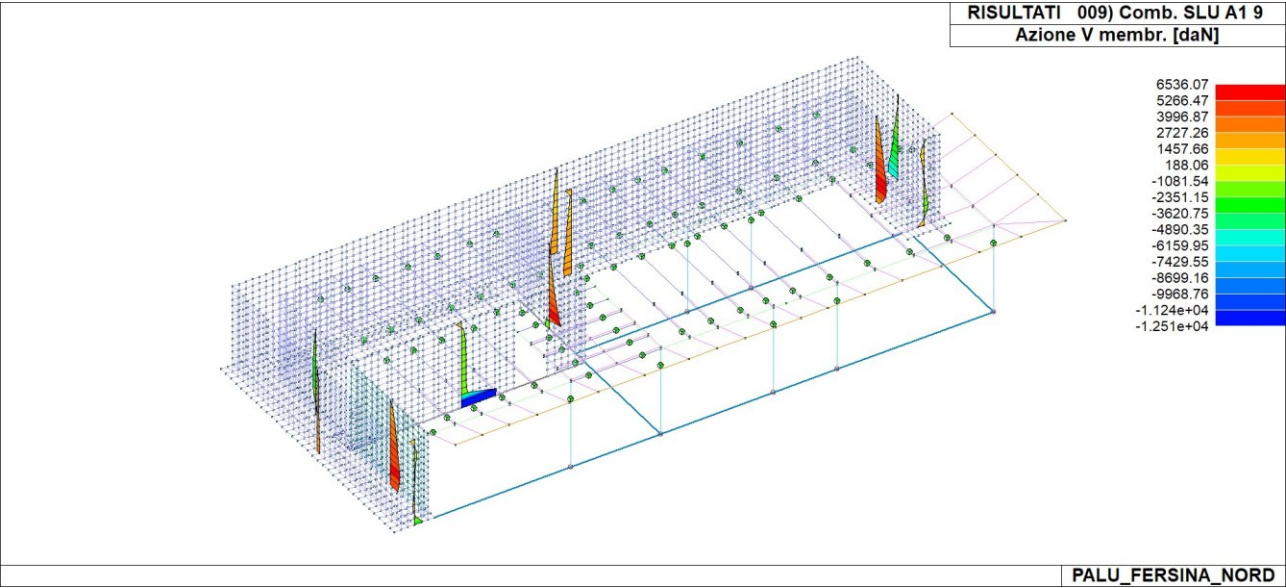
PALU_FERSINA_NORD

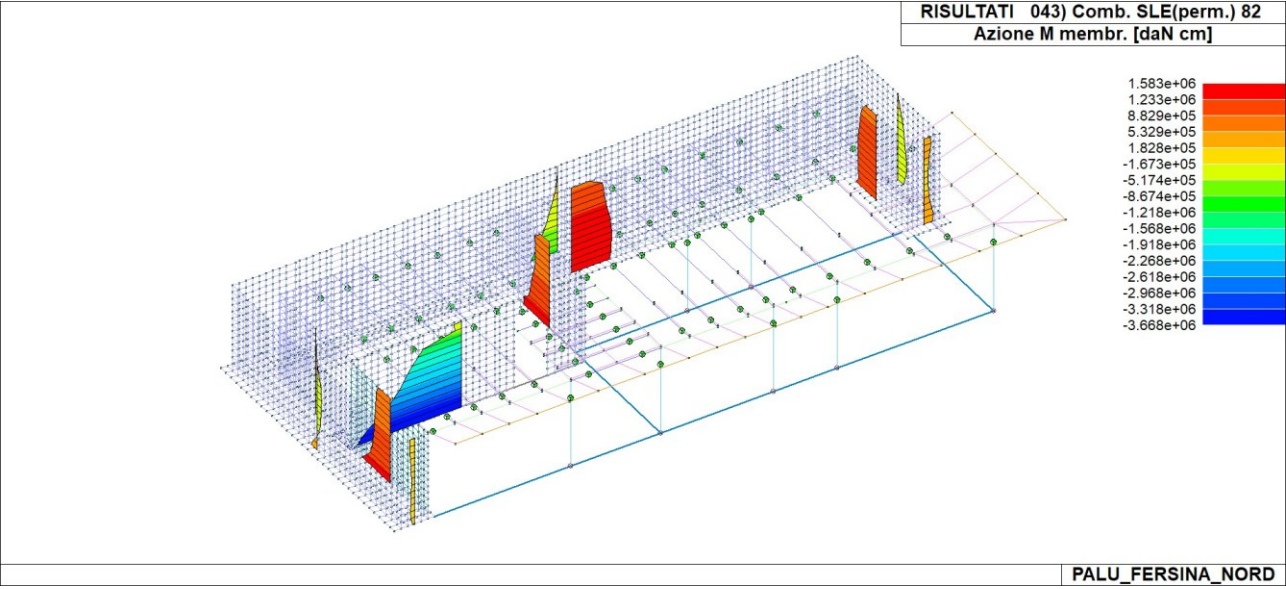
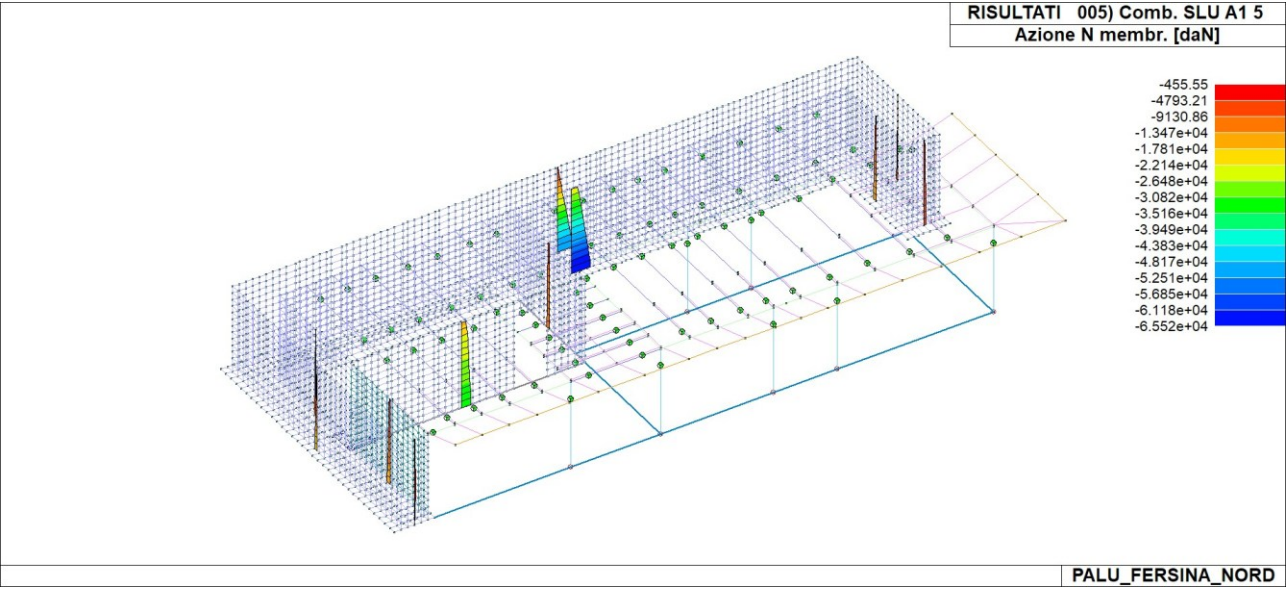
RISULTATI 042) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
Sforzo Normale [daN]

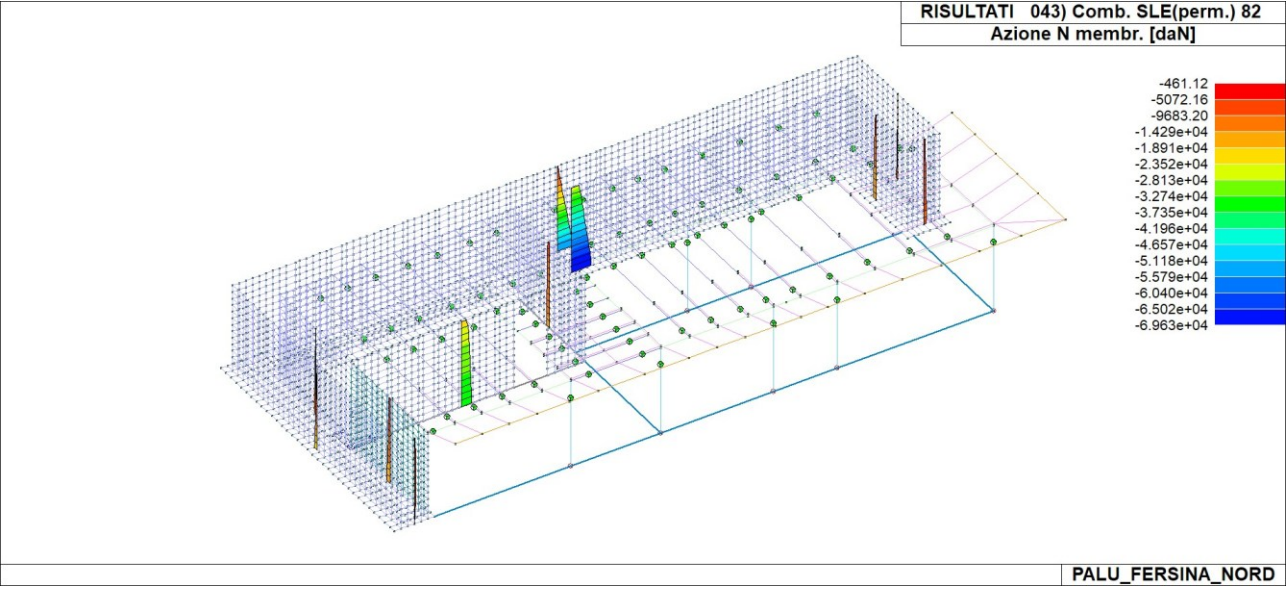
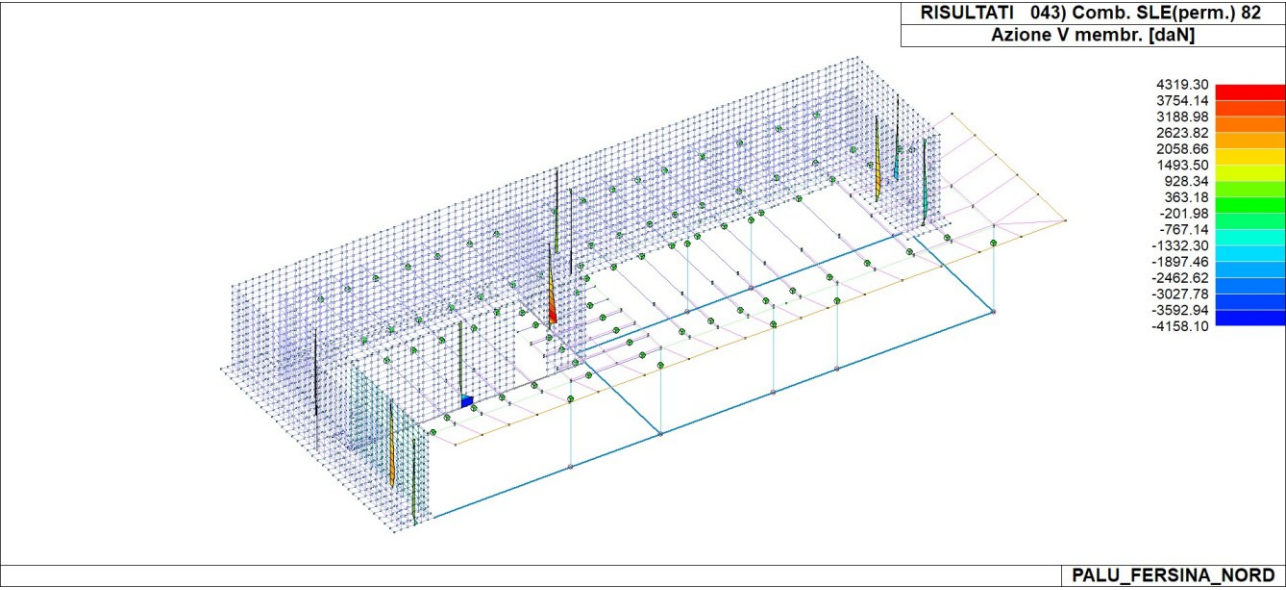


PALU_FERSINA_NORD

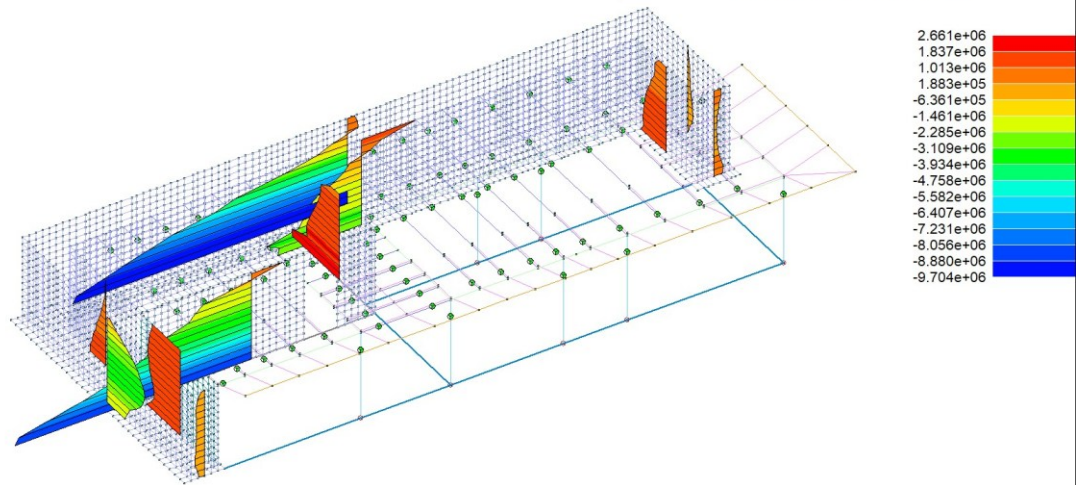






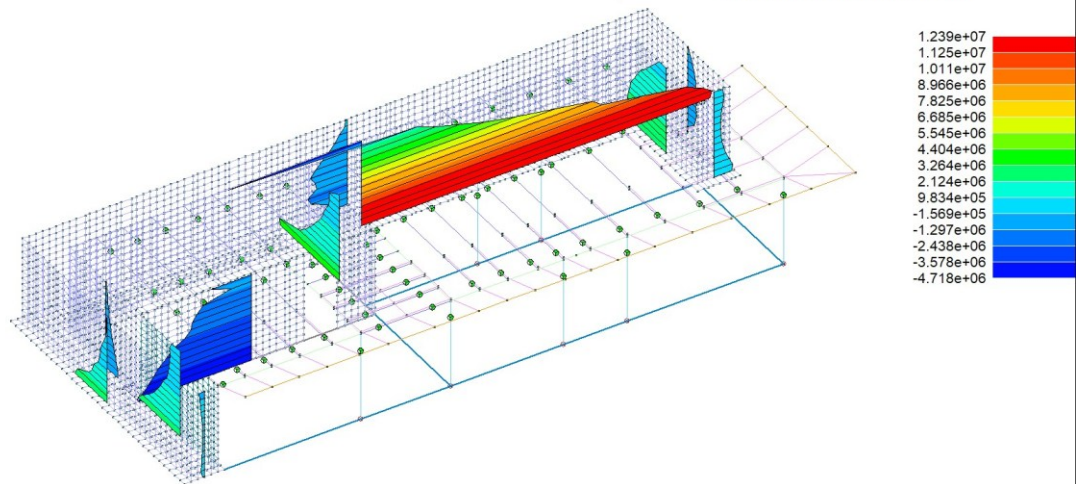


RISULTATI 024) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24
Azione M membr. [daN cm]



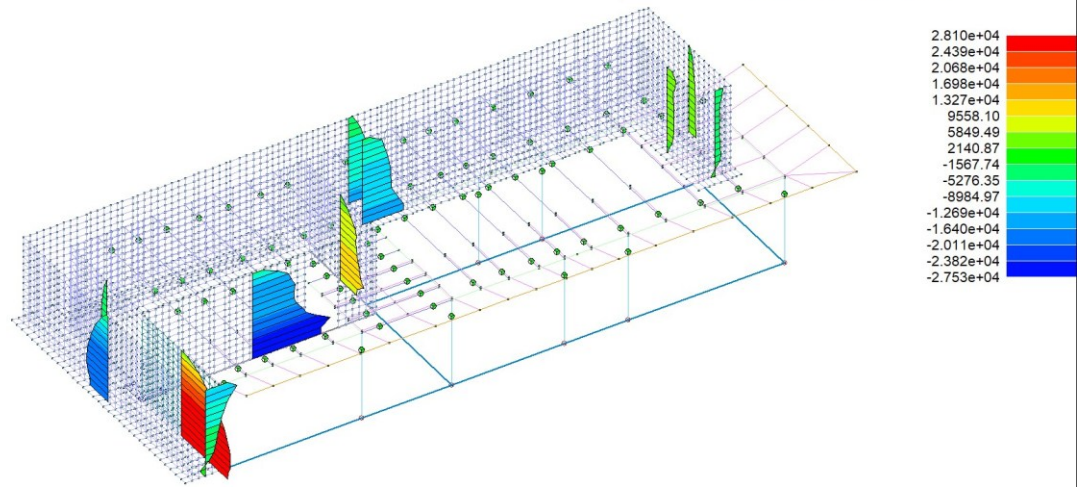
PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 030) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
Azione M membr. [daN cm]



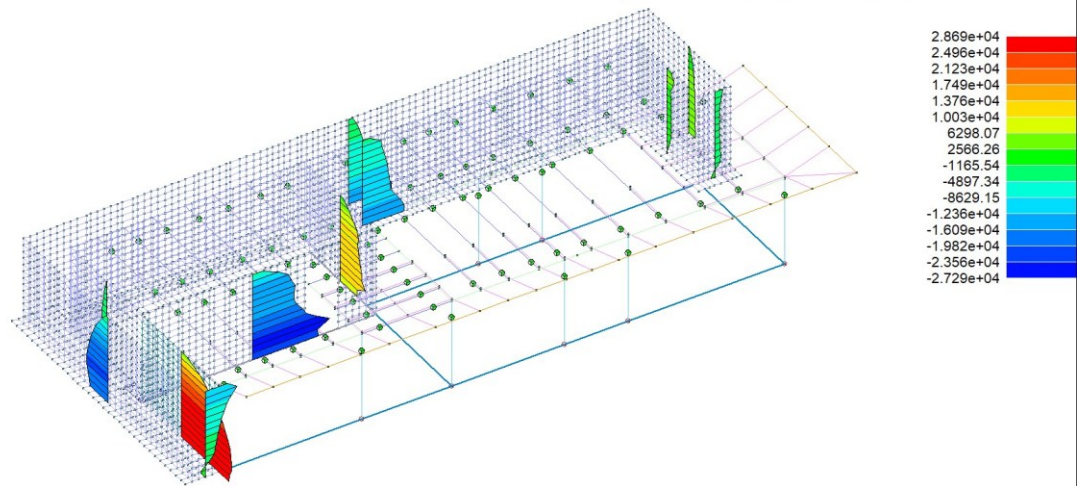
PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 014) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14
Azione V membr. [daN]

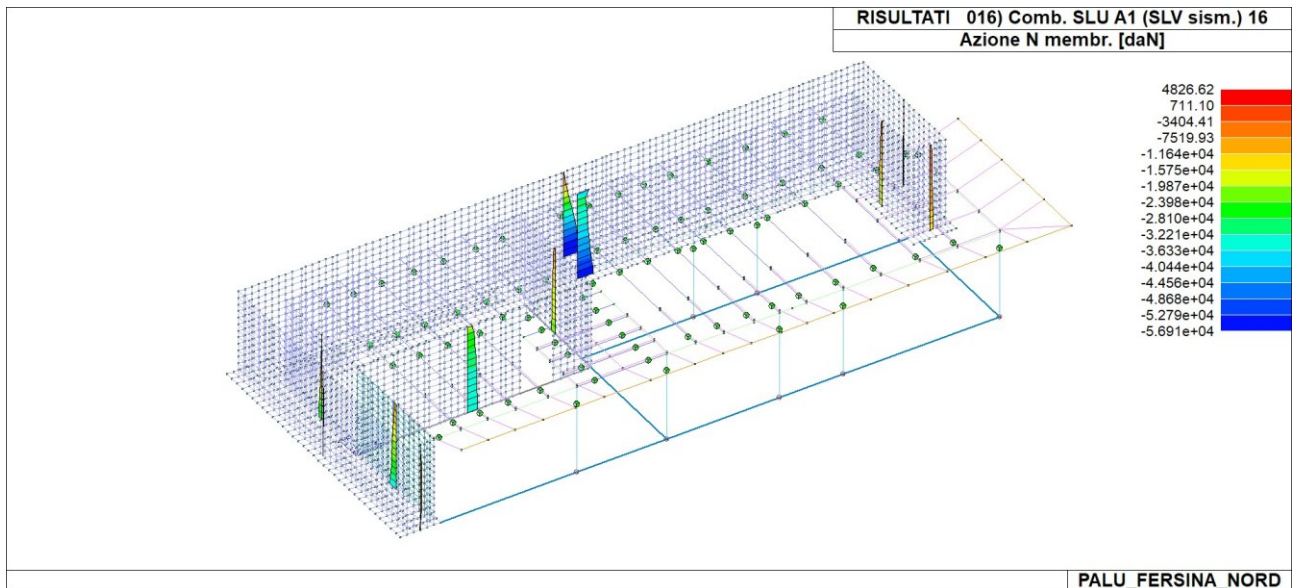
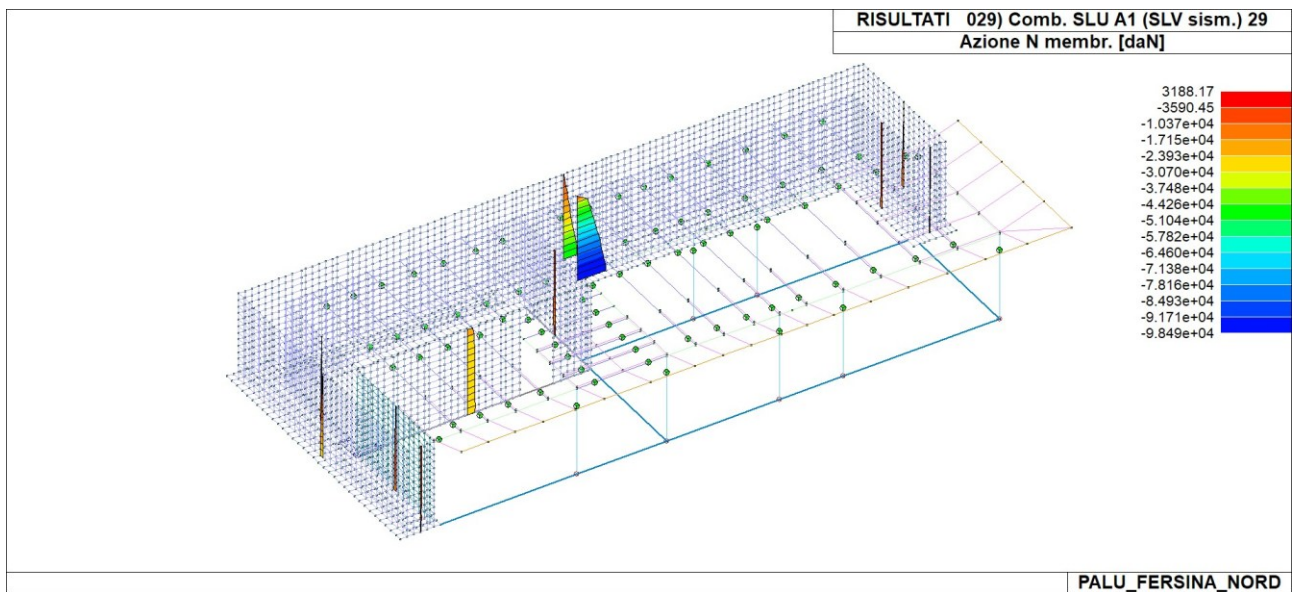


PALU_FERSINA_NORD

RISULTATI 018) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18
Azione V membr. [daN]



PALU_FERSINA_NORD



7.8 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

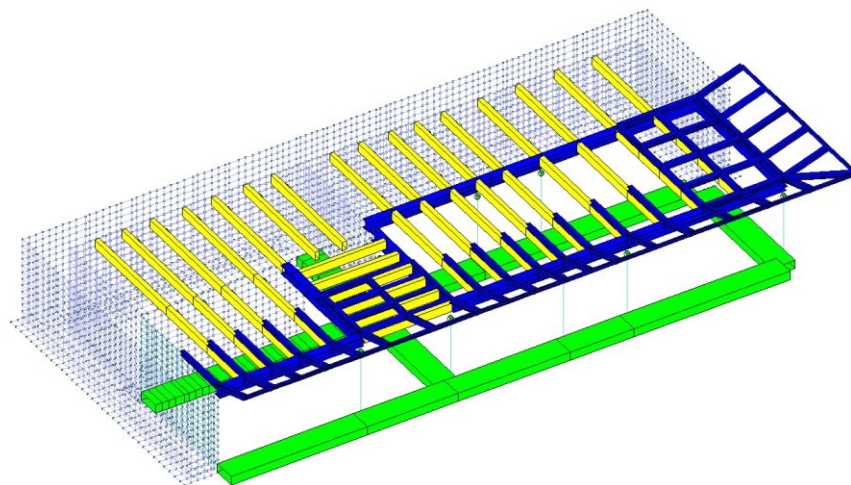
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

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

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

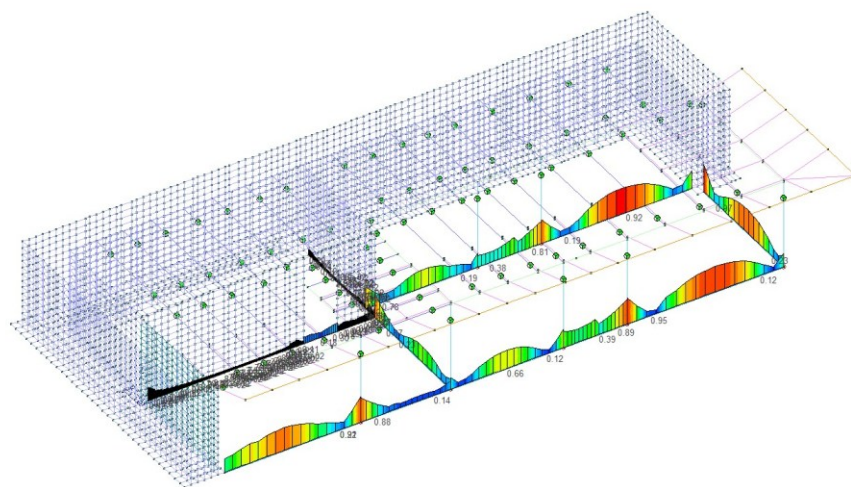
Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

PROGETTO
Stato progetto



PALU_FERSINA_NORD

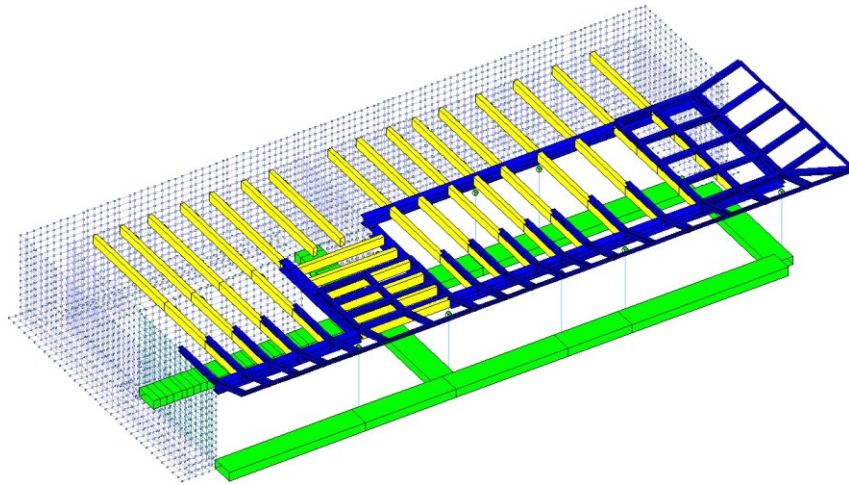
PROGETTO
Verifica N/M



0.97
0.91
0.85
0.79
0.73
0.67
0.61
0.55
0.49
0.43
0.37
0.31
0.25
0.19
0.13
6.703e-02

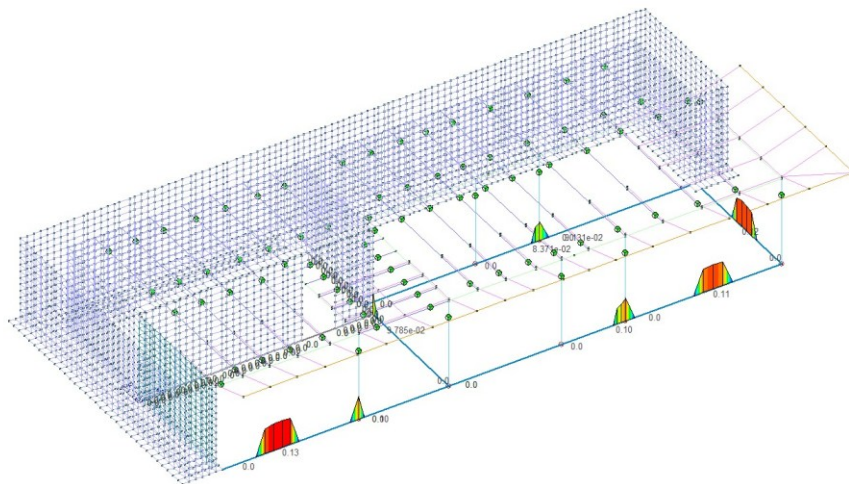
PALU_FERSINA_NORD

PROGETTO
Stato verif. SLE

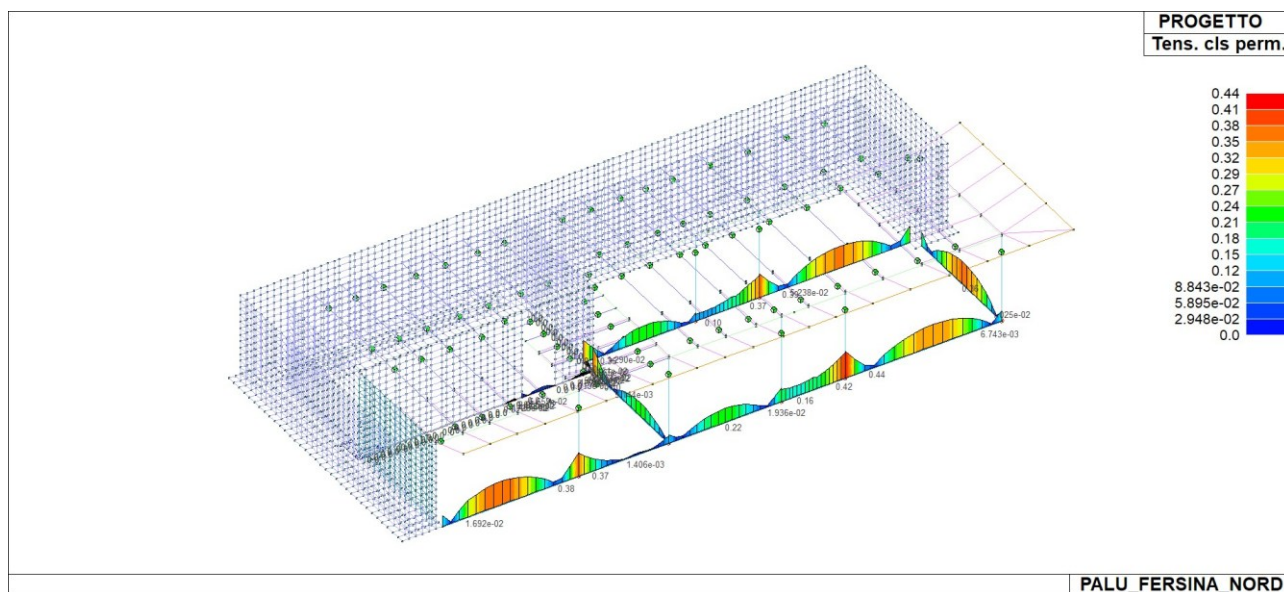


PALU_FERSINA_NORD

PROGETTO
Fessure perm. [mm]

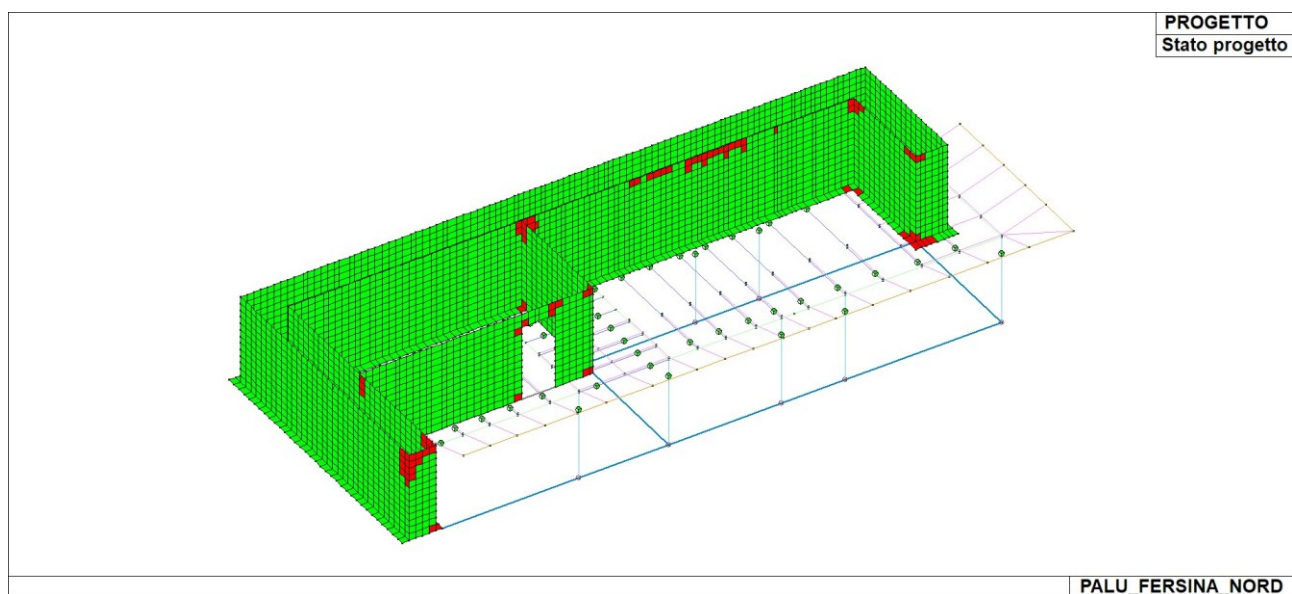


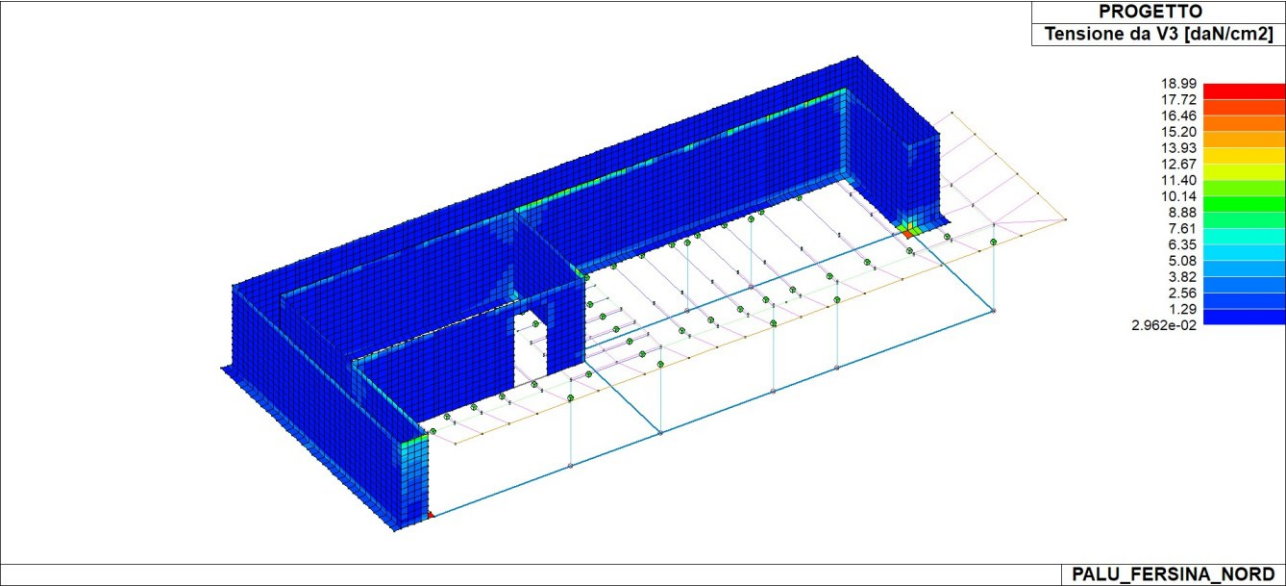
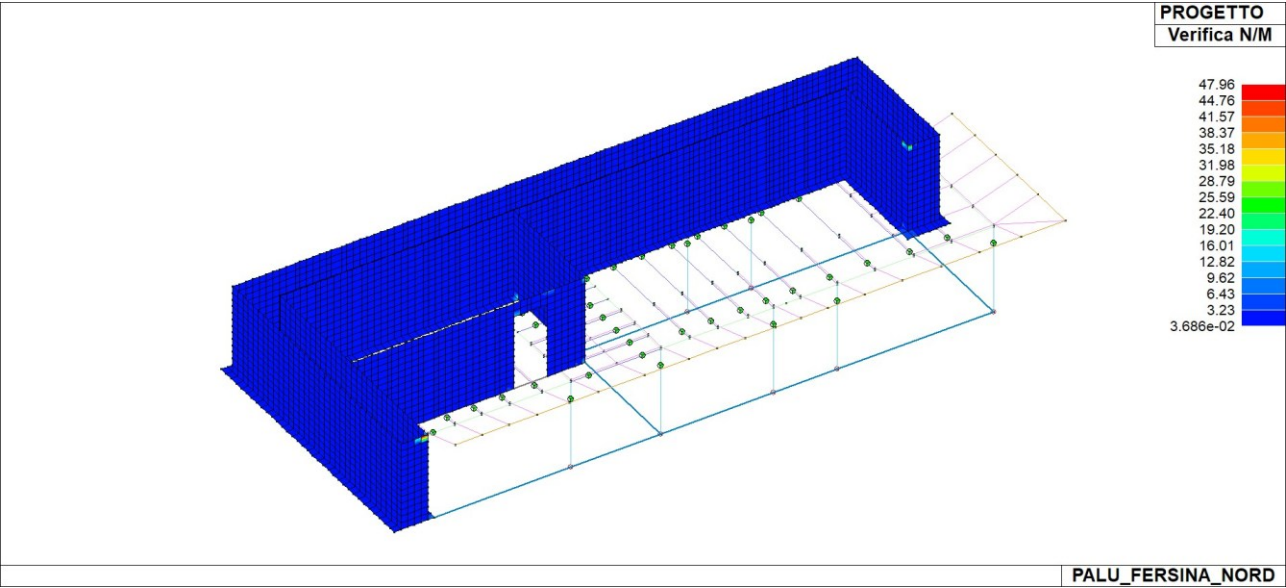
PALU_FERSINA_NORD

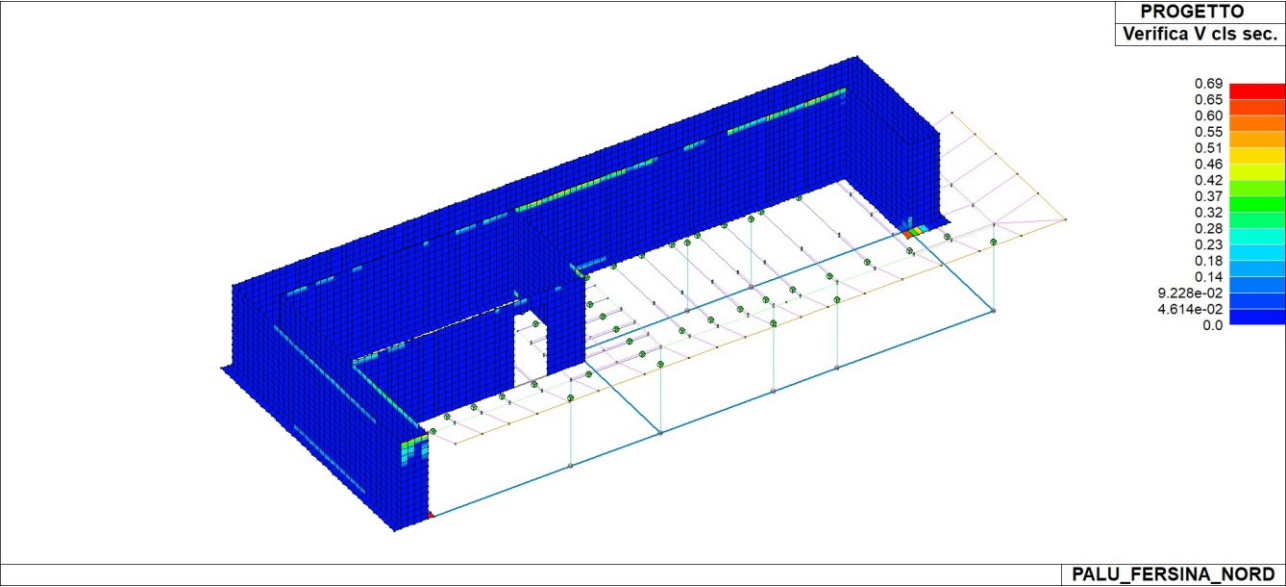
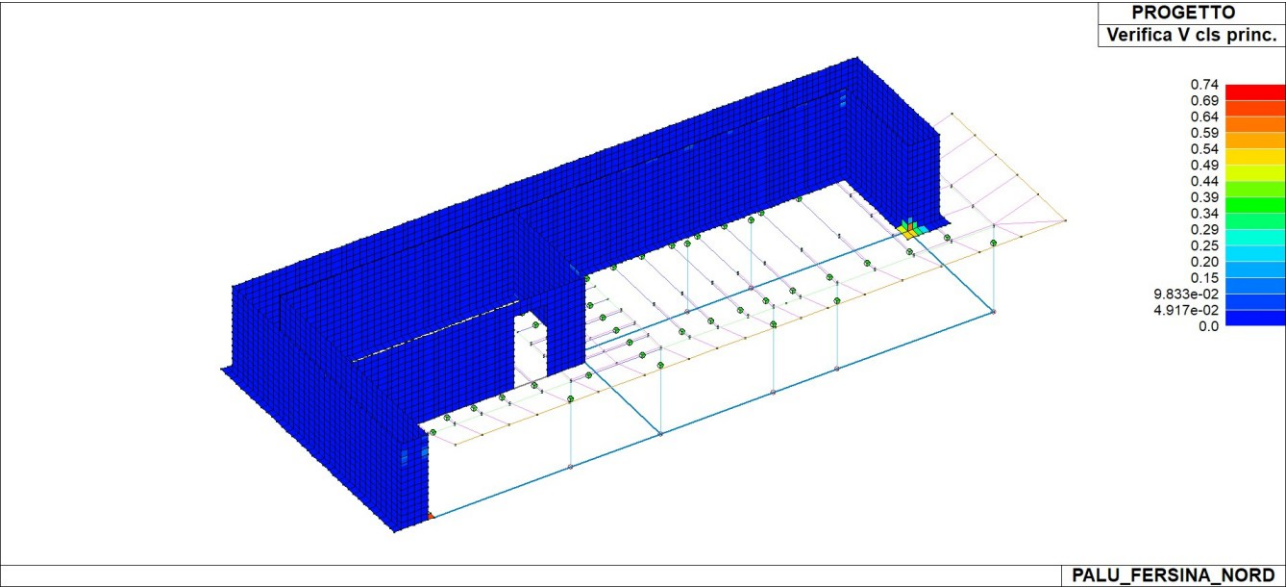


Travi in c.a.

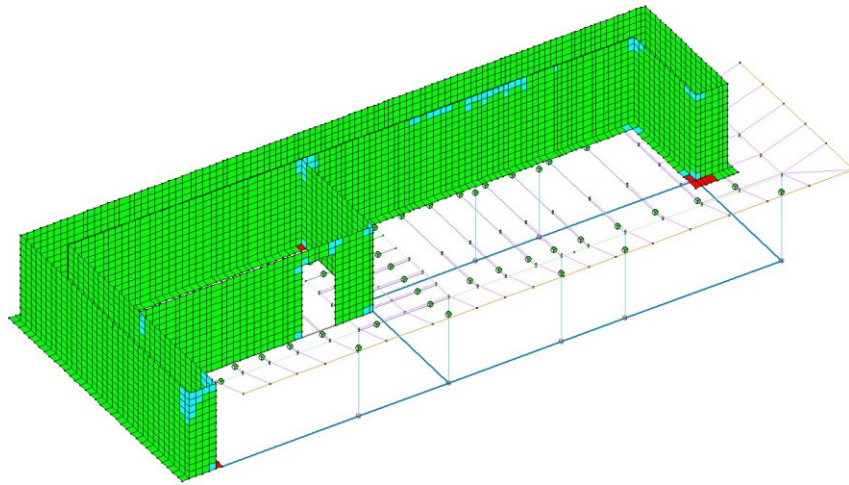
Travi in c.a.	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	0.07	0.97
Verifica V/T cls	0.03	0.54
Verifica V/T acciaio	5.13e-04	0.97
Fessure perm. [mm]	0.0	0.13
Tens. cls perm.	0.0	0.44





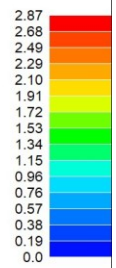
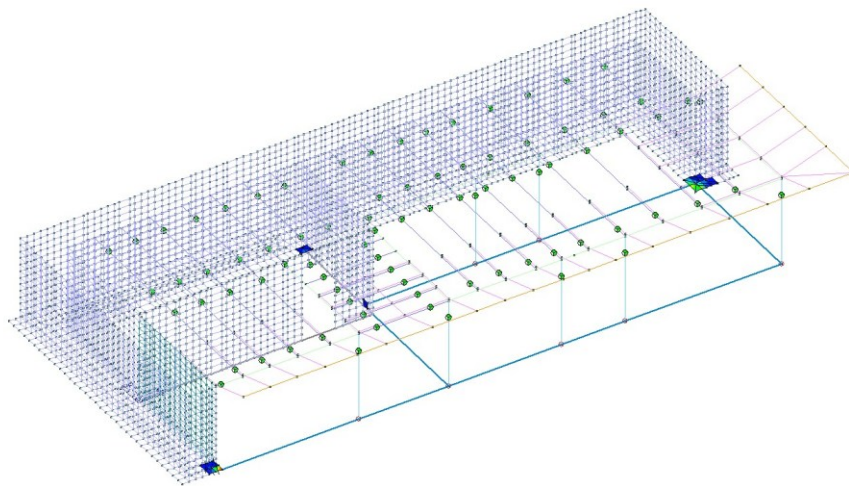


PROGETTO
Stato verif. SLE

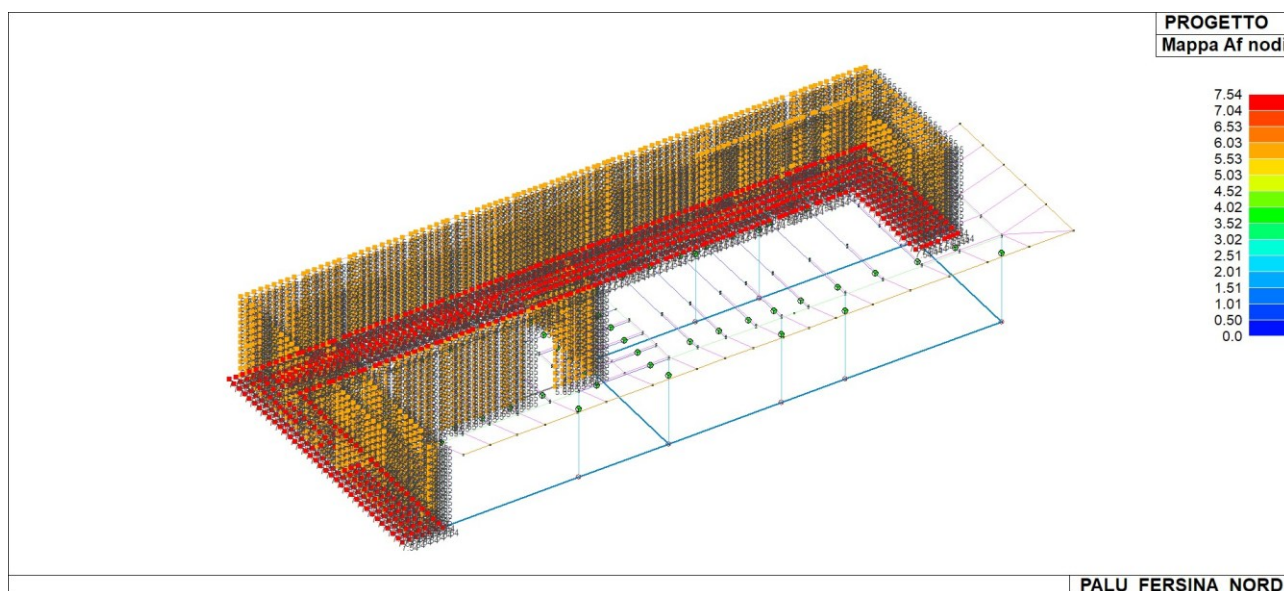
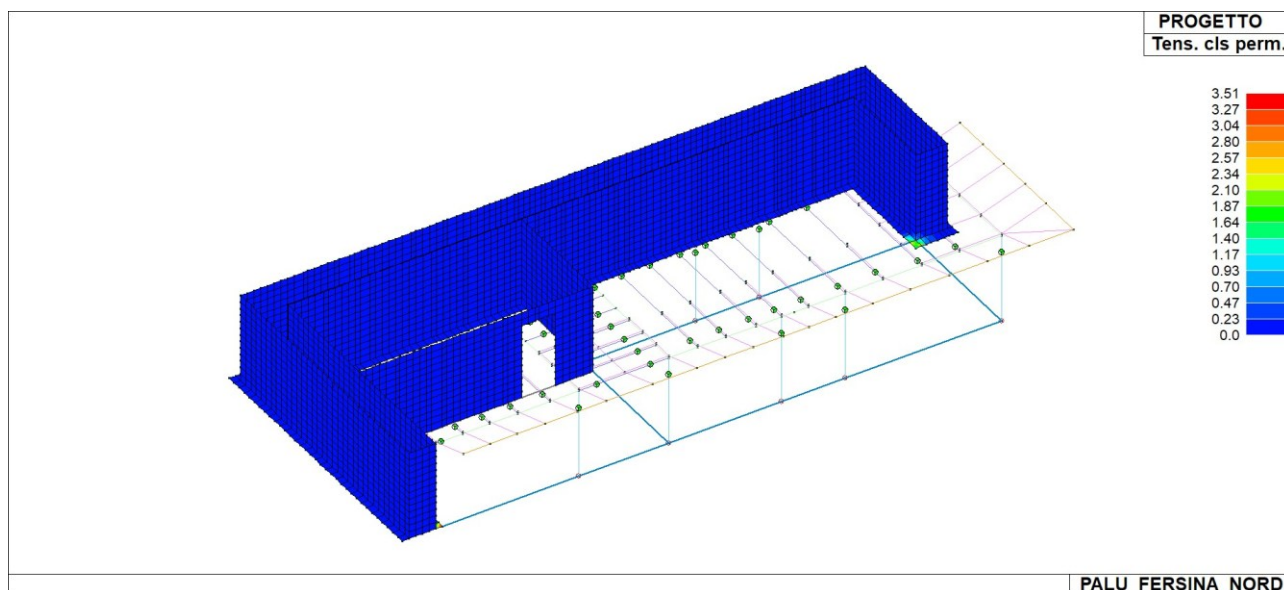


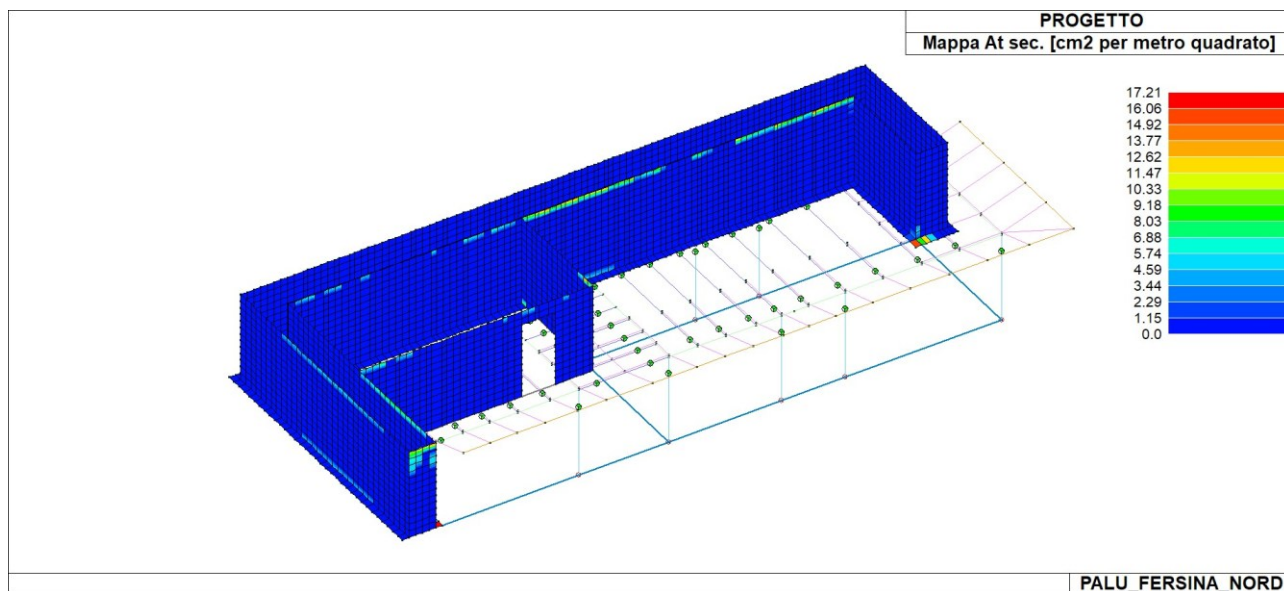
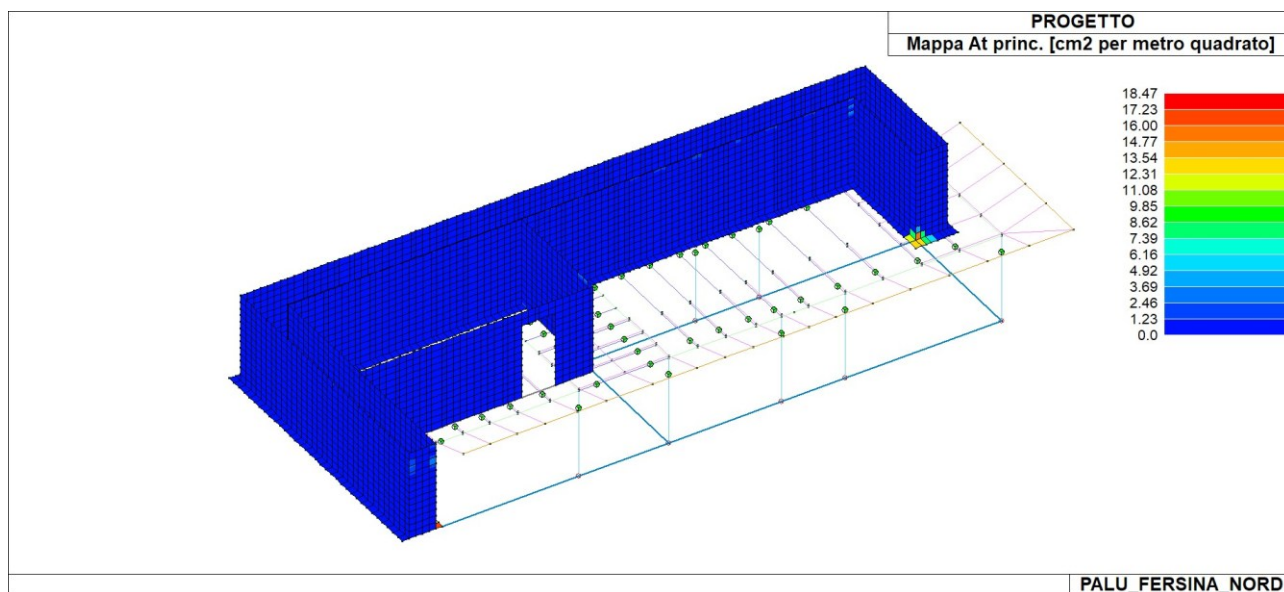
PALU_FERSINA_NORD

PROGETTO
Fessure perm. [mm]



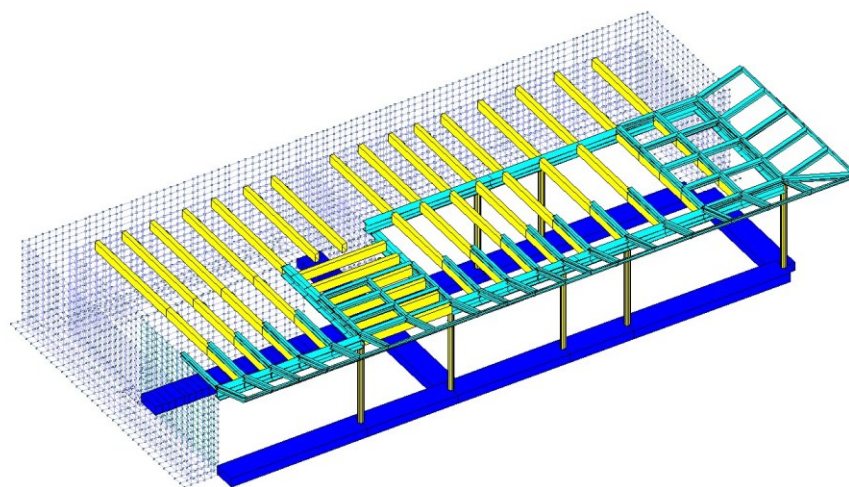
PALU_FERSINA_NORD





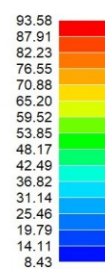
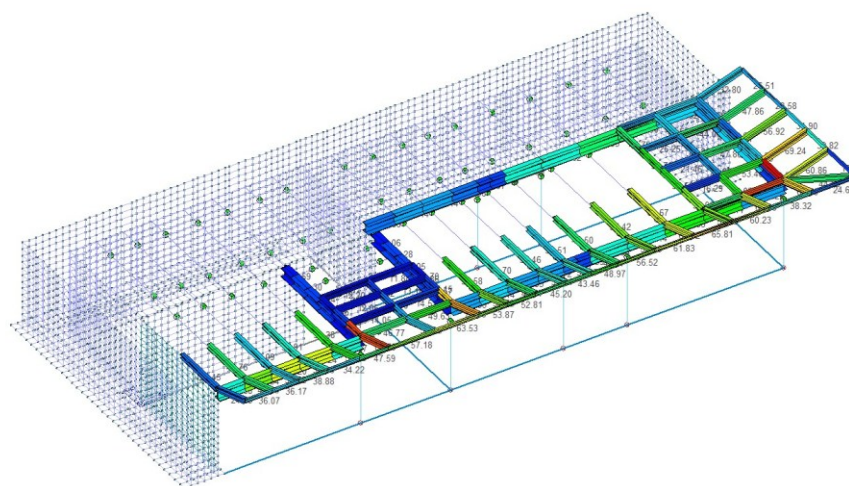
		Elementi D3 singoli	
Elementi D3 singoli		Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M		0.04	47.96
Tensione da V3 [daN/cm2]		0.03	18.99
Verifica V cls princ.		0.0	0.74
Verifica V cls sec.		0.0	0.69
Fessure perm. [mm]		0.0	2.87
Tens. cls perm.		0.0	3.51
Mappa Af nodi		0.0	7.54
Mappa At princ. [cm2 per metro quadrato]		0.0	18.47
Mappa At sec. [cm2 per metro quadrato]		0.0	17.21

PROGETTO
Stato progetto

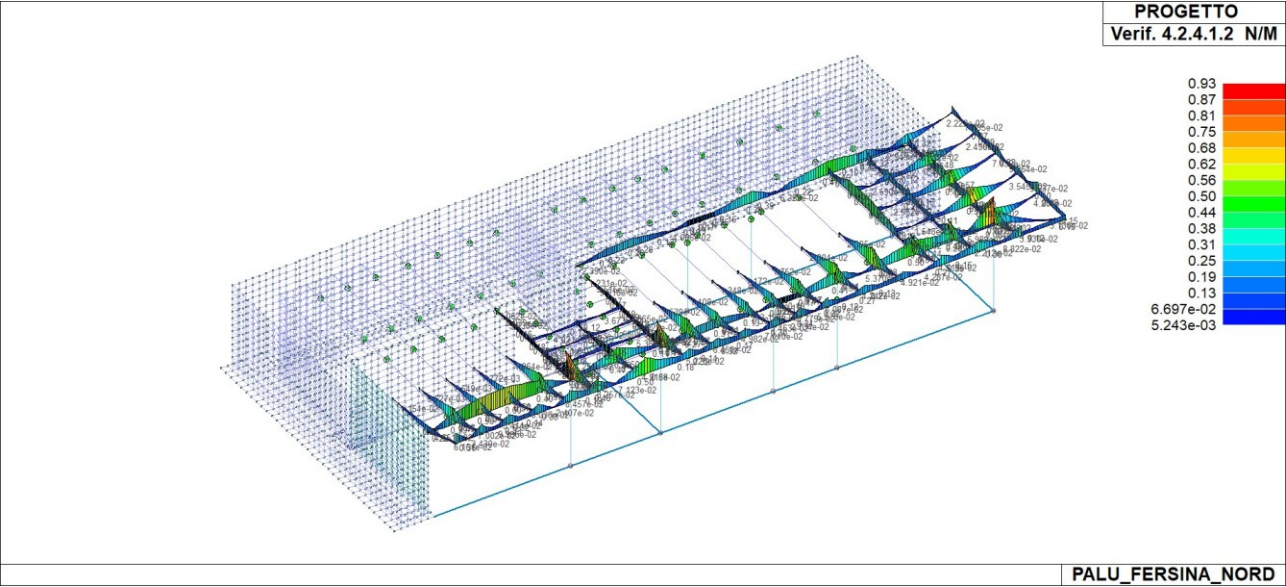
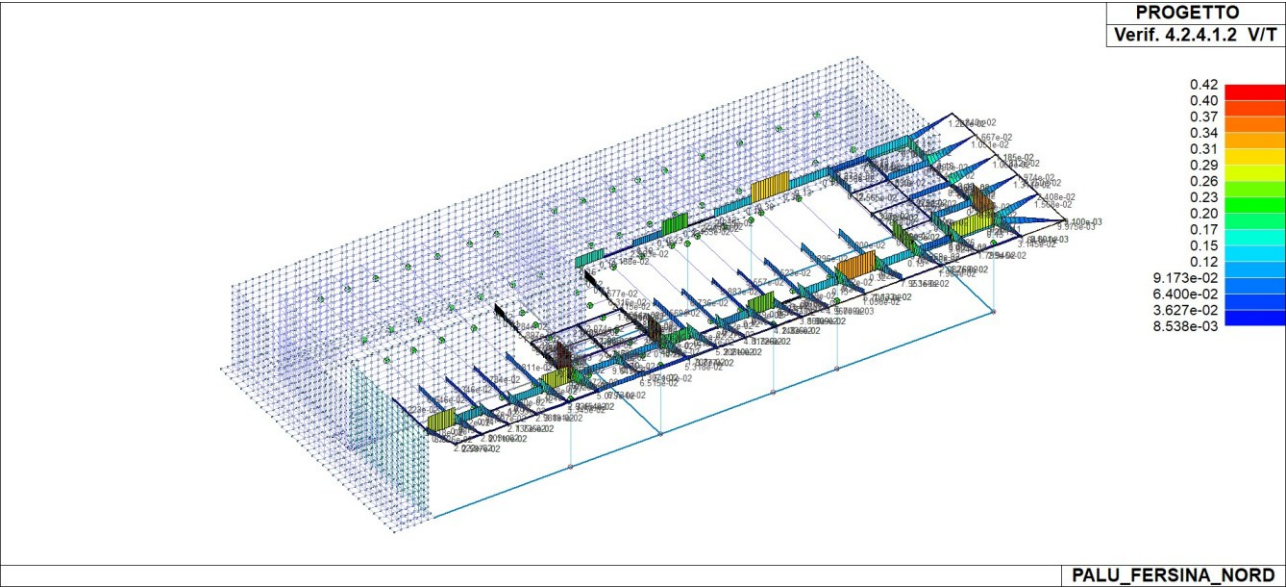


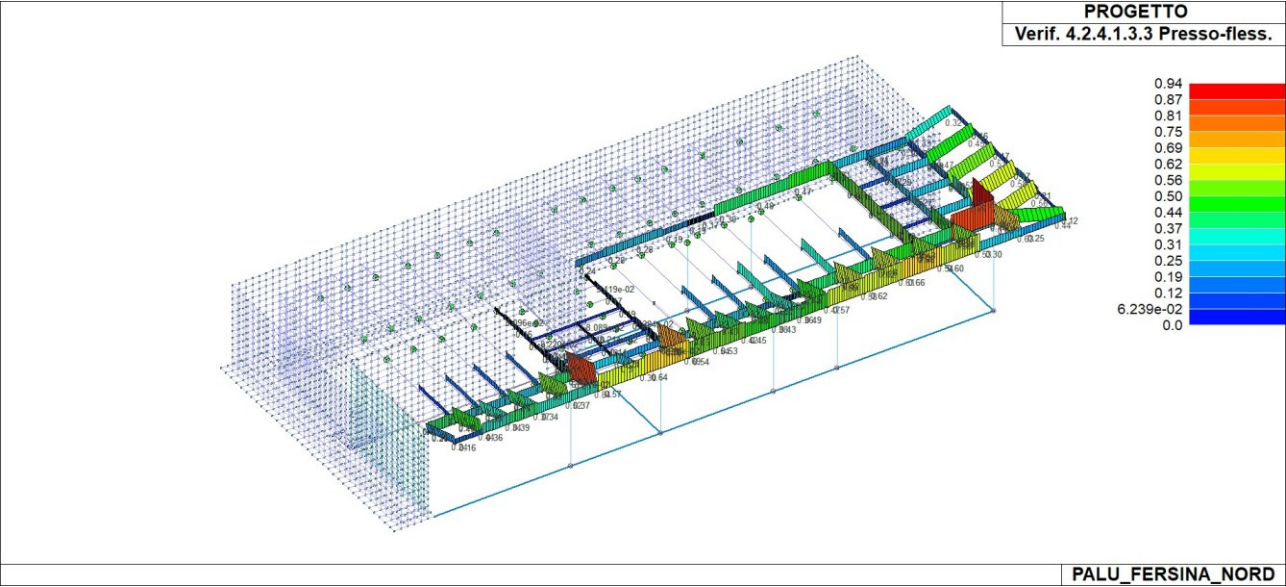
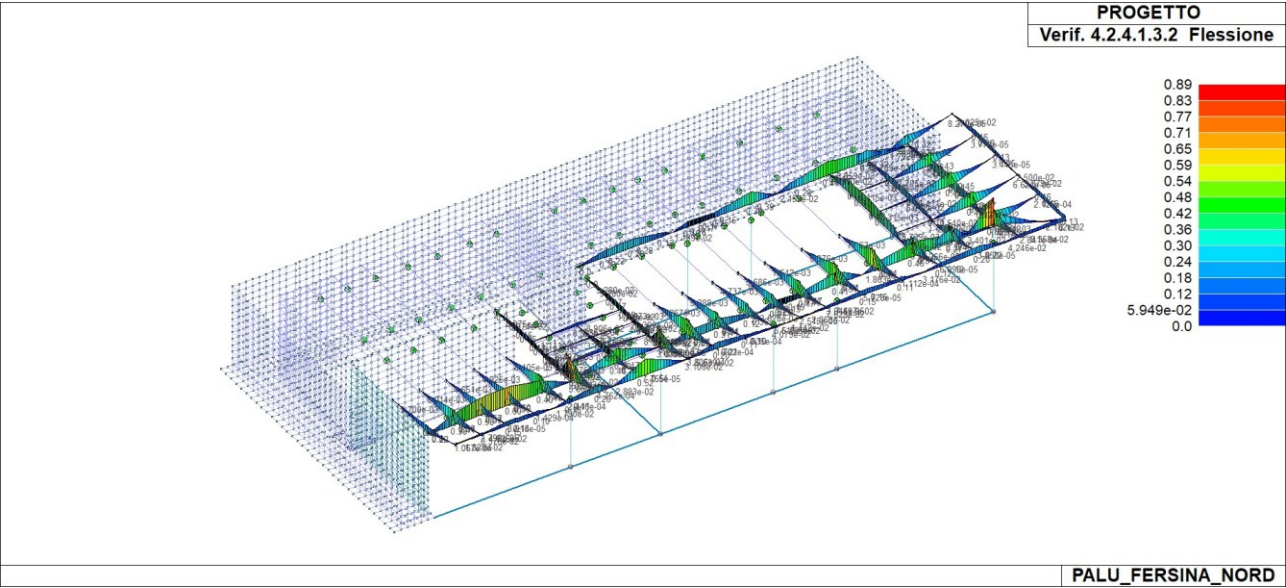
PALU_FERSINA_NORD

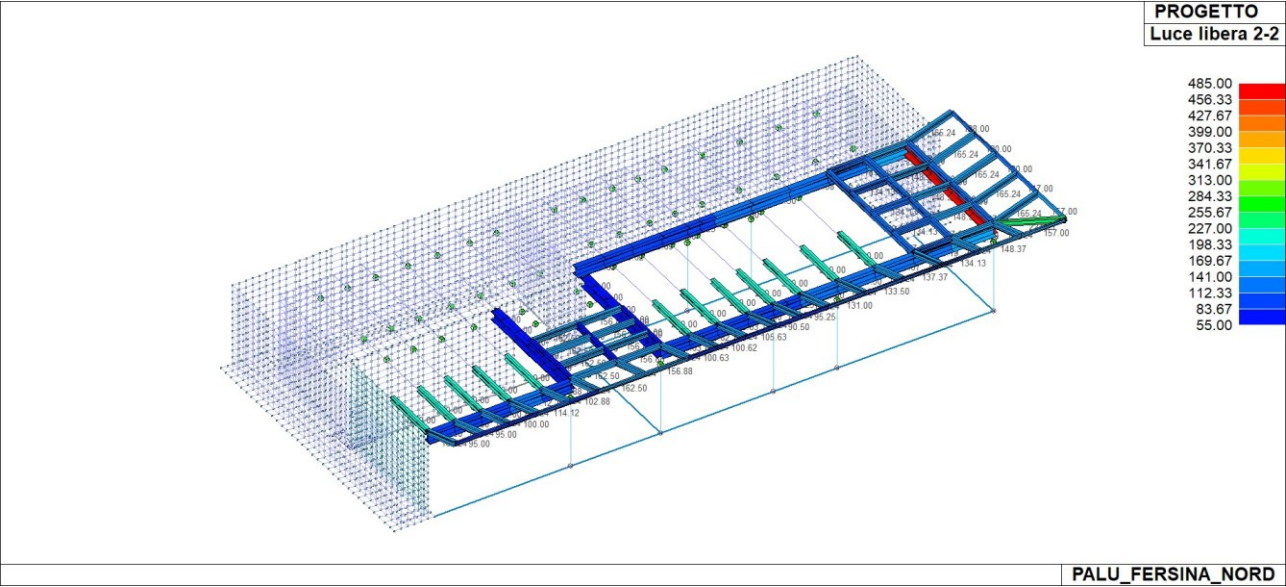
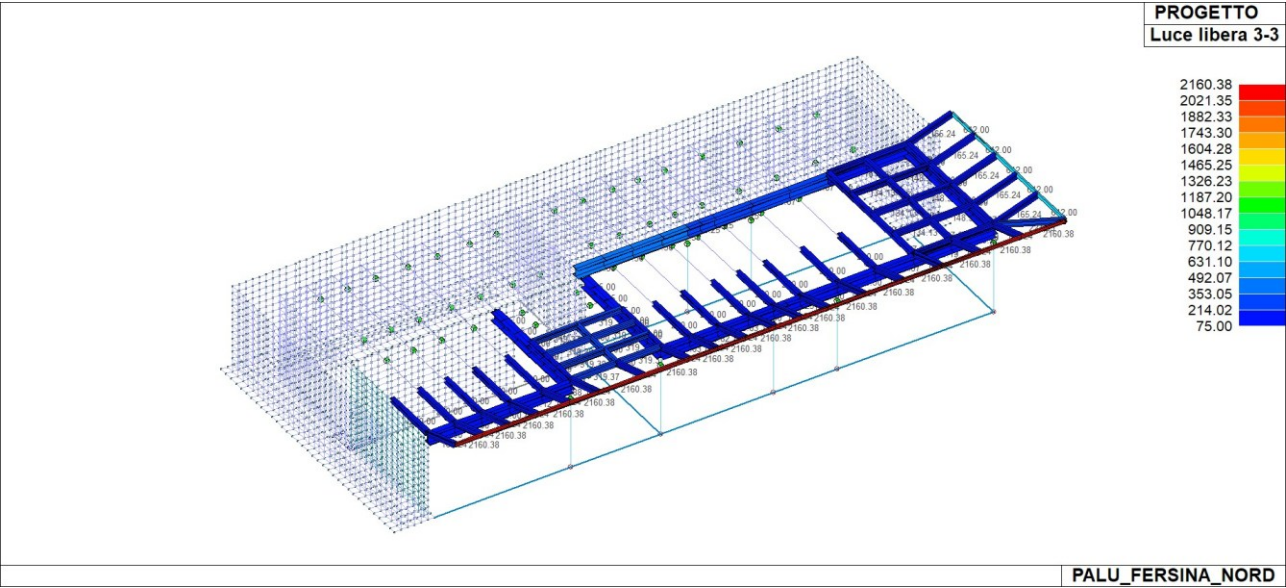
PROGETTO
Sfruttamento (%)

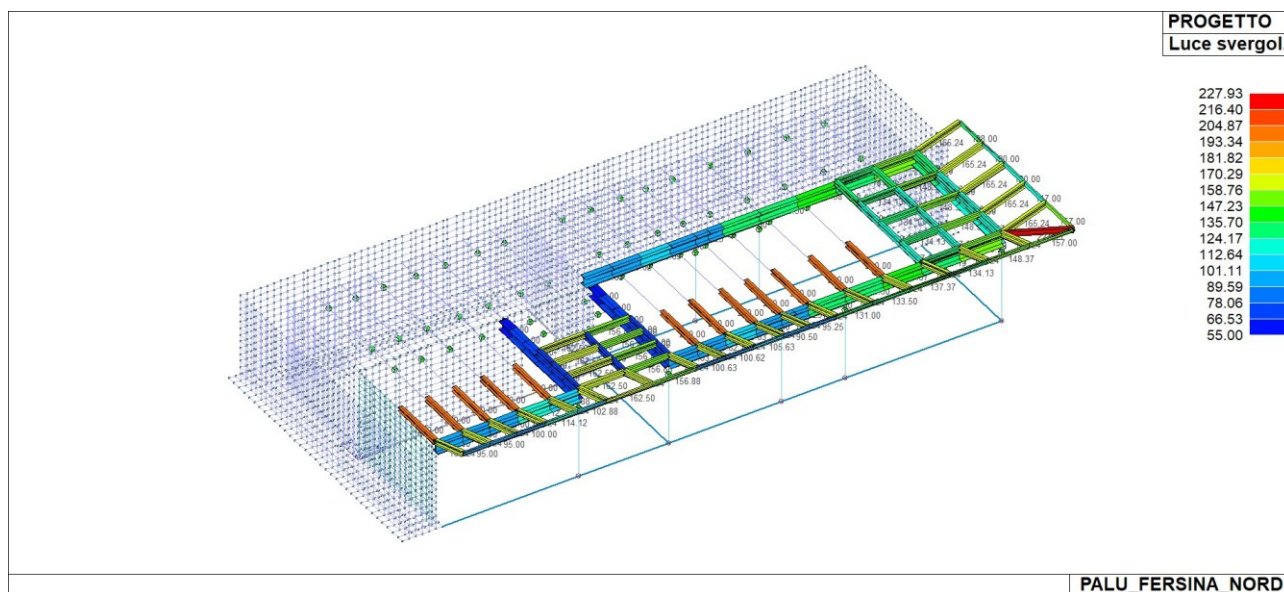


PALU_FERSINA_NORD









Elementi in acciaio		
Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Sfruttamento (%)	8.43	93.58
Verif. 4.2.4.1.2 V/T	8.54e-03	0.42
Verif. 4.2.4.1.2 N/M	5.24e-03	0.93
Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione	0.0	0.89
Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.	0.0	0.94
Luce libera 3-3	75.00	2160.38
Luce libera 2-2	55.00	485.00
Luce svergol.	55.00	227.93

7.9 VERIFICA DEL PLINTO

PLINTO 18 (base rettangolare 100 x 100)

Peso proprio del plinto = 750 kg

MATERIALI

Calcestruzzo:

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo:

R_{ck}	Resistenza cubica
f_{ck}	Resistenza cilindrica
f_{ctm}	Resistenza media a trazione semplice assiale
f_{cd}	Resistenza di progetto a compressione ($\alpha_{cc} = 0.85$)
f_{ctd}	Resistenza di progetto a trazione
E_c	Modulo elastico
G_c	Modulo di elasticità tangenziale
ρ_c	Peso per unità di volume

Calcestruzzo plinto classe: C25/30

R _{ck}	f _{ck}	f _{ctm}	f _{cd}	f _{ctd}	E _c	G _c	ρ _c
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
300	249	25.6	141.1	11.9	314470	140388	2500

Condizioni ambientali plinto: aggressive

Acciaio per armature:

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f _{yk}	Tensione di snervamento
f _{yd}	Resistenza di progetto
f _{tk}	Tensione di rottura
E	Modulo elastico
ρ _A	Peso per unità di volume

Acciaio:

Classe	f _{yk}	f _{yd}	f _{tk}	E	ρ _A	Aderenza
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc	
B450C	4500	3913.0	5400	2060000	7850,0	Migliorata

Sollecitazioni alla base del pilastro

Cmb	Plin.	Tipo	V _x	V _y	N	M _x	M _y	T
			daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	18	SLU STR.	-115.5	48.1	-5436.8	5265.8	11240	-97.0
2	18	SLU STR.	-162.0	75.3	-7412.2	8137.9	15110	-128.3
3	18	SLU STR.	-123.5	52.9	-5780.2	5772.7	11910	-102.3
4	18	SLU STR.	-170.0	80.1	-7755.5	8644.8	15790	-133.5
5	18	SLU STR.	-62.3	21	-3044.3	2370.5	6413.2	-57.2
6	18	SLU STR.	-108.7	48.2	-5019.7	5242.6	10290	-88.4
7	18	SLU STR.	-70.3	25.8	-3387.6	2877.5	7085.8	-62.4
8	18	SLU STR.	-116.7	53.0	-5363	5749.6	10960	-93.7
9	18	SLU STR.	-208.4	102.5	-9387.6	11010	18990	-159.5
10	18	SLU STR.	-155.2	75.4	-6995.1	8114.7	14170	-119.6
11	18	SLU A1 sism.	639.5	67.2	-3949.1	3383.5	-14160	798.9
12	18	SLU A1 sism.	559.6	-236.4	-3636.7	-5126.9	-11540	-2.9
13	18	SLU A1 sism.	-714.2	296.5	-3738.3	11770	26880	-131.2
14	18	SLU A1 sism.	-794.1	-7.2	-3425.9	3256.8	29510	-933.0
15	18	SLU A1 sism.	569.7	122.4	-3906.3	4866.4	-12040	763.3
16	18	SLU A1 sism.	629.4	-291.6	-3679.4	-6609.8	-13660	32.7
17	18	SLU A1 sism.	-784.0	351.7	-3695.5	13250	29000	-166.8
18	18	SLU A1 sism.	-724.3	-62.4	-3468.6	1773.9	27390	-897.4
19	18	SLU A1 sism.	477.9	26.6	-3991.2	2013.7	-9274	793.2
20	18	SLU A1 sism.	398.1	-277.1	-3678.8	-6496.7	-6646.2	-8.7
21	18	SLU A1 sism.	-552.7	337.1	-3696.1	13140	21990	-125.4
22	18	SLU A1 sism.	-632.5	33.5	-3383.7	4626.6	24620	-927.3
23	18	SLU A1 sism.	408.1	81.8	-3948.5	3496.6	-7153.3	757.6
24	18	SLU A1 sism.	467.9	-332.3	-3721.5	-7979.6	-8766.9	26.9
25	18	SLU A1 sism.	-622.4	392.3	-3653.4	14620	24110	-161.0
26	18	SLU A1 sism.	-562.7	-21.7	-3426.5	3143.7	22500	-891.7
27	18	SLU A1 sism.	258.8	501.7	-4239.7	16250	-2863.3	1408.9
28	18	SLU A1 sism.	-7.3	-510.5	-3198.4	-12120	5896.0	-1263.9
29	18	SLU A1 sism.	-147.3	570.5	-4176.5	18760	9450.4	1129.9
30	18	SLU A1 sism.	-413.4	-441.7	-3135.2	-9606.3	18210	-1543.0
31	18	SLU A1 sism.	210.4	489.5	-4252.4	15840	-1396.4	1407.2
32	18	SLU A1 sism.	-55.8	-522.7	-3211.1	-12530	7362.8	-1265.7
33	18	SLU A1 sism.	-98.8	582.7	-4163.8	19170	7983.6	1131.6

34	18	SLU A1 sism.	-364.9	-429.5	-3122.5	-9195.4	16740	-1541.3
35	18	SLU A1 sism.	26.2	685.7	-4097.3	21190	4205.6	1290.3
36	18	SLU A1 sism.	225.3	-694.4	-3340.9	-17060	-1172.9	-1145.4
37	18	SLU A1 sism.	-379.9	754.5	-4034.0	23700	16520	1011.3
38	18	SLU A1 sism.	-180.8	-625.7	-3277.6	-14550	11140	-1424.4
39	18	SLU A1 sism.	-22.3	673.5	-4109.9	20780	5672.5	1288.6
40	18	SLU A1 sism.	176.8	-706.6	-3353.5	-17480	294.0	-1147.1
41	18	SLU A1 sism.	-331.4	766.7	-4021.4	24120	15050	1013.0
42	18	SLU A1 sism.	-132.3	-613.5	-3265.0	-14140	9673.9	-1422.7
43	18	SLE Quasi P.	-77.3	30.0	-3687.5	3320.2	7673.2	-67.1

Sollecitazioni alla base della fondazione

Cmb	Plin.	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
			daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	18	SLU STR.	-115.5	48.1	-6411.8	3823.7	7774.4	-97.0
2	18	SLU STR.	-162.0	75.3	-8387.2	5879.8	10251.2	-128.3
3	18	SLU STR.	-123.5	52.9	-6755.2	4186.0	8203.8	-102.3
4	18	SLU STR.	-170.0	80.1	-8730.5	6242.1	10690.3	-133.5
5	18	SLU STR.	-62.3	21	-3794.3	1740.5	4545.4	-57.2
6	18	SLU STR.	-108.7	48.2	-5769.7	3796.9	7029	-88.4
7	18	SLU STR.	-70.3	25.8	-4137.6	2102.9	4977.4	-62.4
8	18	SLU STR.	-116.7	53.0	-6113	4159.3	7458.1	-93.7
9	18	SLU STR.	-208.4	102.5	-10362.6	7936.2	12737.7	-159.5
10	18	SLU STR.	-155.2	75.4	-7745.1	5853.0	9515.5	-119.6
11	18	SLU A1 sism.	639.5	67.2	-4699.1	1366.9	5024.1	798.9
12	18	SLU A1 sism.	559.6	-236.4	-4386.7	1966.0	5249.2	-2.9
13	18	SLU A1 sism.	-714.2	296.5	-4488.3	2875	5453.1	-131.2
14	18	SLU A1 sism.	-794.1	-7.2	-4175.9	3471.6	5688.2	-933.0
15	18	SLU A1 sism.	569.7	122.4	-4656.3	1193.8	5050.7	763.3
16	18	SLU A1 sism.	629.4	-291.6	-4429.4	2139.1	5222.6	32.7
17	18	SLU A1 sism.	-784.0	351.7	-4445.5	2699.3	5479.7	-166.8
18	18	SLU A1 sism.	-724.3	-62.4	-4218.6	3644.7	5661.6	-897.4
19	18	SLU A1 sism.	477.9	26.6	-4741.2	1216.6	5063.3	793.2
20	18	SLU A1 sism.	398.1	-277.1	-4428.8	1815.7	5295.9	-8.7
21	18	SLU A1 sism.	-552.7	337.1	-4446.1	3025.8	5410.2	-125.4
22	18	SLU A1 sism.	-632.5	33.5	-4133.7	3621.9	5645	-927.3
23	18	SLU A1 sism.	408.1	81.8	-4698.5	1043.5	5090.3	757.6
24	18	SLU A1 sism.	467.9	-332.3	-4471.5	1988.8	5268.9	26.9
25	18	SLU A1 sism.	-622.4	392.3	-4403.4	2849.8	5436.8	-161.0
26	18	SLU A1 sism.	-562.7	-21.7	-4176.5	3795.0	5618.7	-891.7
27	18	SLU A1 sism.	258.8	501.7	-4989.7	1198.1	4901.4	1408.9
28	18	SLU A1 sism.	-7.3	-510.5	-3948.4	3193.5	5677.0	-1263.9
29	18	SLU A1 sism.	-147.3	570.5	-4926.5	1644.4	5031.7	1129.9
30	18	SLU A1 sism.	-413.4	-441.7	-3885.2	3643.8	5807.7	-1543.0
31	18	SLU A1 sism.	210.4	489.5	-5002.4	1153.8	4914.1	1407.2
32	18	SLU A1 sism.	-55.8	-522.7	-3961.1	3149.5	5689.7	-1265.7
33	18	SLU A1 sism.	-98.8	582.7	-4913.8	1688.7	5019.0	1131.6
34	18	SLU A1 sism.	-364.9	-429.5	-3872.5	3689.0	5791.8	-1541.3
35	18	SLU A1 sism.	26.2	685.7	-4847.3	618.4	4991.9	1290.3
36	18	SLU A1 sism.	225.3	-694.4	-4090.9	3773.2	5586.4	-1145.4
37	18	SLU A1 sism.	-379.9	754.5	-4784.0	1065	5123	1011.3
38	18	SLU A1 sism.	-180.8	-625.7	-4027.6	4219.5	5716	-1424.4
39	18	SLU A1 sism.	-22.3	673.5	-4859.9	574.4	5004.7	1288.6
40	18	SLU A1 sism.	176.8	-706.6	-4103.5	3718.9	5599.2	-1147.1
41	18	SLU A1 sism.	-331.4	766.7	-4771.4	1119.3	5107.1	1013.0
42	18	SLU A1 sism.	-132.3	-613.5	-4015.0	4263.8	5704.0	-1422.7

43	18	SLE Quasi P.	-77.3	30.0	-4437.5	2419.3	5354.5	-67.1
----	----	--------------	-------	------	---------	--------	--------	-------

Pressione sul terreno ai vertici della base (daN/cm²):

Cmb.	Plin.	Tipo	P1 x=50, y=50	P2 x=50, y=-50	P3 x=-50, y=-50	P4 x=-50, y=50	Note
1	18	SLU STR.	-0.66	-0.71	-0.62	-0.57	Base interamente compr.
2	18	SLU STR.	-0.86	-0.94	-0.81	-0.74	Base interamente compr.
3	18	SLU STR.	-0.70	-0.75	-0.65	-0.60	Base interamente compr.
4	18	SLU STR.	-0.90	-0.97	-0.85	-0.77	Base interamente compr.
5	18	SLU STR.	-0.40	-0.42	-0.36	-0.34	Base interamente compr.
6	18	SLU STR.	-0.60	-0.64	-0.56	-0.51	Base interamente compr.
7	18	SLU STR.	-0.43	-0.46	-0.40	-0.37	Base interamente compr.
8	18	SLU STR.	-0.63	-0.68	-0.59	-0.54	Base interamente compr.
9	18	SLU STR.	-1.07	-1.16	-1.01	-0.91	Base interamente compr.
10	18	SLU STR.	-0.80	-0.87	-0.75	-0.68	Base interamente compr.
11	18	SLU A1 sism.	-0.49	-0.51	-0.45	-0.43	Base interamente compr.
12	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.48	-0.42	-0.40	Base interamente compr.
13	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.50	-0.43	-0.40	Base interamente compr.
14	18	SLU A1 sism.	-0.43	-0.47	-0.40	-0.36	Base interamente compr.
15	18	SLU A1 sism.	-0.49	-0.50	-0.44	-0.43	Base interamente compr.
16	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.49	-0.42	-0.40	Base interamente compr.
17	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.49	-0.43	-0.40	Base interamente compr.
18	18	SLU A1 sism.	-0.43	-0.48	-0.41	-0.37	Base interamente compr.
19	18	SLU A1 sism.	-0.50	-0.51	-0.45	-0.44	Base interamente compr.
20	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.49	-0.42	-0.40	Base interamente compr.
21	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.50	-0.43	-0.39	Base interamente compr.
22	18	SLU A1 sism.	-0.43	-0.47	-0.40	-0.36	Base interamente compr.
23	18	SLU A1 sism.	-0.49	-0.51	-0.45	-0.43	Base interamente compr.
24	18	SLU A1 sism.	-0.47	-0.49	-0.43	-0.40	Base interamente compr.
25	18	SLU A1 sism.	-0.46	-0.49	-0.42	-0.39	Base interamente compr.
26	18	SLU A1 sism.	-0.43	-0.47	-0.41	-0.36	Base interamente compr.
27	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.54	-0.48	-0.46	Base interamente compr.
28	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.45	-0.38	-0.34	Base interamente compr.
29	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.53	-0.47	-0.45	Base interamente compr.
30	18	SLU A1 sism.	-0.40	-0.45	-0.38	-0.33	Base interamente compr.
31	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.54	-0.48	-0.46	Base interamente compr.
32	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.45	-0.38	-0.34	Base interamente compr.
33	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.53	-0.47	-0.45	Base interamente compr.
34	18	SLU A1 sism.	-0.40	-0.44	-0.37	-0.33	Base interamente compr.
35	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.52	-0.46	-0.45	Base interamente compr.
36	18	SLU A1 sism.	-0.42	-0.47	-0.40	-0.35	Base interamente compr.
37	18	SLU A1 sism.	-0.50	-0.52	-0.45	-0.44	Base interamente compr.
38	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.46	-0.39	-0.34	Base interamente compr.
39	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.52	-0.46	-0.45	Base interamente compr.
40	18	SLU A1 sism.	-0.42	-0.47	-0.40	-0.35	Base interamente compr.
41	18	SLU A1 sism.	-0.50	-0.51	-0.45	-0.44	Base interamente compr.
42	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.46	-0.39	-0.34	Base interamente compr.
43	18	SLE Quasi P.	-0.46	-0.49	-0.43	-0.40	Base interamente compr.

Pressione massima = -1.16 daN/cm² (Cmb. n. 9 Plinto n. 18)

VERIFICHE DEL PLINTO

Verifiche delle armature lungo la direzione X.

Sezione		Armature	
Tipo	Dimensioni	Barre superiori	Barre inferiori

Rettangolare	B x H = 100 x 30	5 Ø 16 (10.1 cmq)	5 Ø 16 (10.1 cmq)
--------------	------------------	-------------------	-------------------

Il plinto è geometricamente classificabile come tozzo.

Per effetto dell'eccentricità in alcune combinazioni di carico la biella compressa risulta inclinata di un angolo inferiore a 45°.

Per tali combinazioni la verifica verrà svolta con il metodo della mensola inflessa.

Verifica della base di fondazione come mensola inflessa.

Copriferro = 5.0 cm

Sezioni maggiormente sollecitate: tangenti alla sagoma del pilastro.

Sezioni verifiche: Sez.1-1 (x = 9.7), Sez.2-2 (x = -9.7)

Verifiche a flessione maggiormente gravose:

Cmb.	Plin.	Sez.	Med	Mu	Med / Mu	Stato
			daN cm	daN cm		
9	18	1-1	80770.2	931763.0	0.087	Ok
9	18	2-2	71692.7	931763.0	0.077	Ok

Verifiche a taglio maggiormente gravose (NTC 4.1.2.3.5.1):

Cmb.	Plin.	Sez.	Ved	VRd	Ved / VRd	Stato
			daN	daN		
9	18	1-1	3967.1	11236.8	0.353	Ok
9	18	2-2	3599.3	11236.8	0.320	Ok

Verifiche delle armature lungo la direzione Y.

Sezione		Armature	
Tipo	Dimensioni	Barre superiori	Barre inferiori
Rettangolare	B x H = 100 x 30	5 Ø 16 (10.1 cmq)	5 Ø 16 (10.1 cmq)

Il plinto è geometricamente classificabile come tozzo.

Per effetto dell'eccentricità in alcune combinazioni di carico la biella compressa risulta inclinata di un angolo inferiore a 45°.

Per tali combinazioni la verifica verrà svolta con il metodo della mensola inflessa.

Verifica della base di fondazione come mensola inflessa.

Copriferro = 5.0 cm

Sezioni maggiormente sollecitate: tangenti alla sagoma del pilastro.

Sezioni verifiche: Sez.3-3 (y = 9.7), Sez.4-4 (y = -9.7)

Verifiche a flessione maggiormente gravose:

Cmb.	Plin.	Sez.	Med	Mu	Med / Mu	Stato
			daN cm	daN cm		
9	18	3-3	73403.6	931763.0	0.079	Ok
9	18	4-4	79059.3	931763.0	0.085	Ok

Verifiche a taglio maggiormente gravose (NTC 4.1.2.3.5.1):

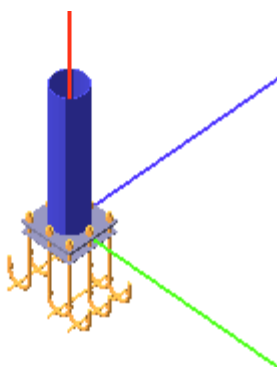
Cmb.	Plin.	Sez.	Ved	VRd	Ved / VRd	Stato
			daN	daN		
9	18	3-3	3668.6	11236.8	0.326	Ok
9	18	4-4	3897.8	11236.8	0.347	Ok

Punzonamento:

Verifica a punzonamento non eseguita, in quanto il perimetro critico risulta maggiore delle dimensioni della base del plinto.

7.10 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE

[Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 del nodo 1838](#)



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Colonna

Tipo di profilo: TUBO 193.7x5.6

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 299.7 x 299.7 x 15.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Rigidezza giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini}$ non calcolabile

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 6 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1838.1	576.5	-225.7	-211700.0	710930.0	-1816000.0	-14987.0
1838.2	809.5	-305.7	-290800.0	962904.0	-2550000.0	-20192.0
1838.3	615.8	-239.4	-225000.0	753995.0	-1940000.0	-15927.0
1838.4	848.9	-319.4	-304100.0	1006000.0	-2674000.0	-21132.0
1838.5	312.9	-128.3	-118600.0	404135.0	-985559.9	-8413.0
1838.6	545.9	-208.3	-197700.0	656109.0	-1720000.0	-13618.0
1838.7	352.3	-142.0	-132000.0	447200.0	-1110000.0	-9353.0
1838.8	585.3	-222.0	-211100.0	699174.0	-1844000.0	-14558.0
1838.9	1042.5	-385.7	-369900.0	1215000.0	-3284000.0	-25398.0
1838.10	779.0	-288.3	-276800.0	908083.0	-2454000.0	-18824.0
1838.11	563.5	144.4	-137600.0	-454963.0	-1775000.0	-174011.0

1838.12	605.8	-924.1	-145700.0	2911000.0	-1908000.0	-27604.0
1838.13	167.5	616.3	-141500.0	-1941000.0	-527729.0	7257.0
1838.14	209.8	-452.2	-149600.0	1425000.0	-660971.0	153663.0
1838.15	557.6	58.2	-137000.0	-183284.0	-1756000.0	-175554.0
1838.16	611.7	-837.9	-146400.0	2639000.0	-1927000.0	-26061.0
1838.17	161.6	530.1	-140900.0	-1670000.0	-509093.0	5714.0
1838.18	215.7	-366.0	-150200.0	1153000.0	-679607.0	155206.0
1838.19	609.0	157.4	-135800.0	-495832.0	-1918000.0	-174156.0
1838.20	651.3	-911.2	-143900.0	2870000.0	-2052000.0	-27750.0
1838.21	122.0	603.3	-143300.0	-1901000.0	-384296.0	7402.0
1838.22	164.3	-465.2	-151400.0	1465000.0	-517539.0	153809.0
1838.23	603.1	71.2	-135200.0	-224153.0	-1900000.0	-175699.0
1838.24	657.2	-824.9	-144600.0	2598000.0	-2070000.0	-26207.0
1838.25	116.1	517.1	-142600.0	-1629000.0	-365661.0	5859.0
1838.26	170.2	-379.0	-152000.0	1194000.0	-536175.0	155352.0
1838.27	375.6	1556.2	-129500.0	-4902000.0	-1183000.0	-281374.0
1838.28	516.6	-2005.6	-156500.0	6318000.0	-1627000.0	206647.0
1838.29	256.8	1697.8	-130700.0	-5348000.0	-808833.0	-226994.0
1838.30	397.8	-1864.1	-157700.0	5872000.0	-1253000.0	261027.0
1838.31	389.2	1560.1	-129000.0	-4914000.0	-1226000.0	-281418.0
1838.32	530.2	-2001.7	-156000.0	6305000.0	-1670000.0	206603.0
1838.33	243.1	1693.9	-131200.0	-5336000.0	-765804.0	-226950.0
1838.34	384.1	-1868.0	-158200.0	5884000.0	-1210000.0	261071.0
1838.35	355.8	1268.8	-127400.0	-3997000.0	-1121000.0	-286517.0
1838.36	536.3	-1718.1	-158600.0	5412000.0	-1689000.0	211790.0
1838.37	237.1	1410.3	-128600.0	-4443000.0	-746714.0	-232137.0
1838.38	417.5	-1576.6	-159800.0	4966000.0	-1315000.0	266170.0
1838.39	369.5	1272.6	-126900.0	-4009000.0	-1164000.0	-286561.0
1838.40	549.9	-1714.2	-158100.0	5400000.0	-1732000.0	211746.0
1838.41	223.4	1406.4	-129100.0	-4430000.0	-703685.0	-232094.0
1838.42	403.8	-1580.5	-160300.0	4978000.0	-1272000.0	266214.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141145.5 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 291791.1 \text{ N}$$

Bull.	$F_{f,Rd} \text{ [N]}$	$F_{t,Rd} \text{ [N]}$
1	15095.8	15095.8
2	40377.0	40377.0
3	15095.8	15095.8
4	40377.0	40377.0
5	40377.0	40377.0
6	15095.8	15095.8
7	40377.0	40377.0
8	15095.8	15095.8

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd} , B_{pf,Rd} , F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 94097.0 \text{ N}$$

Bull.	$F_{bf,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,x,Rd} \text{ [N]}$	$F_{bf,y,Rd} \text{ [N]}$	$F_{v,y,Rd} \text{ [N]}$
1	75243.2	75243.2	75243.2	75243.2
2	106476.2	94097.0	182320.0	94097.0
3	75243.2	75243.2	75243.2	75243.2
4	182320.0	94097.0	106476.2	94097.0
5	182320.0	94097.0	106476.2	94097.0

6	75243.2	75243.2	75243.2	75243.2
7	106476.2	94097.0	182320.1	94097.0
8	75243.2	75243.2	75243.2	75243.2

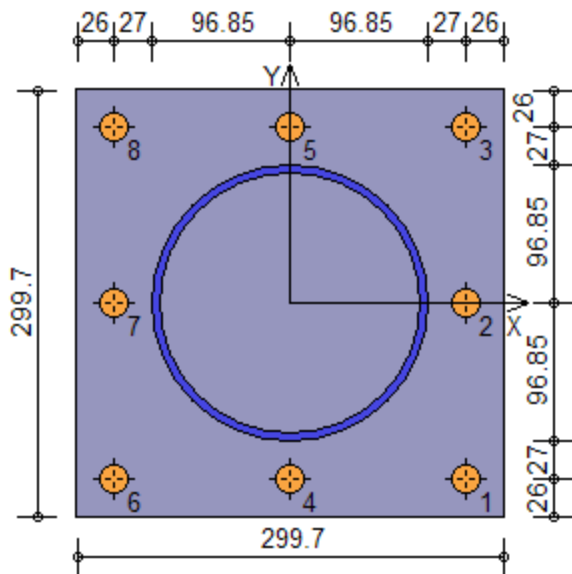
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 1838, CMB n. 30)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	123.85	-123.85	138.4	75243.2	0.0	15095.8	0.001839	Ok
2	123.85	0.00	264.9	94097.0	0.0	40377.0	0.002815	Ok
3	123.85	123.85	427.6	75243.2	0.0	15095.8	0.005683	Ok
4	0.00	-123.85	75.9	94097.0	0.0	40377.0	0.000807	Ok
5	0.00	123.85	411.7	94097.0	0.0	40377.0	0.004375	Ok
6	-123.85	-123.85	232.5	75243.2	0.0	15095.8	0.003091	Ok
7	-123.85	0.00	324.2	94097.0	0.0	40377.0	0.003445	Ok
8	-123.85	123.85	466.7	75243.2	0.0	15095.8	0.006202	Ok

2-Trazione (Elemento non caricato)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	123.85	-123.85	0.0	15095.8	0.000000	Ok
2	123.85	0.00	0.0	40377.0	0.000000	Ok
3	123.85	123.85	0.0	15095.8	0.000000	Ok
4	0.00	-123.85	0.0	40377.0	0.000000	Ok
5	0.00	123.85	0.0	40377.0	0.000000	Ok
6	-123.85	-123.85	0.0	15095.8	0.000000	Ok
7	-123.85	0.00	0.0	40377.0	0.000000	Ok
8	-123.85	123.85	0.0	15095.8	0.000000	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
 $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
 $VER \rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 1838, CMB n. 9)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 4.97 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1488.76 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 53.0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 11238.8 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	2943482.0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	2090962.0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.710370 \text{ Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della colonna (Nodo n. 1838, CMB n. 9)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 4.49 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1345.75 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 53.0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 11238.8 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	2943482.0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	1890109.0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.642134 \text{ Ok}$		

Ancoraggio

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	$L_t =$	600 mm (rettilineo 332 mm, arco 188 mm, terminale 80 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	732 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20Ø)
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	15 mm

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (800 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_c =$	2.69 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 1838, CMB n. 9)

$p_{max} = 5.25 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] =$	40377.0 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	123538.1 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$		

7.11 VERIFICA DELLA COPERTURA IN LEGNO

Dati generali:

Normativa di riferimento: DM 17/01/2018 NTC

Categoria carichi variabili: Neve (alt. s.l.m. $\leq$ 1000 m).

Dati geometrici:

Travi in legno:

B x H [cm]	Angolo incl.	Area [cm ²]	Av [cm ²]	Wx [cm ³]	Jx [cm ⁴]	Wy [cm ³]	Jy [cm ⁴]
20.0 x 36.0	0.0°	720.0	514.1	4320.0	77760.0	2400.0	24000.0

Interasse: $i = 120.0$ cm

Luce di calcolo: $L = L_0 / \cos\alpha = 515.0 / 1.00000 = 515.0$ cm

Spessore tavolato in legno: $t_w = 6.0$ cm

Angolo inclinazione falda: $\alpha = 0.0^\circ$

MATERIALI

Legno:

Le normative EN dividono i legnami per costruzioni in classi (C, D, T, GL) per le quali vengono forniti dei valori caratteristici di resistenza, modulo elastico e densità.

Caratteristiche meccaniche del legno:

f_{mk}	Resistenza a flessione
f_{t0}	Resistenza a trazione parallela alle fibre
f_{t90}	Resistenza a trazione perpendicolare alle fibre
f_{c0}	Resistenza a compressione parallela alle fibre
f_{c90}	Resistenza a compressione perpendicolare alle fibre
f_{vk}	Resistenza a taglio
E_m	Modulo elastico medio
G_m	Modulo elastico tangenziale medio
ρ_k	Massa volumica caratteristica
ρ_m	Massa volumica media

L'applicazione di coefficienti correttivi legati a fattori ambientali e durata dei carichi e i coefficienti parziali di sicurezza permettono di ottenere i valori di progetto (d) da quelli caratteristici (k) con le seguenti relazioni:

Per i valori di resistenza: $X_d = K_{mod} \cdot X_k / \gamma_m$

Per verifiche a flessione e a trazione parallela alla fibratura i valori possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h che tiene conto della dimensione massima della sezione.

Per le deformazioni a lungo termine i moduli elastici risultano ridotti: $M_{m,fin} = M_m / (1 + K_{def})$

Nel caso in esame i coefficienti correttivi valgono:

Classe di servizio 1 - (caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.)

$K_{mod} = 0.90$ per classe di durata dei carichi variabili di breve durata (meno di 1 settimana)

$K_{mod} = 0.60$ per classe di durata dei carichi variabili permanenti

$K_{def} = 0.60$ per classe di servizio 1

Legno travi:

Classe: GL24h - EN14080:2013 Legno lamellare incollato

γ_m = Coef. parziale di sicurezza = 1.45

$k_h = 1.052$ ($L_{max} = 36.0$ cm)

K_{cf} = Coef. riduzione a taglio per fessurazione = 0.71

Em	Em,fin	Gm	Gm,fin	ρ_k	ρ_m
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/m ³	kg/m ³
115000.0	71875.0	6500.0	4062.5	385.0	420.0

Resistenza	f _{mk}	f _{t0}	f _{t90}	f _{c0}	f _{c90}	f _{vk}
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
caratteristica	240.0	192.0	5.0	240.0	25.0	35.0
prog. (K _{mod} = 0.90)	156.8	125.4	3.1	149.0	15.5	21.7
prog. (K _{mod} = 0.60)	104.5	83.6	2.1	99.3	10.3	14.5

Legno tavolato:

Classe: C24 - EN338:2016 Legname di conifere e di pioppo Classe C

γ_m = Coef. parziale di sicurezza = 1.50

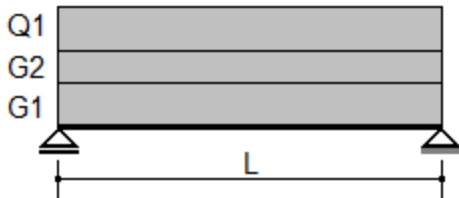
K_h = 1.000 (L_{max} = 25.0 cm - larghezza delle tavole)

K_{cf} = Coef. riduzione a taglio per fessurazione = 0.50

Em	Em,fin	Gm	Gm,fin	ρ_k	ρ_m
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/m ³	kg/m ³
110000.0	71875.0	6900.0	4312.5	350.0	420.0

Resistenza	f _{mk}	f _{t0}	f _{t90}	f _{c0}	f _{c90}	f _{vk}
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
caratteristica	240.0	145.0	4.0	210.0	25.0	40.0
prog. (K _{mod} = 0.90)	144.0	87.0	2.4	126.0	15.0	24.0
prog. (K _{mod} = 0.60)	96.0	58.0	1.6	84.0	10.0	16.0

SCHEMA STATICO:



ANALISI DEI CARICHI:

Carichi permanenti:

- tavolato in legno 25.2 daN/mq

g1 = 25.2 daN/mq

g1 x interasse travi 30.2 daN/m

peso proprio trave 30.2 daN/m

G1 = 60.5 daN/m

Carichi permanenti non strutturali:

- manto di copertura 500.0 daN/mq

- impermeabilizzazione+coibentazione 0.0 daN/mq

g2 = 500.0 daN/mq

G2 = g2 x interasse travi (1.20 m) 600.0 daN/m

Carichi variabili:

q = carico da neve 590.0 daN/mq

q' = q cos α 590.0 daN/mq

$$Q1 = q' \times \text{interasse travi} \quad 708.0 \quad \text{daN/m}$$

VERIFICHE FALSO PUNTONE IN LEGNO:

Combinazione di carico: permanenti + variabili ($K_{mod} = 0.900$)

$$Q \text{ (ortogonale)} = (G1 \gamma_{g1} + G2 \gamma_{g2} + Q1 \gamma_{q1}) \cos \alpha = 2040.62 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

Verifica a flessione:

$$M = (Q L^2) / 8 = 676530.6 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_w = M / W_x = 156.6 \text{ daN/cm}^2 < f_{md} = 156.77 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V = (Q L) / 2 = 5254.6 \text{ daN}$$

$$\tau_w = 1,5 V / A_v = 15.3 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 21.72 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Combinazione di carico: soli carichi permanenti ($K_{mod} = 0.600$)

$$Q \text{ (ortogonale)} = (G1 \gamma_{g1} + G2 \gamma_{g2}) \cos \alpha = 978.62 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

Verifica a flessione:

$$M = (Q L^2) / 8 = 324444.4 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_w = M / W_x = 75.1 \text{ daN/cm}^2 < f_{pmd} = 104.52 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V = (Q L) / 2 = 2520.0 \text{ daN}$$

$$\tau_w = 1,5 V / A_v = 7.4 \text{ daN/cm}^2 < f_{pvd} = 14.48 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Frecce in esercizio:

Deformazione istantanea per effetto dei carichi permanenti:

$$G_k = G1 + G2 = 60.48 + 600.00 = 660.48 \text{ daN/m}$$

$$U1i = ((5 G_k L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 G_k L^2) / (8 G_m A)) = 7.327 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea per effetto dei carichi variabili:

$$U2i = ((5 Q1 L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 Q1 L^2) / (8 G_m A)) = 7.854 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea (combinazione rara):

$$U_i = U1i + U2i = 15.180 \text{ mm}$$

Deformazione finale per effetto dei carichi permanenti + variabili (combinazione quasi permanente):

$$U_{fin} = U1i (1 + K_{def}) + U2i (1 + \psi_2 K_{def}) = 19.576 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi_2 = 0.00):$$

Verifiche di deformazione:

$$U_i / L = 1 / 339 < 1 / 300 \text{ (Ok)}$$

$$U_{fin} / L = 1 / 263 < 1 / 200 \text{ (Ok)}$$

VERIFICHE DEL TAVOLATO IN LEGNO:

Dimensioni di calcolo: larghezza = 100 cm, spessore = 6.0 cm, luce = 120.0 cm

$$G1x = G1 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m} \quad G1y = G1 \cos \alpha = 25.20 \text{ daN/m}$$

$$G2x = G2 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m} \quad G2y = G2 \cos \alpha = 500.00 \text{ daN/m}$$

$$Q1x = Q1 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m} \quad Q1y = Q1 \cos \alpha = 590.00 \text{ daN/m}$$

Combinazione di carico: permanenti + variabili ($K_{mod} = 0.900$)

$$Q_x = G1x \gamma_{g1} + G2x \gamma_{g2} + Q1x \gamma_{q1} = 0.00 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

$$Q_y = G1y \gamma_{g1} + G2y \gamma_{g2} + Q1y \gamma_{q1} = 1667.76 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

Verifica a flessione deviata:

$$M_x = (Q_y L^2) / 8 = 30019.7 \text{ daN cm}$$

$$M_y = (Q_x L^2) / 8 = 0.0 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_{xw} = M_x / W_x = 50.03 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{yw} = M_y / W_y = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$(\sigma_{xw} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{yw} / f_{md}) = 0.347 < 1 \text{ (Ok)}$$

$$(\sigma_{yw} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{xw} / f_{md}) = 0.243 < 1 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V_y = (Q_y L) / 2 = 1000.7 \text{ daN}$$

$$V_x = (Q_x L) / 2 = 0.0 \text{ daN}$$

$$\tau_{wy} = 1,5 V_y / A = 5.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{wx} = 1,5 V_x / A = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_w = (\tau_{wx}^2 + \tau_{wy}^2)^{1/2} = 5.00 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 24.00 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Combinazione di carico: soli carichi permanenti ($K_{mod} = 0.600$)

$$Q_x = G_{1x} \gamma_{g1} + G_{2x} \gamma_{g2} = 0.00 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

$$Q_y = G_{1y} \gamma_{g1} + G_{2y} \gamma_{g2} = 782.76 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

Verifica a flessione deviata:

$$M_x = (Q_y L^2) / 8 = 14089.7 \text{ daN cm}$$

$$M_y = (Q_x L^2) / 8 = 0.0 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_{xw} = M_x / W_x = 23.48 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{yw} = M_y / W_y = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$(\sigma_{xw} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{yw} / f_{md}) = 0.245 < 1 \text{ (Ok)}$$

$$(\sigma_{yw} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{xw} / f_{md}) = 0.171 < 1 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V_y = (Q_y L) / 2 = 469.7 \text{ daN}$$

$$V_x = (Q_x L) / 2 = 0.0 \text{ daN}$$

$$\tau_{wy} = 1,5 V_y / A = 2.35 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{wx} = 1,5 V_x / A = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_w = (\tau_{wx}^2 + \tau_{wy}^2)^{1/2} = 2.35 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 16.00 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Frecce in esercizio:

Deformazione istantanea per effetto dei carichi permanenti:

$$U_{1Xi} = ((5 G_{1x} L^4) / (384 E_m J_y)) + ((1.2 G_{1x} L^2) / (8 G_m A)) = 0.000 \text{ mm}$$

$$U_{1Yi} = ((5 G_{1y} L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 G_{1y} L^2) / (8 G_m A)) = 0.744 \text{ mm}$$

$$U_{1i} = (U_{1Xi}^2 + U_{1Yi}^2)^{1/2} = 0.744 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea per effetto dei carichi variabili:

$$U_{2Xi} = ((5 Q_{1x} L^4) / (384 E_m J_y)) + ((1.2 Q_{1x} L^2) / (8 G_m A)) = 0.000 \text{ mm}$$

$$U_{2Yi} = ((5 Q_{1y} L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 Q_{1y} L^2) / (8 G_m A)) = 0.835 \text{ mm}$$

$$U_{2i} = (U_{2Xi}^2 + U_{2Yi}^2)^{1/2} = 0.835 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea (combinazione rara):

$$U_i = U_{1i} + U_{2i} = 1.579 \text{ mm}$$

Deformazione finale per effetto dei carichi permanenti + variabili (combinazione quasi permanente):

$$U_{Xfin} = U_{1Xi} (1 + K_{def}) + U_{2Xi} (1 + \psi_2 K_{def}) = 0.000 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi_2 = 0.00):$$

$$U_{Yfin} = U_{1Yi} (1 + K_{def}) + U_{2Yi} (1 + \psi_2 K_{def}) = 2.025 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi_2 = 0.00):$$

$$U_{fin} = (U_{Xfin}^2 + U_{Yfin}^2)^{1/2} = 2.025 \text{ mm}$$

Verifiche di deformazione:

$U_i / L = 1 / 760 < 1 / 300$ (Ok)
 $U_{fin} / L = 1 / 593 < 1 / 200$ (Ok)

7.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

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

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

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

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

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

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

Formulazione di Hansen (1970)

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione di Vesic (1975)

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

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione di Brinch-Hansen

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

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

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

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

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

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

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Formulazione Eurocodice 7

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

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

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

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \tan(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

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

- se H è parallela al lato B si ha:

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

- se H è parallela al lato L si ha:

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

- se $\varphi = 0$ si ha:

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

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

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

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

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

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q_{ult}'' carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

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

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

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

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

$$q_{ult}' = q_{ult}'' \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

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

$$\begin{aligned} s_c &= 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_c &= 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;} \\ s_\gamma &= 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} & s_\gamma &= 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.} \end{aligned}$$

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

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\operatorname{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi) \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$$

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

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

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

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

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

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

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

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

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

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

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

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

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

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

corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20.0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20.0 %

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

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3.00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3.00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3.00

Combinazioni di carico:

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

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

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

- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \phi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2.30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50.00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1.30

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

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

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / PALU'

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -1500.0 cm	1500.0 cm	001 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente

ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **001 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	%	%	
0.00180	0.00185	33.000	0.075	214.515	300.000	60.0	0.313	1.00

VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

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

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

Elemento: Trave 57

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4741	0.6919	1.1188	0.00E+00	3.2849	0.5343	0.1626
039 SLV A1 Sism	1.2495	0.5906	0.8693	0.00E+00	2.7094	0.4021	0.1484

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	7.1	1093.2	0.0065	009 SLU STR	4.2	861.2	0.0049
036 SLV A1 Sism	132.8	657.2	0.2021	026 SLV A1 Sism	92.5	498.2	0.1856

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-0.226	-0.029	4.2	-7.1	-1407.2	-0.5112	-0.5343
026 SLV A1 Sism	-0.174	0.130	-92.5	-28.1	-573.8	-0.2036	-0.2189
036 SLV A1 Sism	-0.441	0.173	20.6	-132.8	-527.0	-0.1821	-0.2068
039 SLV A1 Sism	-0.265	-0.080	36.9	119.9	-1047.1	-0.3753	-0.4021

Elemento: Trave 75

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4267	0.6821	1.0957	0.00E+00	3.2045	1.2768	0.3984
039 SLV A1 Sism	0.9827	0.4780	0.6346	0.00E+00	2.0952	0.8831	0.4215

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
------	----	-------	------------	------	----	-------	------------

Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
005 SLU STR	55.3	7742.5	0.0071	009 SLU STR	40.4	16776.0	0.0024
014 SLV A1 Sism	3176.7	7249.6	0.4382	042 SLV A1 Sism	3773.9	8922.8	0.4229

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	0.322	-19.150	2.4	55.3	-13965.6	-0.2471	-0.6446
009 SLU STR	0.613	1.130	40.4	-3.5	-31682.6	-0.5403	-1.2768
014 SLV A1 Sism	0.240	-3.176	202.7	-3176.7	-12565.3	-0.2134	-0.5538
039 SLV A1 Sism	0.575	-21.673	-3760.2	287.4	-18261.7	-0.2964	-0.8831
042 SLV A1 Sism	0.135	-3.651	3773.9	-194.1	-12864.3	-0.2497	-0.5091

Elemento: Trave 76

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4191	0.6786	1.0872	0.00E+00	3.1849	0.7790	0.2446
041 SLV A1 Sism	1.0738	0.5199	0.7205	0.00E+00	2.3143	0.3621	0.1565

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
005 SLU STR	21.9	4414.2	0.0050	009 SLU STR	83.0	10031.8	0.0083
014 SLV A1 Sism	1219.8	4548.3	0.2682	040 SLV A1 Sism	1582.8	5468.3	0.2895

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	0.357	-1.990	24.0	21.9	-6831.2	-0.2445	-0.2824
009 SLU STR	0.601	-3.336	83.0	3.8	-18273.5	-0.6232	-0.7790
014 SLV A1 Sism	0.246	-1.088	193.5	-1219.8	-7385.8	-0.2727	-0.3009
040 SLV A1 Sism	0.366	-0.334	1582.8	469.0	-7370.5	-0.2714	-0.3019
041 SLV A1 Sism	0.476	-4.108	-1522.7	-430.9	-8516.8	-0.2866	-0.3621

Elemento: Trave 77

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4131	0.6759	1.0746	0.00E+00	3.1636	1.0161	0.3212
039 SLV A1 Sism	1.1150	0.5388	0.7549	0.00E+00	2.4087	0.4763	0.1977

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
005 SLU STR	28.2	5396.1	0.0052	009 SLU STR	155.8	12431.2	0.0125
014 SLV A1 Sism	1522.5	5662.5	0.2689	036 SLV A1 Sism	1840.3	6915.5	0.2661

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	0.521	11.117	44.4	28.2	-8714.5	-0.2339	-0.3681
009 SLU STR	0.821	12.832	155.8	10.3	-22821.1	-0.5831	-1.0161
014 SLV A1 Sism	0.347	11.619	326.0	-1522.5	-9633.2	-0.2617	-0.4056
036 SLV A1 Sism	0.348	12.043	1840.3	693.7	-9715.9	-0.2591	-0.4009
039 SLV A1 Sism	0.933	11.661	-1627.5	133.0	-10672.8	-0.2777	-0.4763

Elemento: Trave 81

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4732	0.6915	1.1202	0.00E+00	3.2848	0.4616	0.1405
039 SLV A1 Sism	1.2631	0.5967	0.8847	0.00E+00	2.7444	0.3598	0.1311

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	6.5	979.6	0.0066	009 SLU STR	3.2	735.1	0.0044
036 SLV A1 Sism	106.3	589.1	0.1805	014 SLV A1 Sism	73.0	434.9	0.1679

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-0.134	-0.009	3.2	-6.5	-1141.2	-0.4494	-0.4616
014 SLV A1 Sism	-0.074	0.095	-73.0	-15.8	-461.8	-0.1812	-0.1902
036 SLV A1 Sism	-0.239	0.173	29.3	-106.3	-377.4	-0.1447	-0.1602
039 SLV A1 Sism	-0.252	-0.050	15.8	95.4	-874.6	-0.3398	-0.3598

Elemento: Trave 89

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4467	0.6853	1.1114	0.00E+00	3.2435	0.8866	0.2734
035 SLV A1 Sism	1.1948	0.5708	0.8221	0.00E+00	2.5877	0.6102	0.2358

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	78.8	11151.1	0.0071	009 SLU STR	102.5	12743.1	0.0080
022 SLV A1 Sism	1589.2	5756.2	0.2761	038 SLV A1 Sism	1722.9	6340.7	0.2717

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	0.124	4.069	102.5	78.8	-23356.1	-0.6642	-0.8866
022 SLV A1 Sism	-0.047	1.867	259.1	-1589.2	-9624.0	-0.2778	-0.3551
035 SLV A1 Sism	-0.882	-16.338	-1659.8	493.3	-14253.3	-0.3482	-0.6102
038 SLV A1 Sism	1.152	16.041	1722.9	-441.9	-8405.5	-0.2043	-0.3833

Elemento: Trave 90

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4765	0.6929	1.1269	0.00E+00	3.2963	0.8449	0.2563
041 SLV A1 Sism	1.1400	0.5411	0.7626	0.00E+00	2.4436	0.5366	0.2196

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	7.5	1273.9	0.0059	005 SLU STR	1.1	709.1	0.0016
036 SLV A1 Sism	199.3	882.4	0.2259	022 SLV A1 Sism	194.3	684.3	0.2839

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	-0.052	0.019	-1.1	-1.7	-1134.0	-0.4890	-0.4967

009 SLU STR	-0.027	-0.027	-0.2	-7.5	-1927.8	-0.8319	-0.8449
022 SLV A1 Sism	0.062	0.012	-194.3	-29.1	-1155.9	-0.4983	-0.5055
036 SLV A1 Sism	-0.030	0.050	27.5	-199.3	-1157.4	-0.4958	-0.5082
041 SLV A1 Sism	-0.052	-0.034	-40.5	194.3	-1218.4	-0.5253	-0.5366

Elemento: Trave 92

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.5418	0.7087	1.0958	0.00E+00	3.3464	1.4160	0.4231
031 SLV A1 Sism	1.1881	0.5521	0.6946	0.00E+00	2.4348	0.8688	0.3568

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
005 SLU STR	36.3	6882.1	0.0053	009 SLU STR	99.9	14612.1	0.0068
034 SLV A1 Sism	4354.2	4860.1	0.8959	014 SLV A1 Sism	2068.8	7834.2	0.2641

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	1.529	2.754	26.6	-36.3	-11899.9	-0.2194	-0.4987
009 SLU STR	2.007	-15.400	99.9	-35.8	-27375.4	-0.4561	-1.4160
014 SLV A1 Sism	1.489	-16.369	-2068.8	-1708.7	-11199.8	-0.2042	-0.5441
031 SLV A1 Sism	1.483	21.381	647.0	4283.7	-18528.6	-0.3165	-0.8688
034 SLV A1 Sism	2.023	-54.761	-578.4	-4354.2	-8097.2	-0.0995	-0.5151

Elemento: Trave 93

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4762	0.6927	1.1263	0.00E+00	3.2952	0.8592	0.2608
035 SLV A1 Sism	1.1685	0.5540	0.7901	0.00E+00	2.5126	0.5658	0.2252

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	7.9	1286.2	0.0061	005 SLU STR	0.7	707.7	0.0010
036 SLV A1 Sism	200.8	871.6	0.2303	026 SLV A1 Sism	187.3	677.3	0.2765

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	-0.063	0.018	-0.7	-1.9	-1130.7	-0.4872	-0.4956
009 SLU STR	-0.035	-0.027	0.7	-7.9	-1959.4	-0.8451	-0.8592
026 SLV A1 Sism	0.067	0.060	-187.3	-41.2	-1139.0	-0.4863	-0.5036
035 SLV A1 Sism	-0.126	-0.069	60.8	183.6	-1269.6	-0.5394	-0.5658
036 SLV A1 Sism	-0.038	0.080	27.4	-200.8	-1130.3	-0.4815	-0.5007

Elemento: Trave 94

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4752	0.6923	1.1244	0.00E+00	3.2920	0.9687	0.2943
035 SLV A1 Sism	1.1886	0.5630	0.8098	0.00E+00	2.5614	0.6741	0.2632

....

....

....

Elemento: Plinto 13

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.1966	0.8535	1.6998	0.00E+00	4.7499	1.5200	0.3200
014 SLV A1 Sism	1.8852	0.7376	1.3290	0.00E+00	3.9519	0.6600	0.1670

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	304.4	6142.5	0.0496	009 SLU STR	160.9	6142.5	0.0262
017 SLV A1 Sism	747.5	3116.4	0.2399	041 SLV A1 Sism	537.7	3059.7	0.1757

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-1.059	1.432	160.9	-304.4	-13210.0	-1.1200	-1.5200
014 SLV A1 Sism	-1.233	1.119	-11.4	-747.1	-5804.5	-0.5000	-0.6600
017 SLV A1 Sism	-0.750	1.206	245.4	-747.5	-5689.8	-0.5000	-0.6400
041 SLV A1 Sism	-0.108	1.434	537.7	-357.6	-5532.2	-0.5000	-0.6000

Elemento: Plinto 18

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.2127	0.8588	1.7260	0.00E+00	4.7975	1.1600	0.2418
037 SLV A1 Sism	1.8306	0.7153	1.2844	0.00E+00	3.8303	0.5200	0.1358

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	208.1	5038.8	0.0413	009 SLU STR	102.7	5038.8	0.0204
014 SLV A1 Sism	794.2	2526.9	0.3143	040 SLV A1 Sism	707.0	2492.3	0.2837

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-0.768	1.233	102.7	-208.1	-10350.0	-0.9100	-1.1600
014 SLV A1 Sism	-0.826	1.361	-9.1	-794.2	-4175.9	-0.3600	-0.4700
037 SLV A1 Sism	-0.224	1.070	754.5	-378.7	-4784.9	-0.4400	-0.5200
040 SLV A1 Sism	-0.907	1.372	-707.0	176.5	-4089.2	-0.3500	-0.4600

Elemento: Plinto 1838

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.2078	0.8553	1.7357	0.00E+00	4.7987	1.4500	0.3022
011 SLV A1 Sism	1.8673	0.7298	1.3191	0.00E+00	3.9162	0.6300	0.1609

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	337.8	6220.2	0.0543	005 SLU STR	30.0	2863.2	0.0105
020 SLV A1 Sism	839.8	2980.5	0.2818	030 SLV A1 Sism	379.6	2888.4	0.1314

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	0.372	-1.269	-30.0	104.3	-4729.5	-0.4300	-0.5200
009 SLU STR	-0.027	-1.358	-10.2	337.8	-13380.0	-1.2300	-1.4500
011 SLV A1 Sism	0.620	-1.243	134.2	784.0	-5648.3	-0.5000	-0.6300
020 SLV A1 Sism	-0.465	-1.259	-65.3	839.8	-5332.8	-0.4800	-0.5900
030 SLV A1 Sism	-1.595	-1.295	-379.6	-9.4	-5127.3	-0.4200	-0.6000

Elemento: Plinto 1879

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.1944	0.8531	1.6930	0.00E+00	4.7405	1.6500	0.3481
016 SLV A1 Sism	1.9020	0.7442	1.3453	0.00E+00	3.9915	0.7300	0.1829

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	321.5	6548.5	0.0491	009 SLU STR	242.9	6548.5	0.0371
011 SLV A1 Sism	763.9	3291.9	0.2321	027 SLV A1 Sism	473.0	3191.5	0.1482

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-1.254	-1.346	242.9	321.5	-14260.0	-1.2000	-1.6500
011 SLV A1 Sism	-0.884	-1.122	243.7	763.9	-6143.6	-0.5400	-0.6900
016 SLV A1 Sism	-1.383	-1.129	37.8	761.7	-6305.8	-0.5400	-0.7300
027 SLV A1 Sism	-0.109	-1.215	473.0	425.0	-5866.1	-0.5400	-0.6300

Elemento: Plinto 1880

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.0933	0.8188	1.5398	0.00E+00	4.4519	1.8100	0.4066
031 SLV A1 Sism	1.4320	0.5711	0.8413	0.00E+00	2.8444	0.7200	0.2531

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	612.7	6230.4	0.0983	009 SLU STR	602.5	6230.4	0.0967
017 SLV A1 Sism	802.0	2960.2	0.2709	031 SLV A1 Sism	1535.2	2966.9	0.5175

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-2.771	2.811	602.5	-612.7	-13520.0	-0.9000	-1.8100
017 SLV A1 Sism	-2.550	2.230	336.0	-802.0	-5363.6	-0.3800	-0.6900
031 SLV A1 Sism	-2.985	2.557	1535.2	37.7	-5401.1	-0.3600	-0.7200

Elemento: Plinto 1907

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.2354	0.8657	1.7687	0.00E+00	4.8699	1.3700	0.2813
025 SLV A1 Sism	1.8111	0.7096	1.2503	0.00E+00	3.7709	0.5900	0.1565

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	209.8	5957.5	0.0352	005 SLU STR	28.0	2852.1	0.0098
025 SLV A1 Sism	817.2	2910.4	0.2808	038 SLV A1 Sism	448.7	3152.5	0.1423

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	0.312	0.755	-28.0	-50.5	-4684.8	-0.4400	-0.5000
009 SLU STR	-0.112	1.189	-11.5	-209.8	-12700.0	-1.1700	-1.3700
025 SLV A1 Sism	1.018	1.299	151.4	-817.2	-5168.2	-0.4400	-0.5900
038 SLV A1 Sism	-1.313	0.512	-448.7	-186.1	-5779.2	-0.5100	-0.6400

Macro platea: 12

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4901	0.6760	3.6112	0.00E+00	5.7772	3.2843	0.5685

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
005 SLU STR	111.3	107143.8	0.0010	005 SLU STR	136.7	111305.6	0.0012
036 SLV A1 Sism	40662.7	97210.1	0.4183	026 SLV A1 Sism	39309.7	96866.3	0.4058

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
005 SLU STR	-21.345	-6.220	-136.7	111.3	-229334.4	-0.1986	-1.7684
009 SLU STR	-28.238	-24.365	86.3	-89.5	-365356.7	-0.3874	-3.2843
022 SLV A1 Sism	-156.091	-24.392	-38647.6	-8811.1	-237094.9	-0.1878	-2.9430
026 SLV A1 Sism	-151.548	-25.609	-39309.7	-9214.9	-236953.5	-0.1950	-2.9935
036 SLV A1 Sism	-15.346	-59.364	3044.5	-40662.7	-206960.4	-0.1896	-2.5980

Elemento: Trave 57

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.306 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.235 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.358 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.275 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-0.298	0.018	1.5	-2.6	-755.4	-0.2717	-0.2860

Elemento: Trave 75

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.324 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.088 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.379 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.103 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	0.393	-14.225	6.8	46.6	-15563.0	-0.2740	-0.6961

Elemento: Trave 76

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.329 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.107 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.385 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.125 cm in Cmb n. 043

.....

....

....

Elemento: Plinto 13

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.358 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.163 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.419 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.191 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-0.831	1.307	53.4	-110.5	-5671.1	-0.4900	-0.6400

Elemento: Plinto 18

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.324 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.137 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.379 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.160 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-0.547	1.210	30.1	-77.2	-4430.0	-0.4000	-0.4900

Elemento: Plinto 1838

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.369 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.176 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.432 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.206 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	0.260	-1.295	-26.7	127.8	-5567.6	-0.5000	-0.6100

Elemento: Plinto 1879

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.395 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.180 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.462 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.211 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-1.045	-1.280	83.7	138.1	-6053.0	-0.5200	-0.6900

Elemento: Plinto 1880

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.393 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.122 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.460 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.143 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-2.489	2.612	221.2	-231.6	-5686.5	-0.3900	-0.7400

Elemento: Plinto 1907

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.344 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.164 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.403 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.192 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	0.197	0.871	-25.1	-67.2	-5451.2	-0.5100	-0.5800

Elemento: Platea macro n. 12

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.330 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.154 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.387 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.180 cm in Cmb n. 043

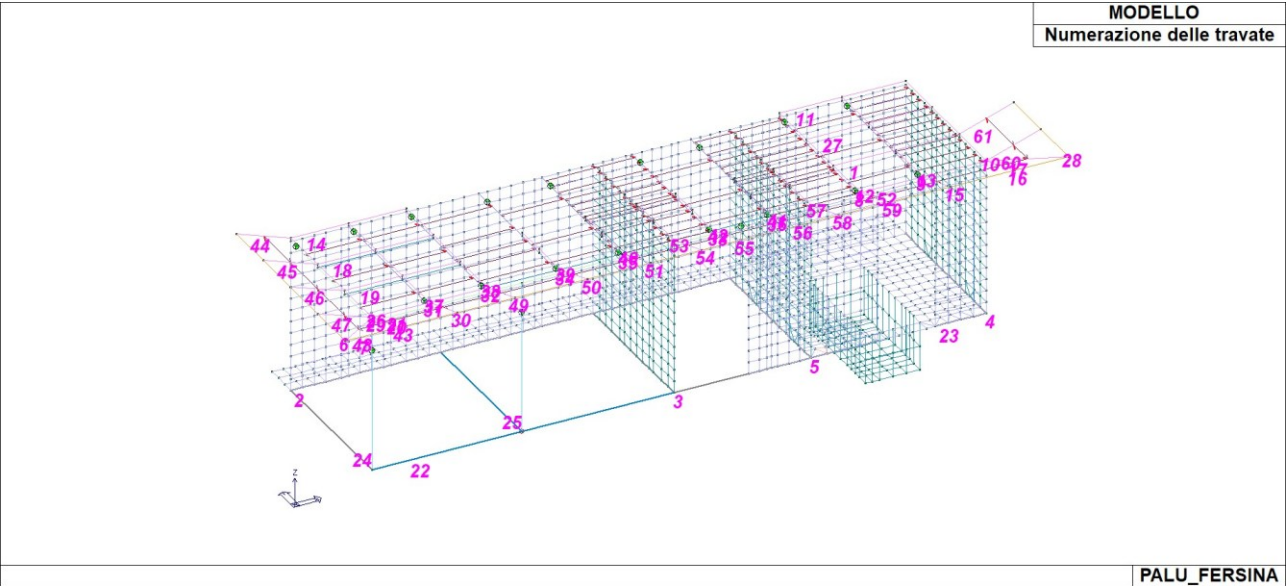
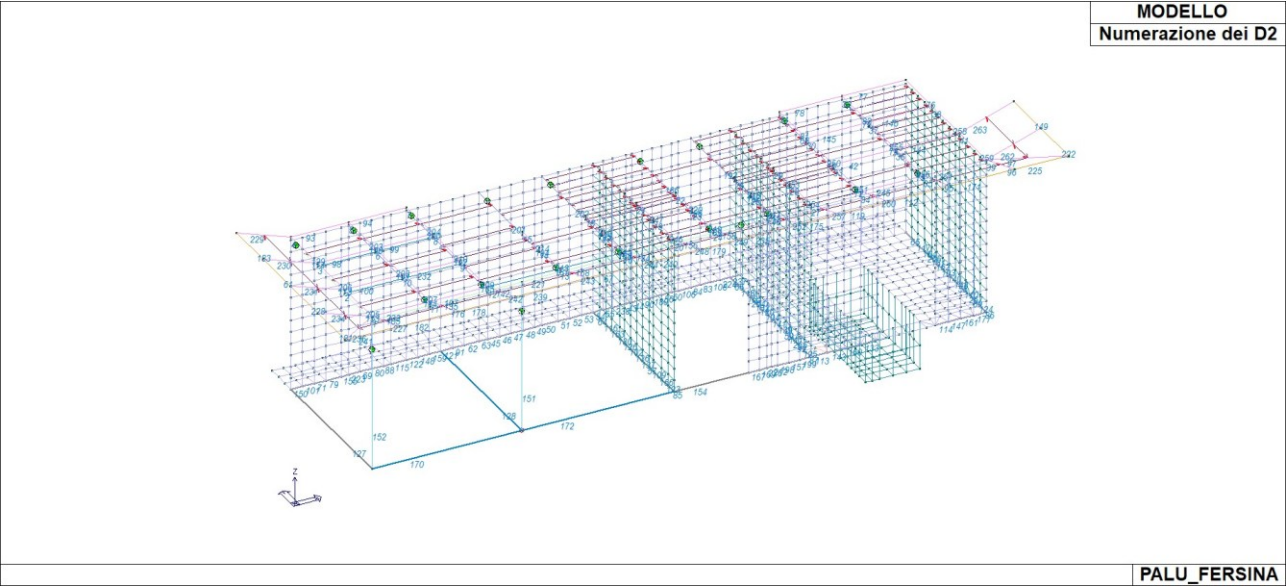
Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-22.581	-9.524	-106.0	82.6	-237169.6	-0.2140	-1.8814

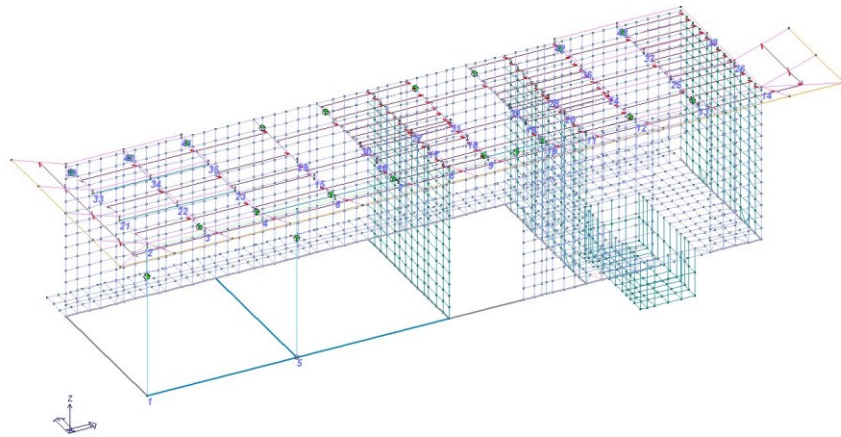
8 MODELLAZIONE, PROGETTO E VERIFICA EDIFICIO 2

8.1 ELEMENTI FINITI – SEZIONI E SPESSORI

A seguire si riportano le immagini relative alle numerazioni di interesse:

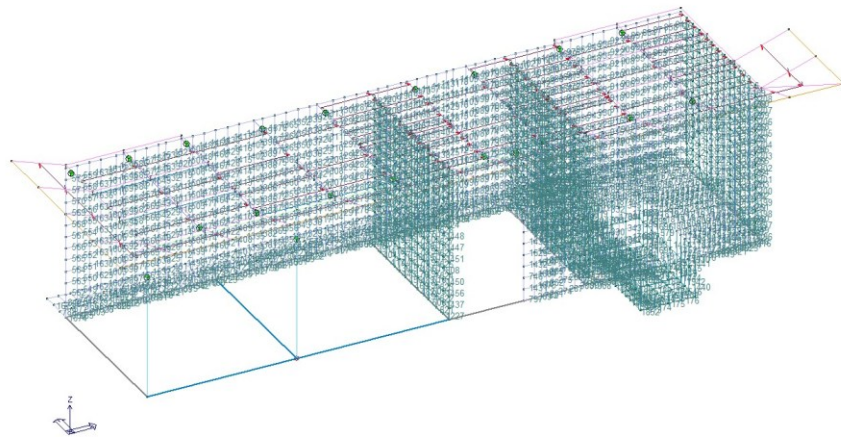


MODELLO
Numerazione delle pilastrate

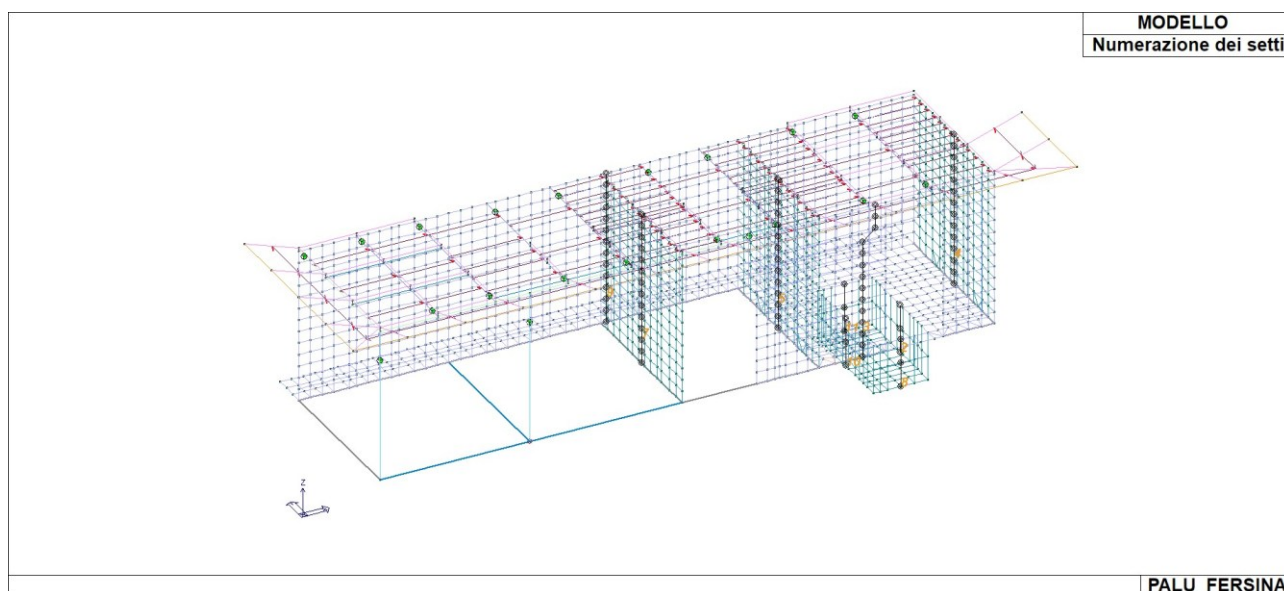
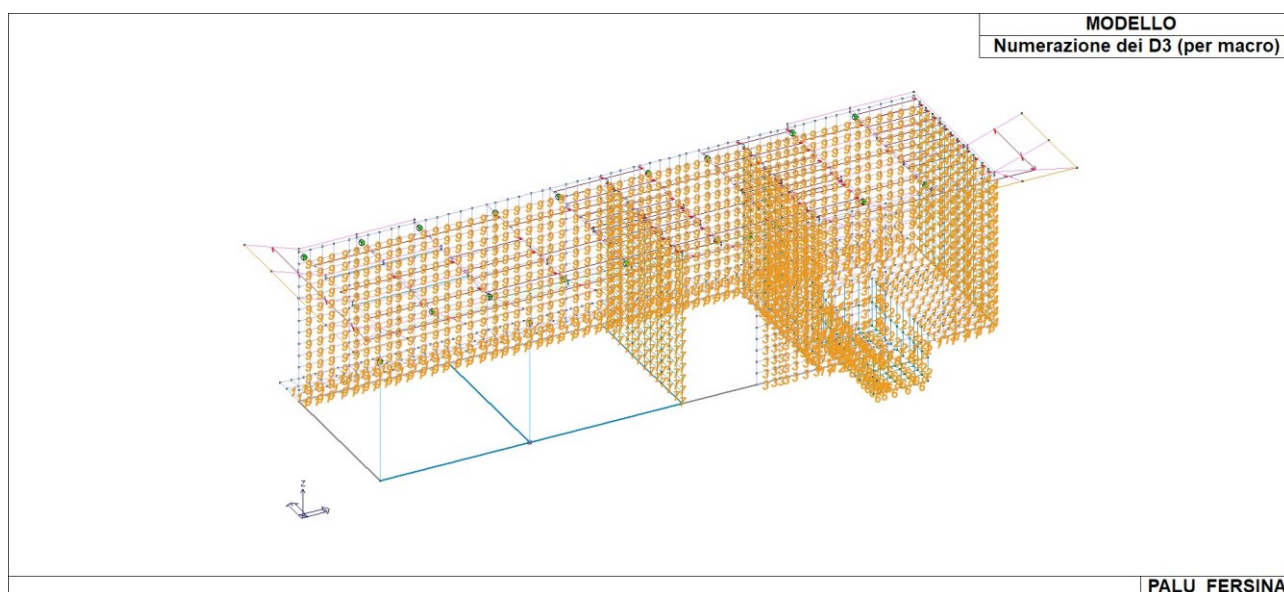


PALU_FERSINA

MODELLO
Numerazione dei D3



PALU_FERSINA



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

TABELLA_SEZIONI											
Id	Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Trave fond tipo 1 - Rettangolare: b=80 h=30	2400.00	2000.00	2000.00	5.499e+05	1.280e+06	1.800e+05	3.200e+04	1.200e+04	4.800e+04	1.800e+04
2	Trave fond tipo 2 - Rettangolare: b=40 h=30	1200.00	1000.00	1000.00	1.946e+05	1.600e+05	9.000e+04	8000.00	6000.00	1.200e+04	9000.00
4	HEA 320	124.40	0.0	0.0	108.00	6985.00	2.293e+04	465.70	1479.30	709.70	1628.10
5	TUBO 193.7x5.6	33.09	0.0	0.0	2929.74	1464.87	1464.87	151.25	151.25	198.20	198.20
6	Trave di copertura - Rettangolare: b=16 h=30	480.00	400.00	400.00	2.720e+04	1.024e+04	3.600e+04	1280.00	2400.00	1920.00	3600.00

TABELLA_SEZIONI

Id		Tipo SEZ	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
-	-	-	cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
7		HEA 160	38.80	0.0	0.0	12.20	616.00	1673.00	76.90	220.10	117.60	245.10
10		UNP 160	24.00	0.0	0.0	7.39	85.10	925.00	18.20	116.00	35.20	138.00
11		LINK_rigido - Circolare: r=1	3.14	2.65	2.65	1.57	0.79	0.79	0.79	0.79	1.33	1.33

Legenda

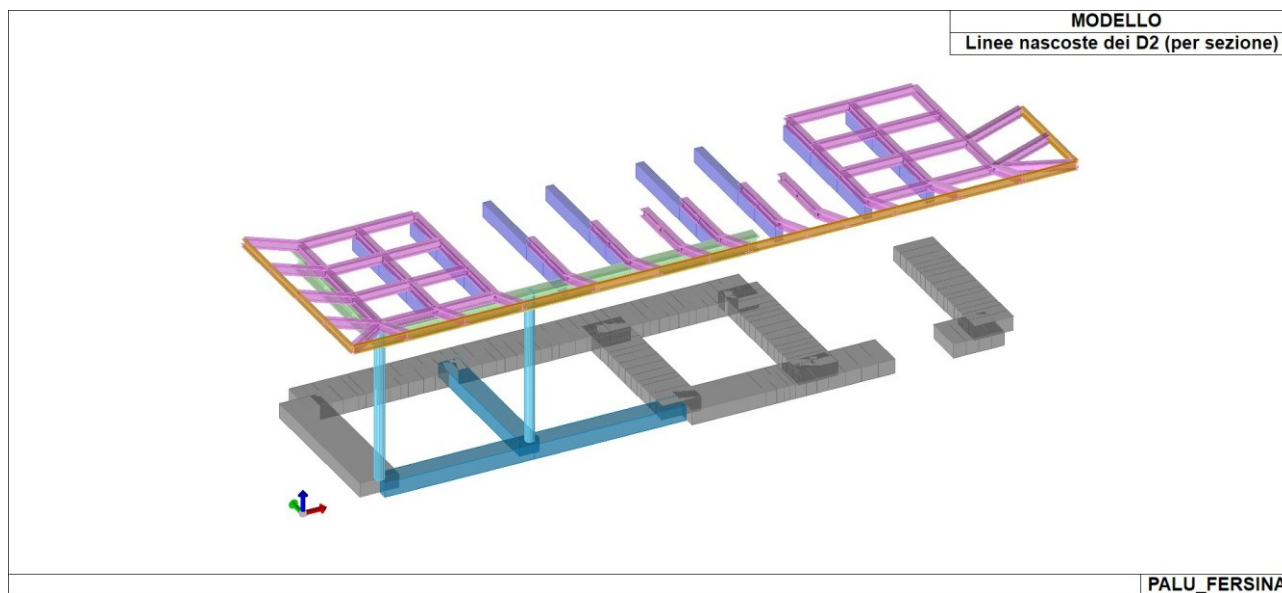
Tipo SEZ	Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
Area	Area della sezione
A V2	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
A V3	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
Jt	Momento di inerzia torsionale della sezione
J 2-2	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse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

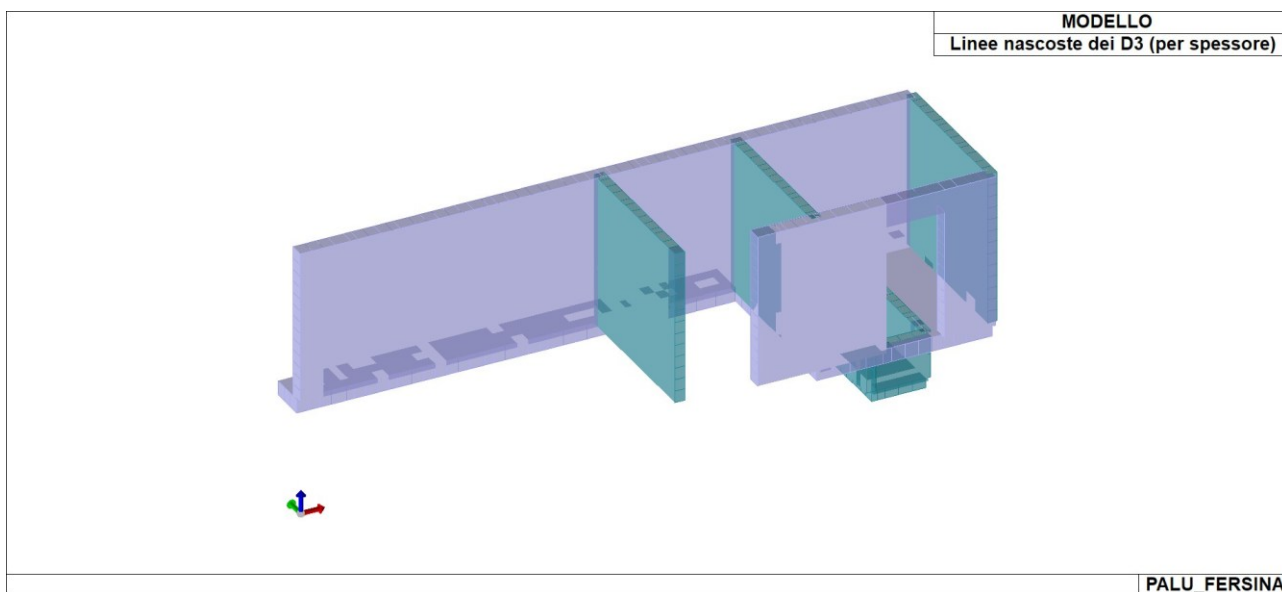
TABELLA_SPESSORI

Id		Spessore Gusci	Spessore Setti	Sp. solai piano rigido
-	-	cm	cm	cm
1		20.00	20.00	-
2		25.00	-	-
3		30.00	30.00	-

Legenda

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





8.2 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

8.2.1 ELENCO DEI MATERIALI IMPIEGATI

[1]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30				
Id	-	-	-	u.m.
1		< MATERIALE NUOVO >		
		Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0	daN/cm2
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0	daN/cm2
		Resistenza fctm	25.6	daN/cm2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
		Tipo acciaio	tipo C	
		Coefficiente gamma c	1.50	
		Coefficiente gamma s	1.15	
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00	

[4]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C30/37				
Id	-	-	-	u.m.
4		< MATERIALE NUOVO >		
		Resistenza caratteristica cubica Rck	370.0	daN/cm2
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	307.1	daN/cm2
		Resistenza fctm	29.4	daN/cm2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
		Tipo acciaio	tipo C	
		Coefficiente gamma c	1.50	
		Coefficiente gamma s	1.15	

[4]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C30/37				
Id	-	-	-	u.m.
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00	

[1]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C25/30				
Id	-	-	-	u.m.
1		< MATERIALE NUOVO >		
		Resistenza caratteristica cubica Rck	300.0	daN/cm2
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	249.0	daN/cm2
		Resistenza fctm	25.6	daN/cm2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
		Tipo acciaio	tipo C	
		Coefficiente gamma c	1.50	
		Coefficiente gamma s	1.15	
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00	

[4]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Calcestruzzo Classe C30/37				
Id	-	-	-	u.m.
4		< MATERIALE NUOVO >		
		Resistenza caratteristica cubica Rck	370.0	daN/cm2
		Resistenza caratteristica cilindrica fck	307.1	daN/cm2
		Resistenza fctm	29.4	daN/cm2
		Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm2
		Tipo acciaio	tipo C	
		Coefficiente gamma c	1.50	
		Coefficiente gamma s	1.15	
		Rapporto Rfessurata (assiale)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (flessione)	1.00	
		Rapporto Rfessurata (taglio)	1.00	

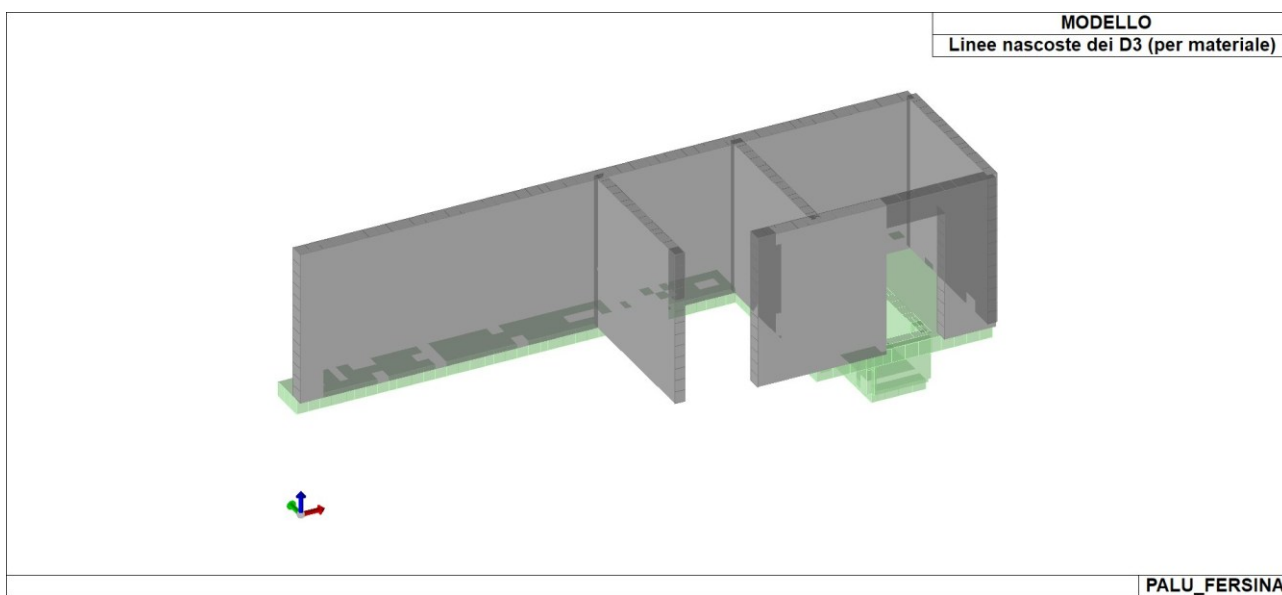
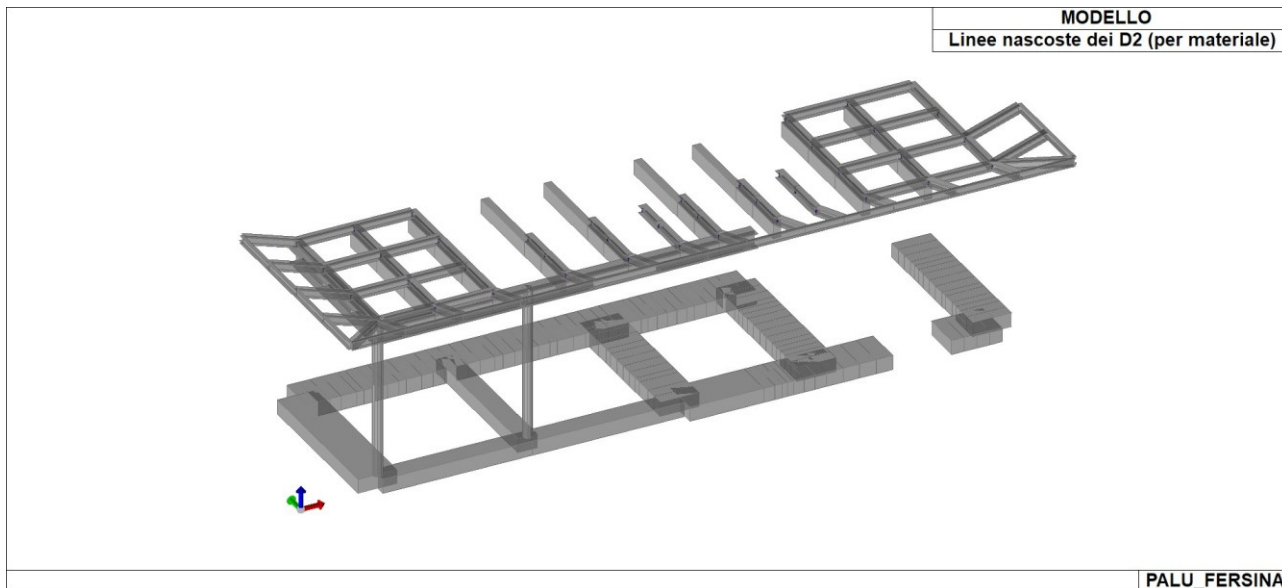
[12]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

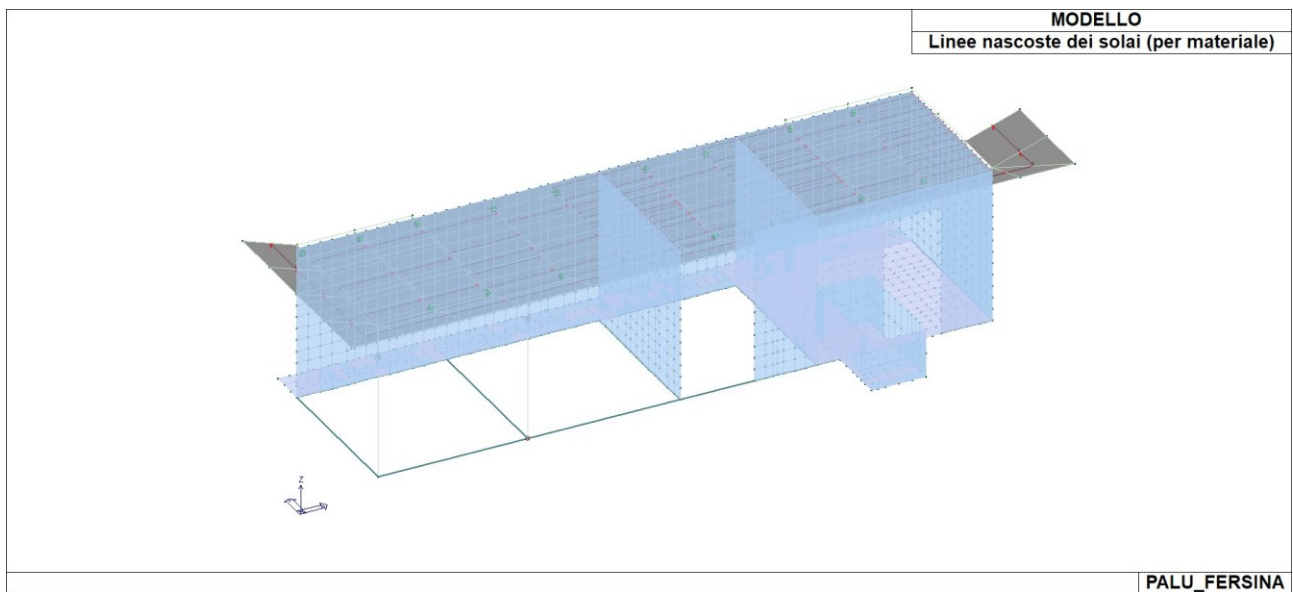
Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275				
Id	-	-	-	u.m.
12		< MATERIALE NUOVO >		
		Tensione ft	4300.0	daN/cm2
		Tensione fy	2750.0	daN/cm2
		Coefficiente gammaM0 (resistenza)	1.05	
		Coefficiente gammaM1 (stabilità)	1.05	
		Coefficiente gammaM2 (frattura)	1.25	

[129]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Legno lamellare omogeneo GL24h-legno E = 1.150e+05				
Id	-	-	-	u.m.
129		< MATERIALE NUOVO >		
		Resistenza fc0 (v. caratt.)	240.0	daN/cm2
		Resistenza ft0 (v. caratt.)	192.0	daN/cm2
		Resistenza fm (v. caratt.)	240.0	daN/cm2
		Resistenza fv (v. caratt.)	35.0	daN/cm2
		Coefficiente gammaM (CMB non sismiche)	1.50	
		Coefficiente gammaM (CMB sismiche)	1.50	
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB non sismiche)	1.50	
		Coefficiente gammaM connessioni (CMB sismiche)	1.95	

Id		Materiale inf. rigido no peso E = 1.000e+07-materiale E = 1.000e+07	
157		< MATERIALE NUOVO >	u.m.





8.3 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relative ai solai presenti nella struttura in oggetto:

TABELLA_CARICHI_SOLAI

ID Arch.	Tipo SOL	G1	G2	Q	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
-	-	daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2	-	-	-	-	-	-	-
1	Variab.	4.07e-03	7.03e-02	5.00e-03		1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00
2	Neve			5.90e-02		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00
	Variab.						0.0	0.0	0.0		

Legenda

- Tipo SOL Indica la destinazione d'uso sulla base del carico variabile
- G1 Carichi permanenti
- G2 Carichi permanenti non strutturali
- Q Carichi variabili e neve
- Fatt. A Fattore di riduzione dell'area caricata (solo per solai speciali)
- s sis. Coefficiente di riduzione del sovraccarico accidentale -(DM 96)-
- Psi 0 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi 1 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi 2 Coefficiente di combinazione -(tab. 2.5.I NTC2018)-
- Psi S 2 Coefficiente di combinazione che fornisce il valore Quasi Permanente dell'azione variabile Qi -(OPCM 3274)-
- Fatt. Fi Coefficiente che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura durante l'azione sismica -(OPCM 3274)-

1 - Solaio in legno. Q sol = 793.2

Descrizione:

Travi in legno: BxH = 16.0x30.0, i = 130.0 cm, peso proprio = 20.2 kg/m

Spessore del tavolato in legno: $t_w = 6.0$ cm

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- travi 16x30, $i = 130.0$ cm	15.5
- tavolato in legno	25.2
Totale carichi G1	40.7

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- terreno per giardino con arbusti (30 cm)	480. 0
- drenaggio saturo (15 cm)	97.5
- telo antiradice + impermeabilizzazione	5.0
- ripartizione tramezzature	120. 0
Totale carichi G2	702. 5

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico variabile Q	50.0
---------------------------------	-------------

Categoria carichi variabili: H / I / K - Coperture.

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

2 - Copertura a falda in c.a. a travetti tralicciati

Descrizione:

Solaio a struttura mista in laterocemento realizzato con travetti di calcestruzzo armato gettati entro fondelli di laterizio con traliccio metallico.

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- solaio c.a. s=20 rasato i=50 cm	194. 0
Totale carichi G1	194. 0

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- copertura in coppi	75.0
- intonaco (s=1.5 cm)	30.0
- coibentazione	15.0
Totale carichi G2	120. 0

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico neve Qneve	589. 6
--------------------------------	-------------------

Per il solaio si adottano i seguenti carichi in daN/mq:

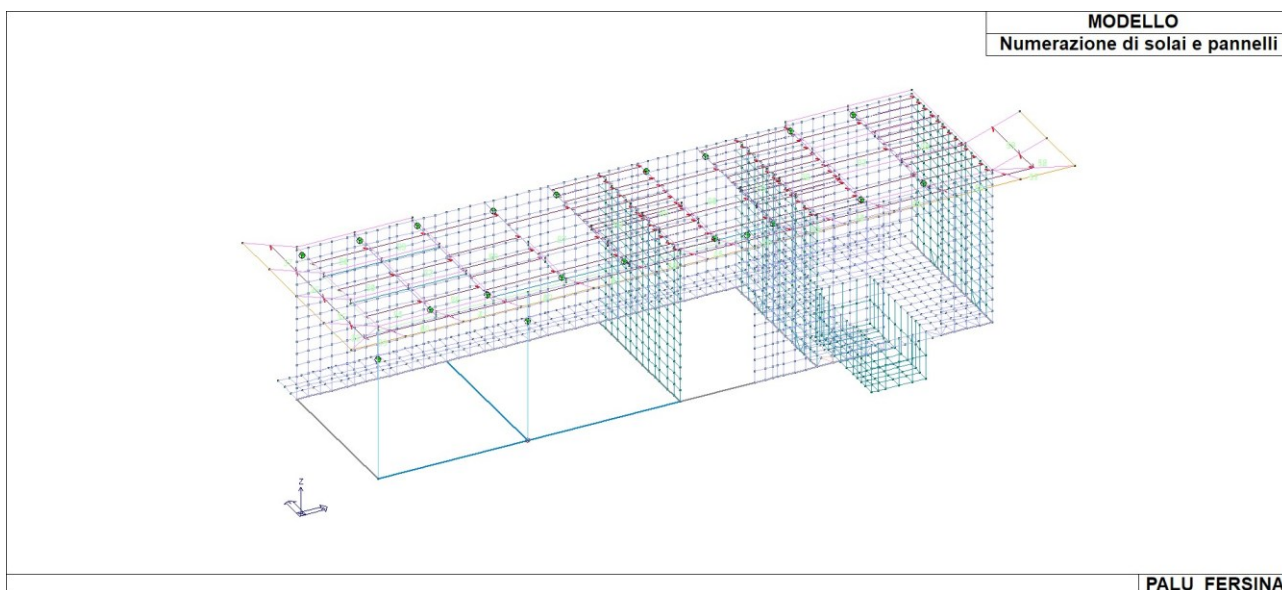
Permanente G1	Permanente G2	Variabile Q	Neve
0.0	0.0	0.0	589.6

Categoria carichi variabili: H / I / K - Coperture.

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.00$, $\psi_1 = 0.00$, $\psi_2 = 0.00$

Categoria carichi: Neve (alt. s.l.m. ≤ 1000 m).

Coefficienti di combinazione: $\psi_0 = 0.50$, $\psi_1 = 0.20$, $\psi_2 = 0.00$



8.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

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

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

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

TABELLA_CASI_DI_CARICO			
CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	

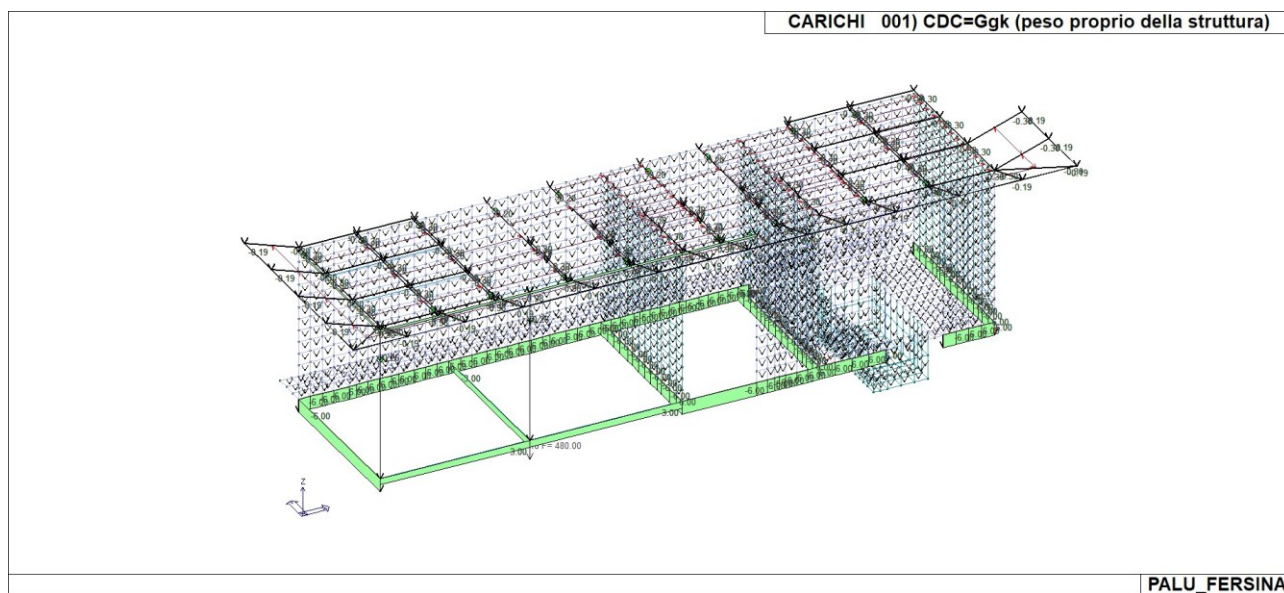
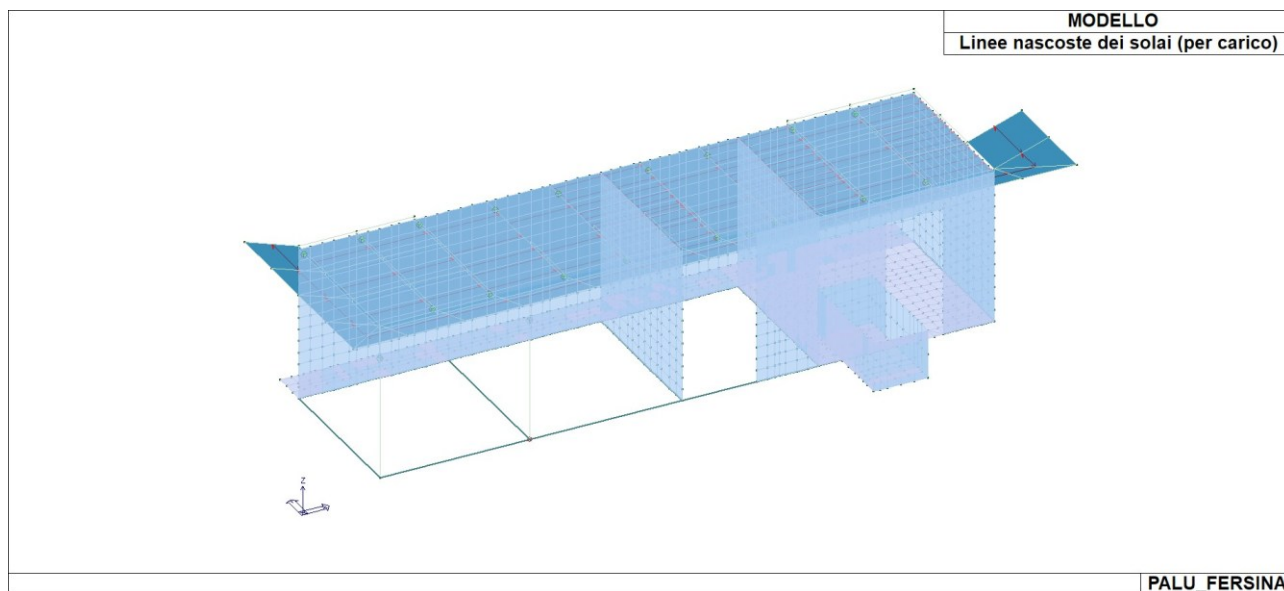
TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	

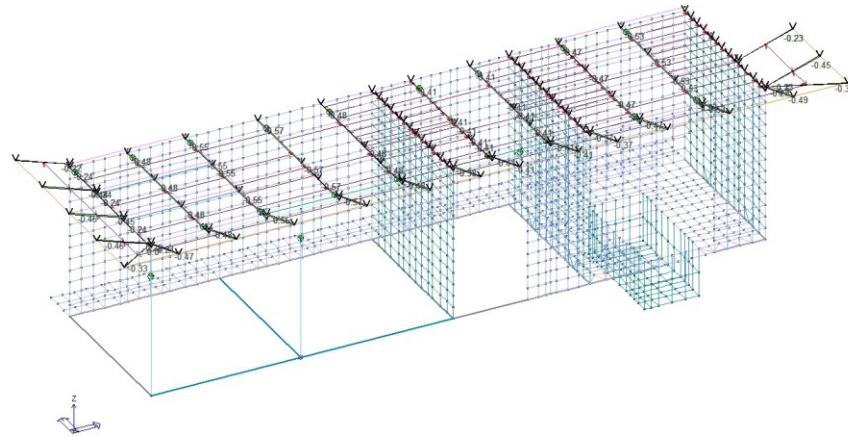
Legenda

Tipo CDC

Indica il tipo di caso di carico

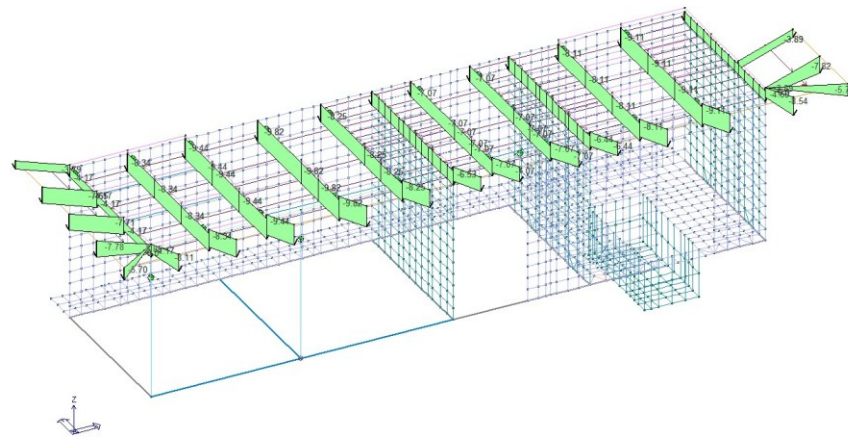


CARICHI 002) CDC=G1sk (permanente solai-coperture)



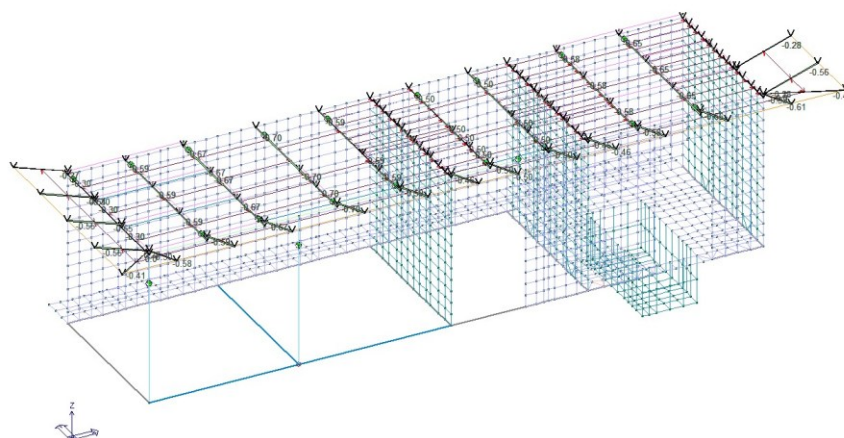
PALU_FERSINA

CARICHI 003) CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)



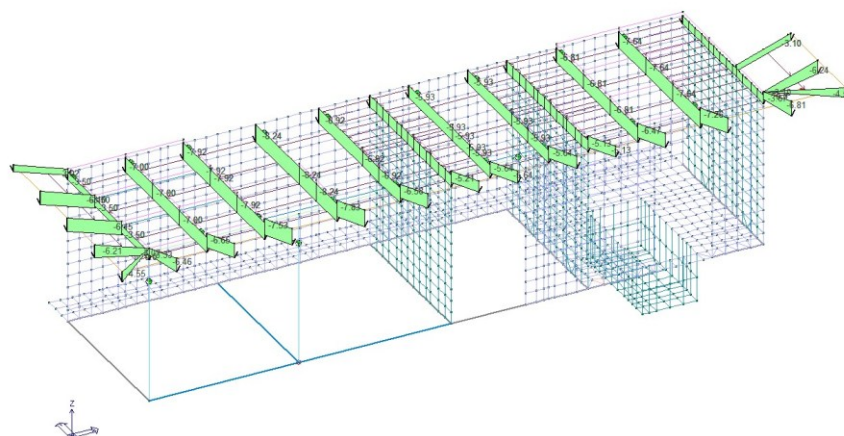
PALU_FERSINA

CARICHI 004) CDC=Qsk (variabile solai)



PALU_FERSINA

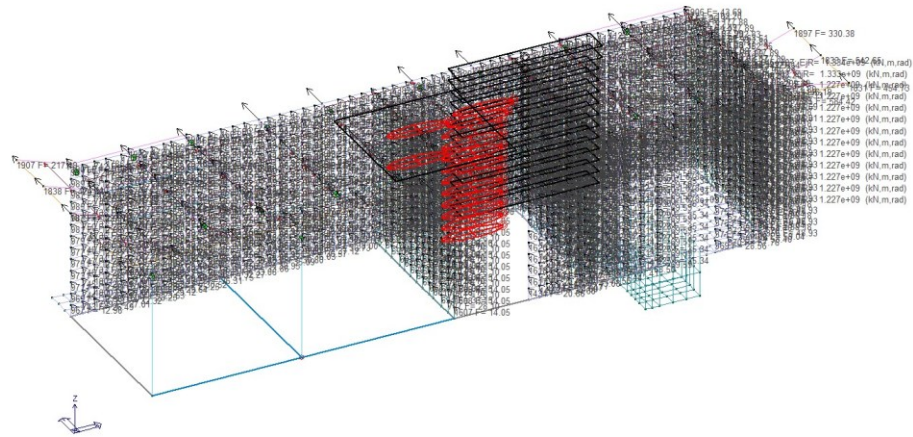
CARICHI 005) CDC=Qnk (carico da neve)



PALU_FERSINA

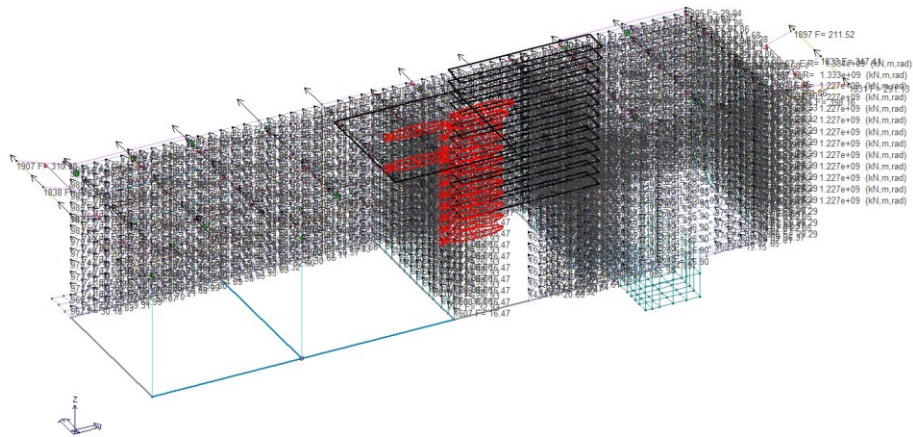
130

CARICHI 008) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)



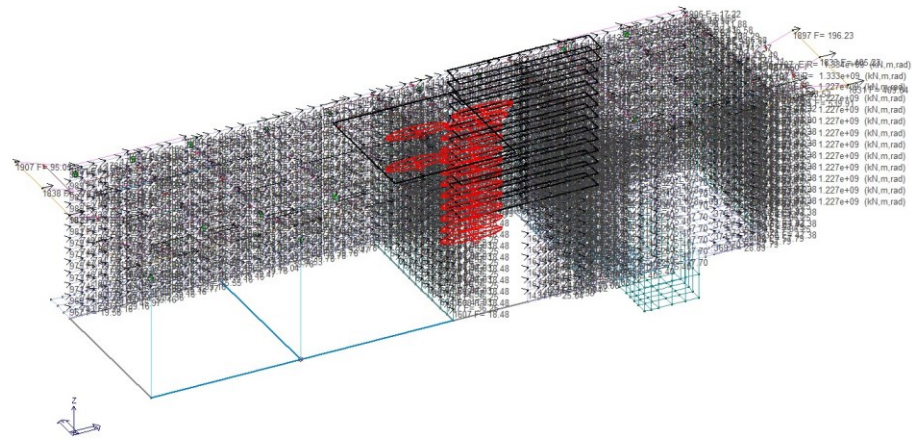
PALU_FERSINA

CARICHI 009) CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)



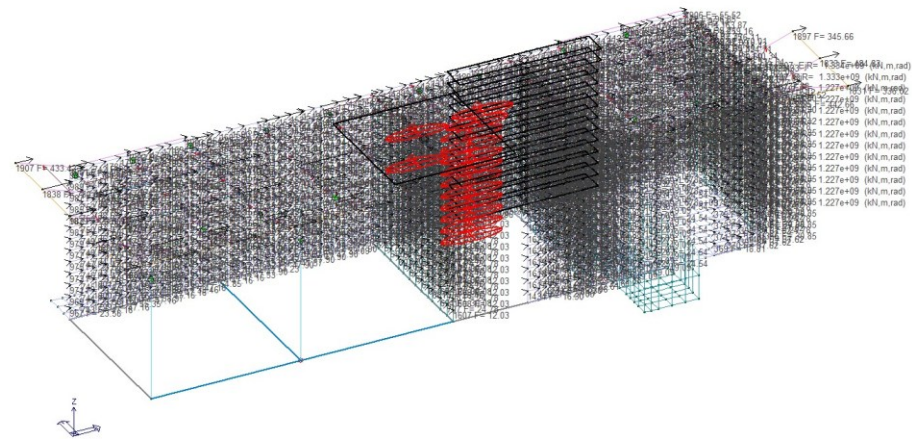
PALU_FERSINA

CARICHI 010) CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)

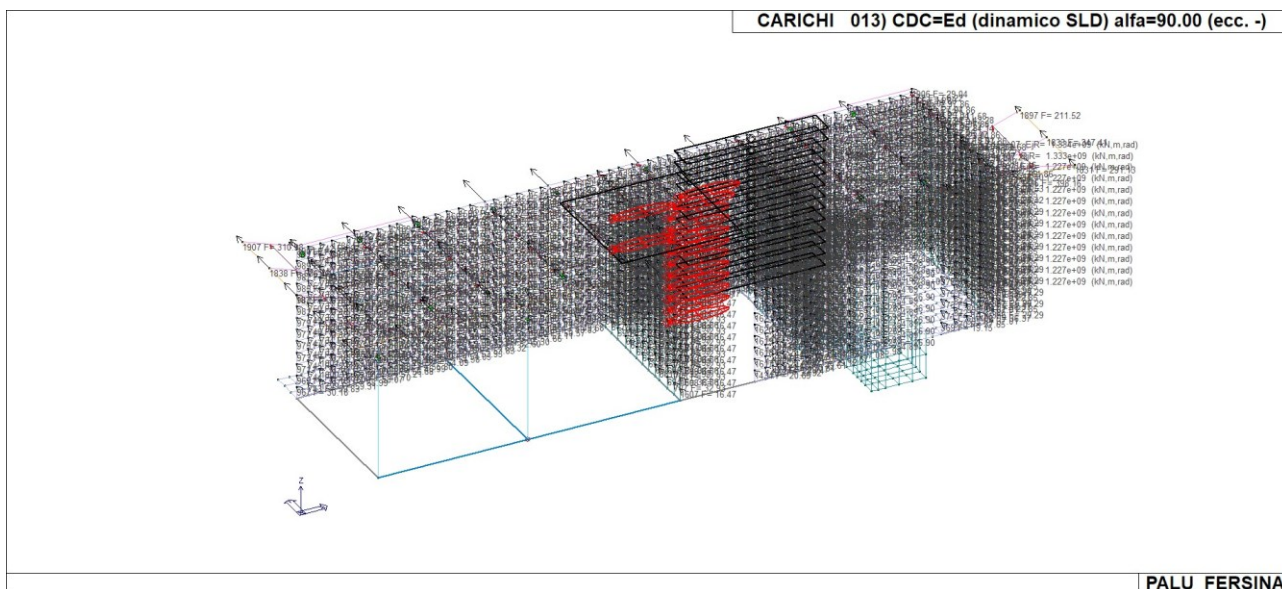
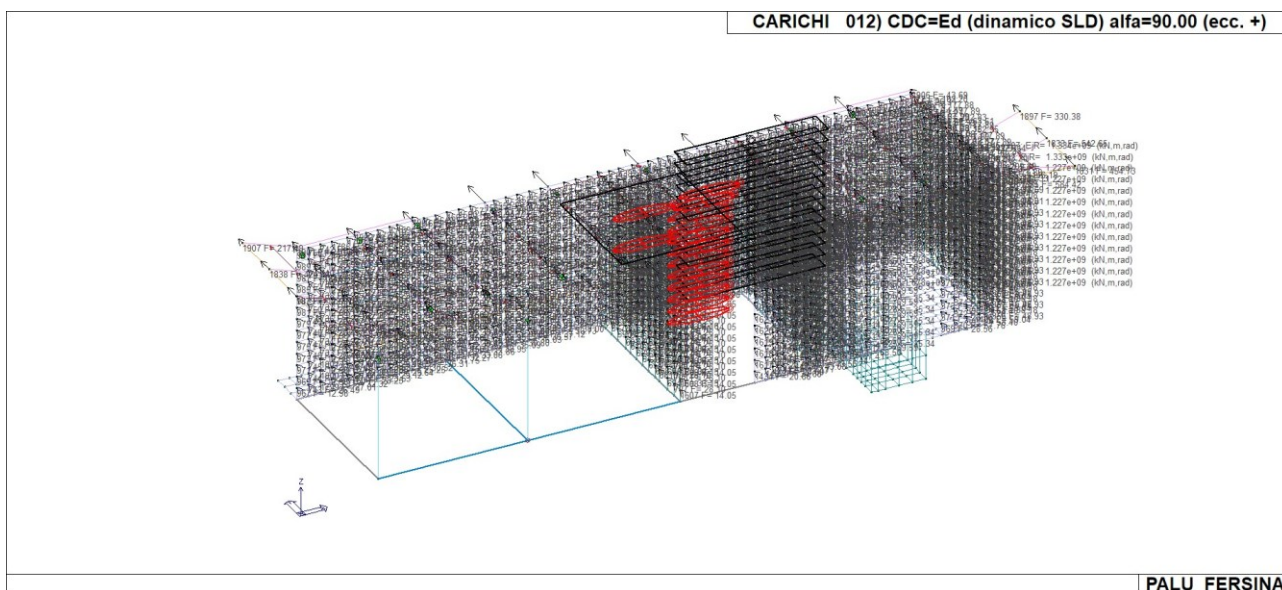


PALU_FERSINA

CARICHI 011) CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)

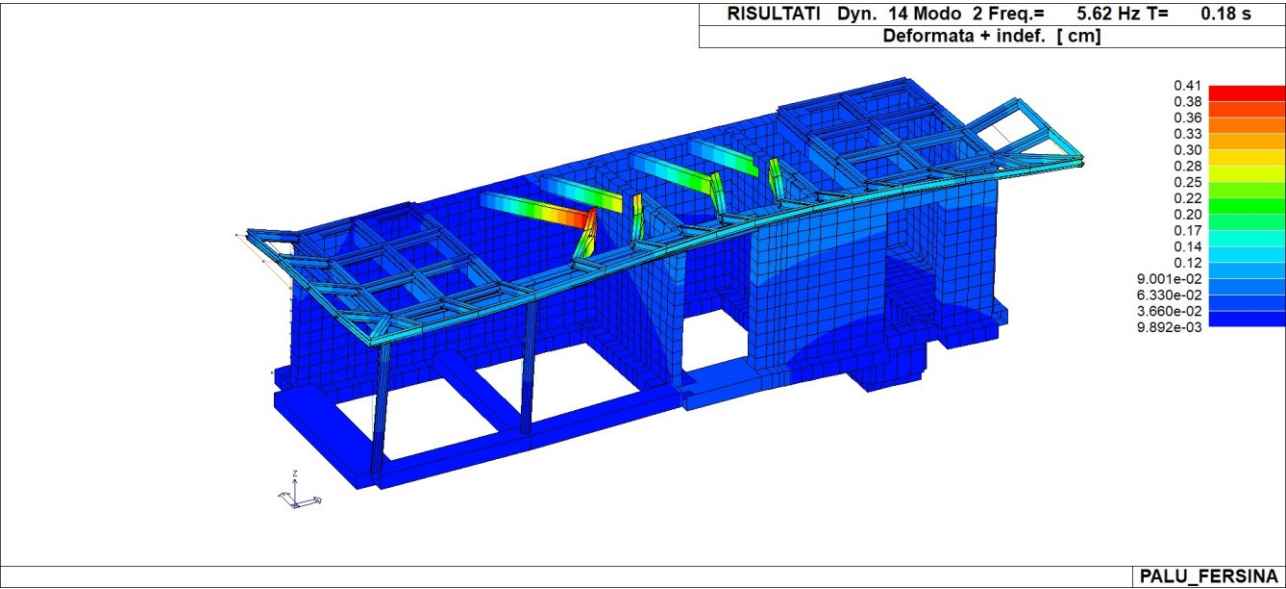
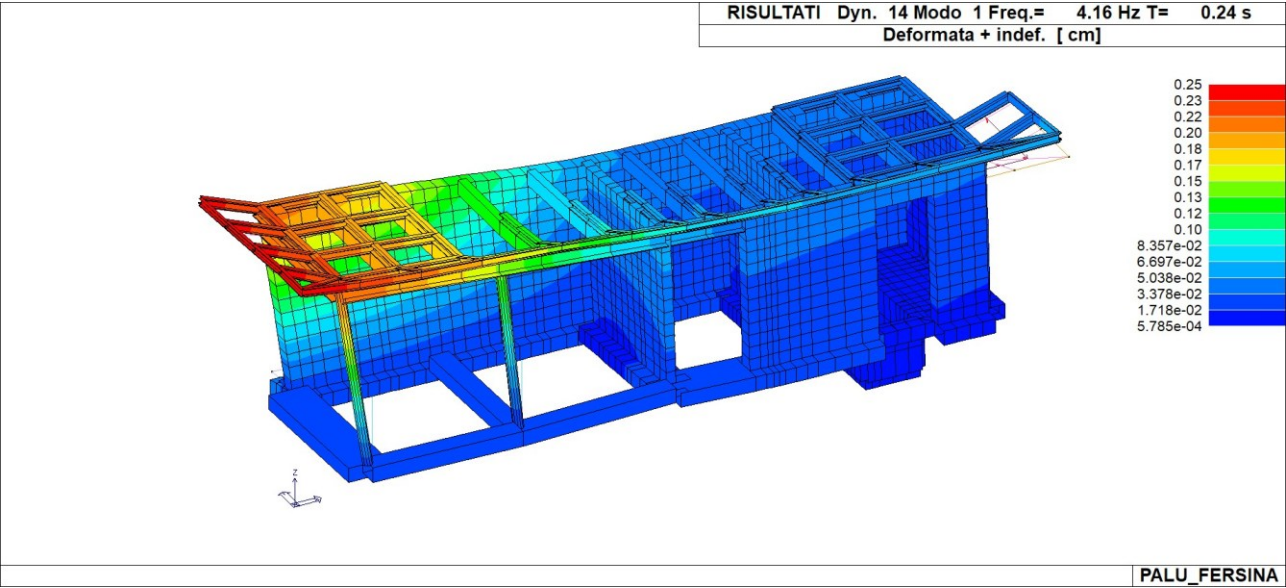


PALU_FERSINA

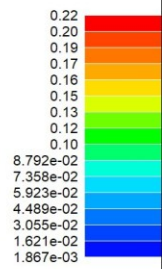
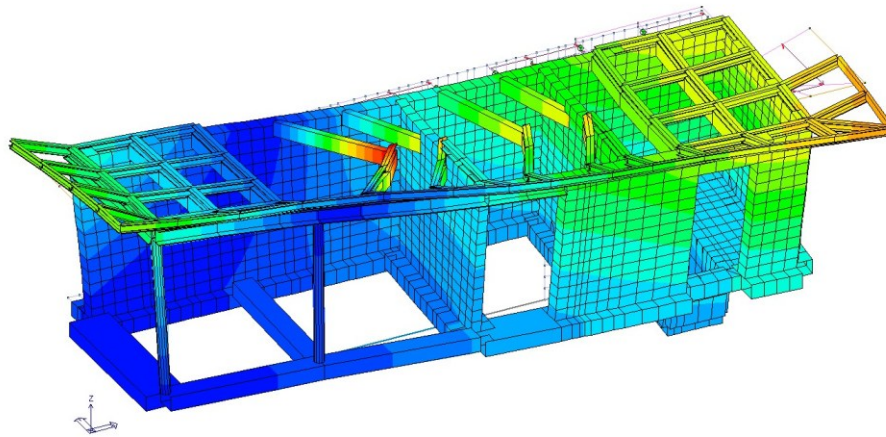


8.5 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Si riportano di seguito le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:

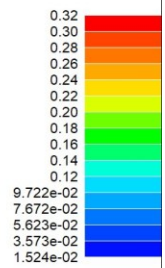
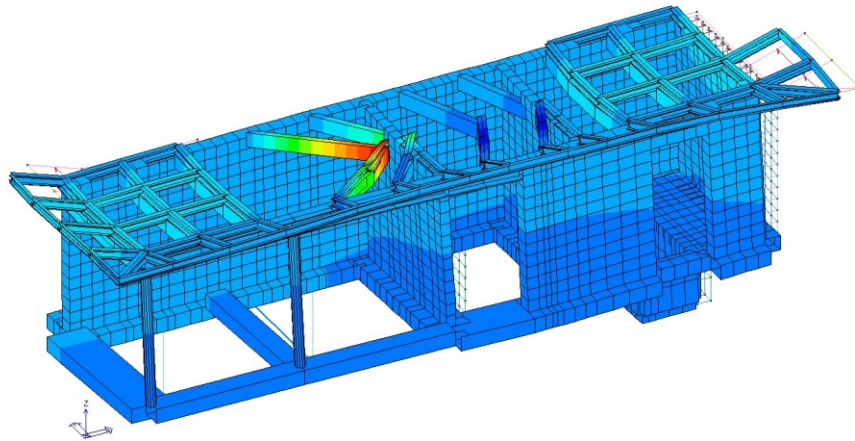


RISULTATI Dyn. 14 Modo 3 Freq.= 6.57 Hz T= 0.15 s
Deformata + indef. [cm]

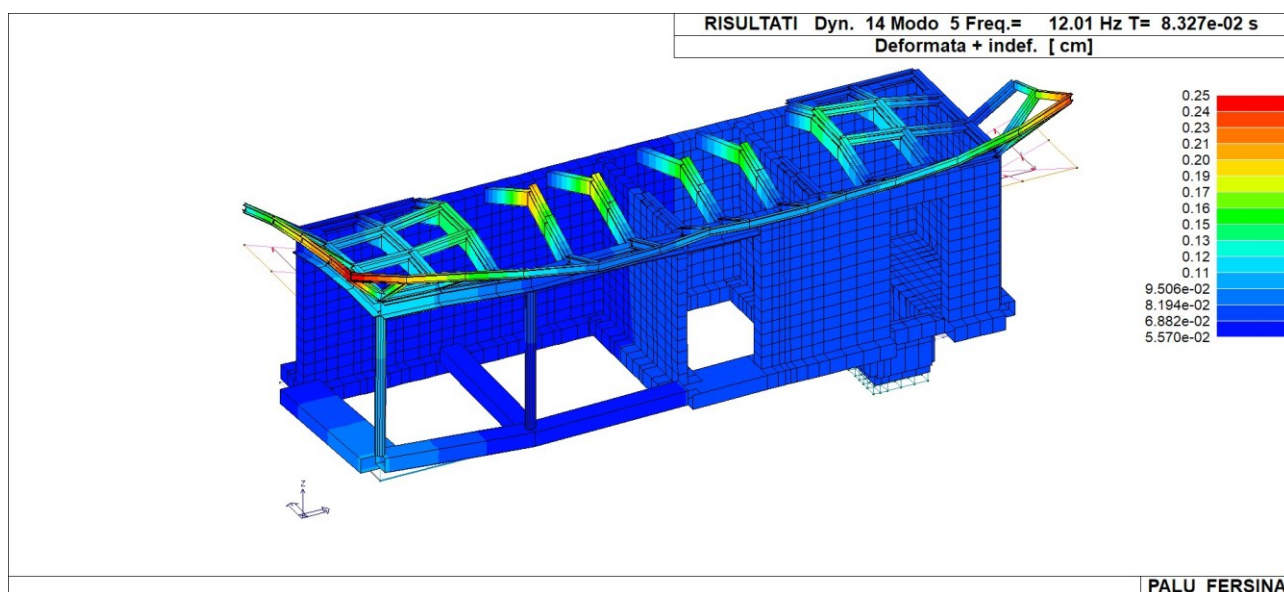


PALU_FERSINA

RISULTATI Dyn. 14 Modo 4 Freq.= 8.75 Hz T= 0.11 s
Deformata + indef. [cm]



PALU_FERSINA



ANALISI_MODAL_NO_ECCENTRICITA

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN cm2	-
1	4.16	0.24	0.8	0	5.445e+04	52	17.3	0	1.656e+06	60
2	5.62	0.18	3.731e+04	35	4636.3	4	17.7	0	2.926e+05	10
3	6.57	0.15	1561.6	1	3.134e+04	29	161.5	0	1.295e+05	4
4	8.75	0.11	5.685e+04	54	701.8	0	5.3	0	6.227e+04	2
5	12.01	0.08	1.18e-02	0	427.1	0	8.888e+04	85	0.0	0

8.6 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

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

Combinazione fondamentale SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

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

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

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

NTC 2018 Tabella 2.6.I

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

8.6.1 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

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

TABELLA_COMBINAZIONI				
Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	10	Comb. SLU A1 10
SLV	11	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	42	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42
SLD	43	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	74	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74
SLE rara	75	Comb. SLE(rara) 75	79	Comb. SLE(rara) 79
SLE frequente	80	Comb. SLE(freq.) 80	81	Comb. SLE(freq.) 81
SLE quasi permanente	82	Comb. SLE(perm.) 82		

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

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

Caso di carico:

[4] CDC=Qsk (variabile solai)

[illegible]

[illegible]

--

[illegible]

SLU non sismici

	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1 [STR]	1.3	1	1.5	0.8	1	1	1.5
Fattori di comb. A2 [GEO]	1	1	1.3	0.8	1	1	1.3
☐ SLU EQU	1.1	0.9	1.5	0.8	1	1	1.5

SL per azioni sismiche

g E	g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di comb. A1	1	1	1	1	1	1	1
Fattori di comb. A2	1	1	1	1	1	1	1

☐ Non applicare automatismo per il punto NTC 7.2.5 (amplificazione azioni elementi soprastanti le fondazioni)

SLU per azioni eccezionali

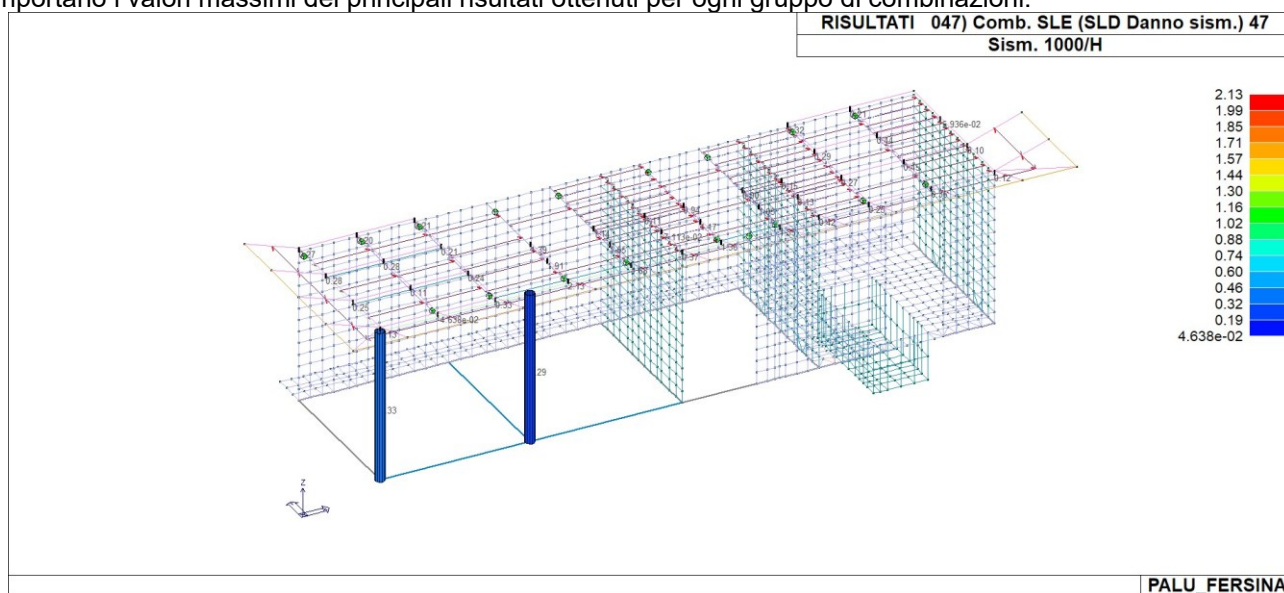
g G1 max	g G1 min	g G2 max	g G2 min	g P max	g P min	g Q
Fattori di combinazione	1	1	1	1	1	1

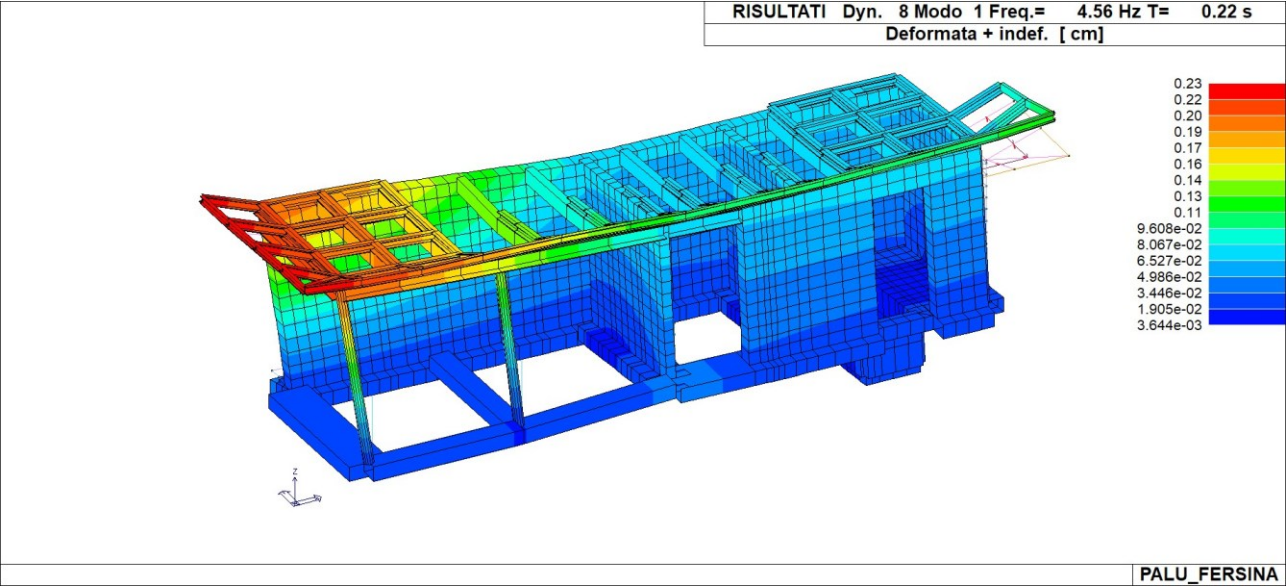
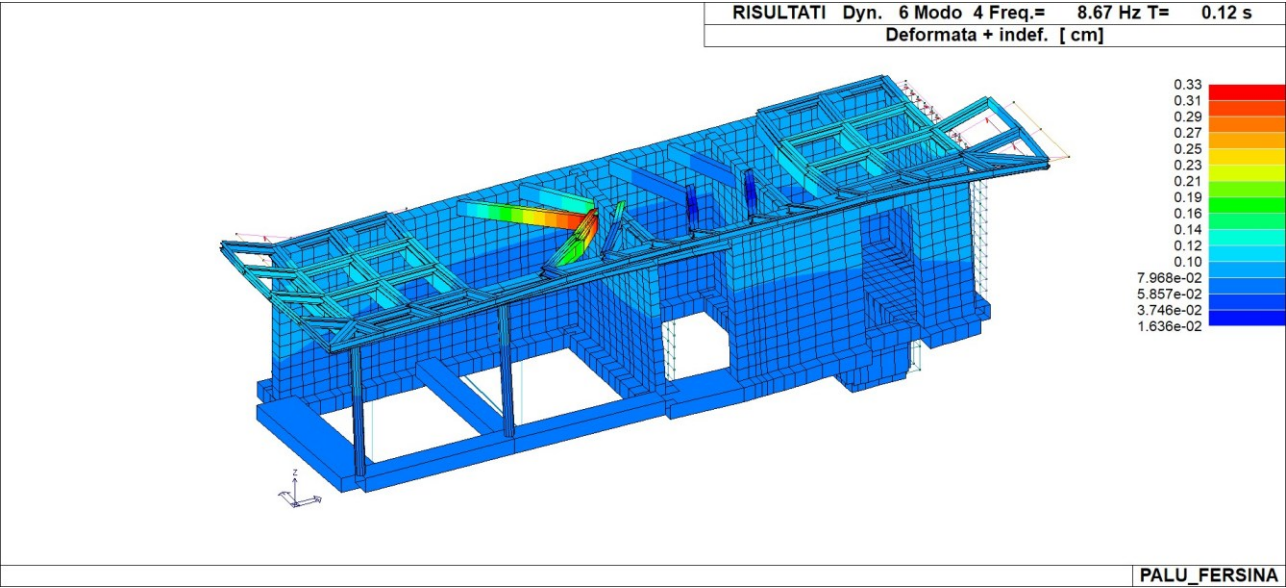
Nota importante: i valori max e min in tabella (riferiti ai cdc permanenti e precompressione) applicati con permutazione possono portare ad un numero di combinazioni particolarmente elevato.

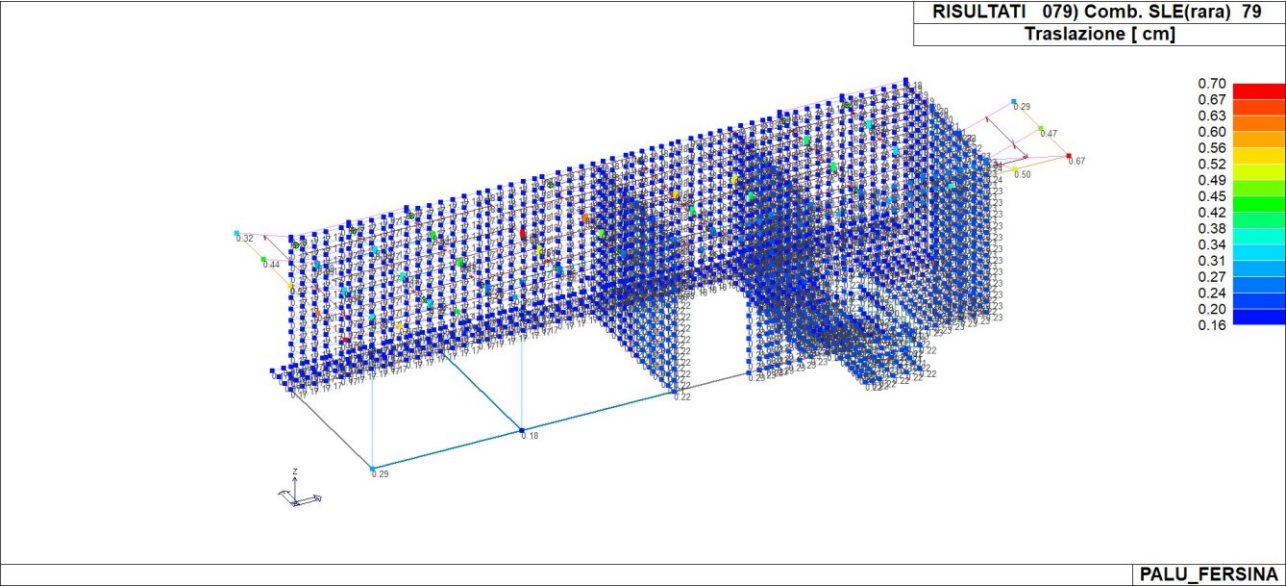
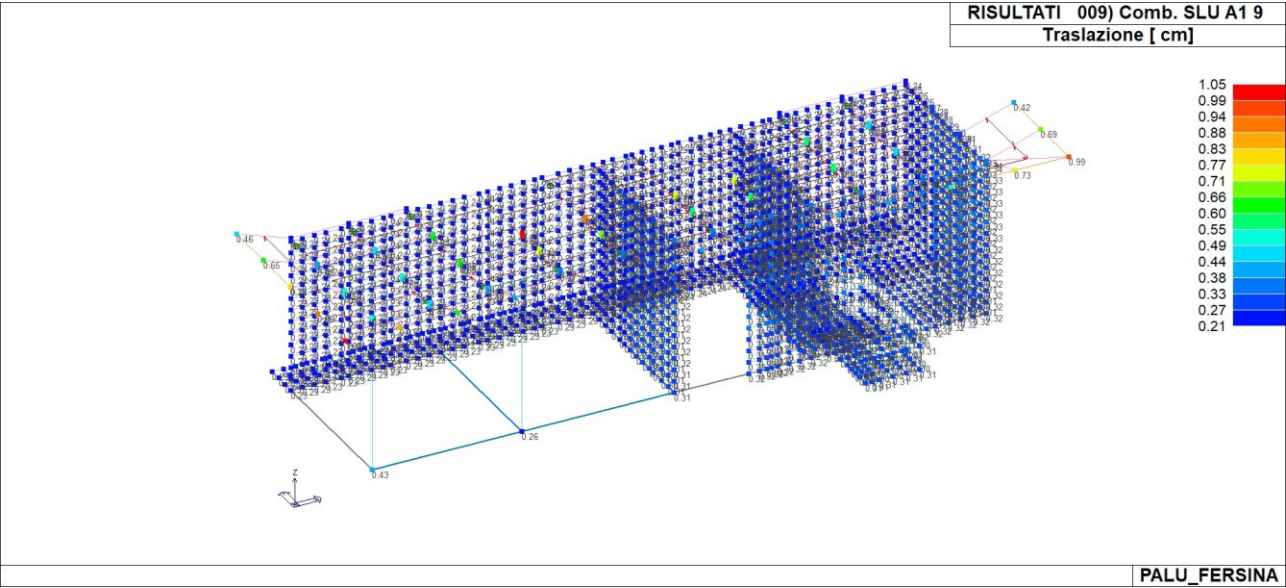
☐ Permuta valori g min e g max

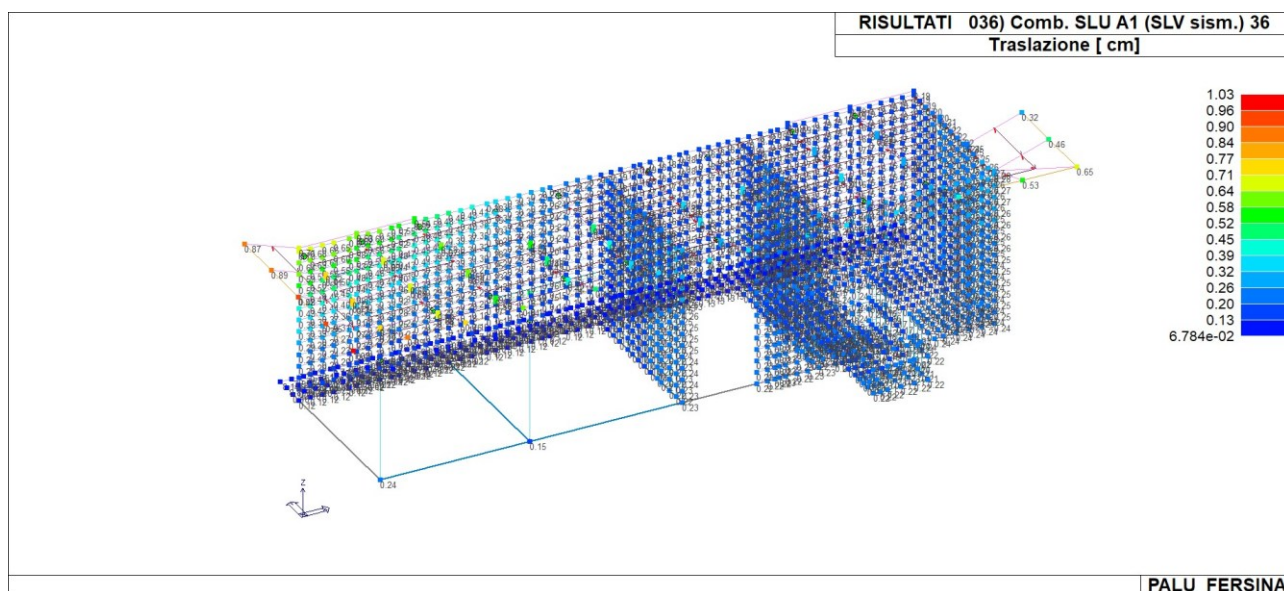
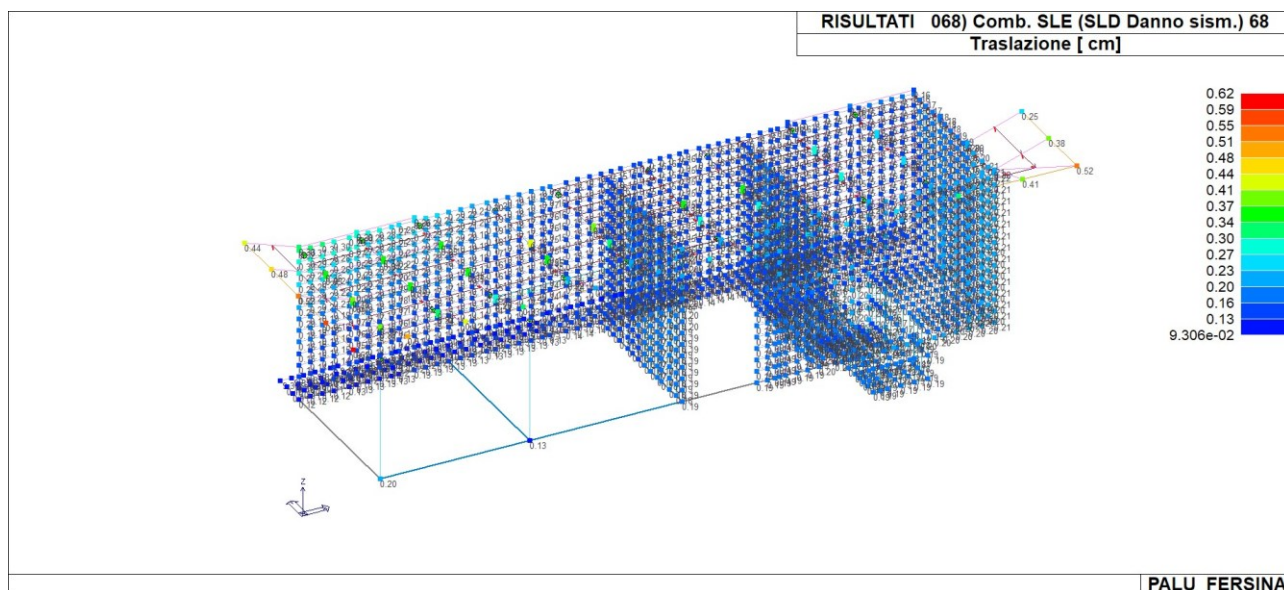
8.7 PRINCIPALI RISULTATI

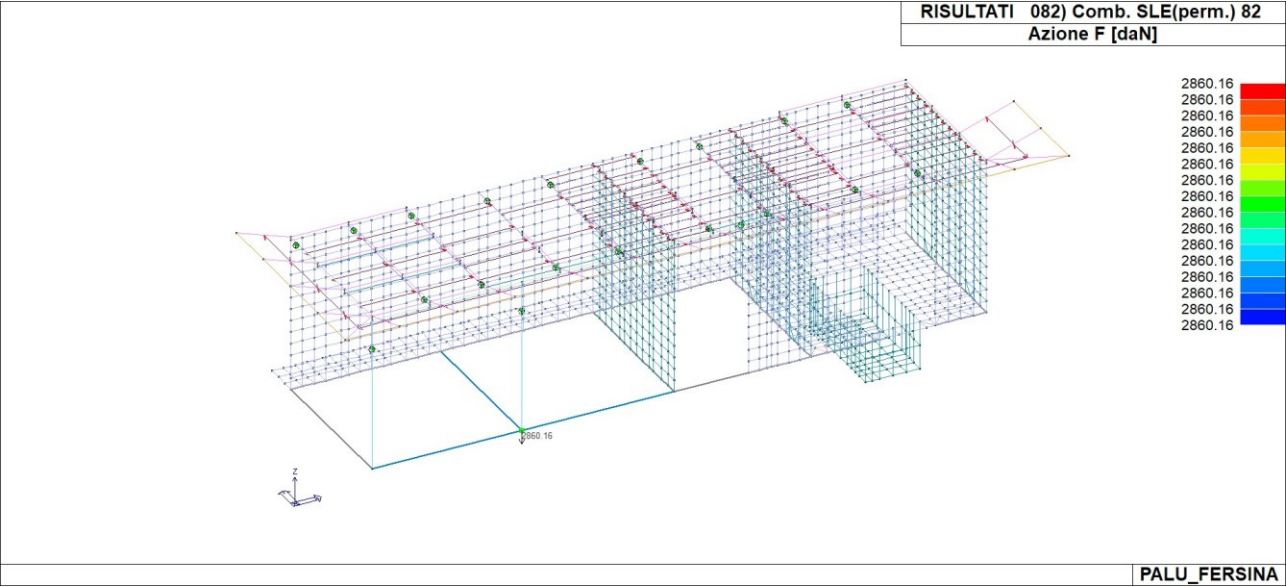
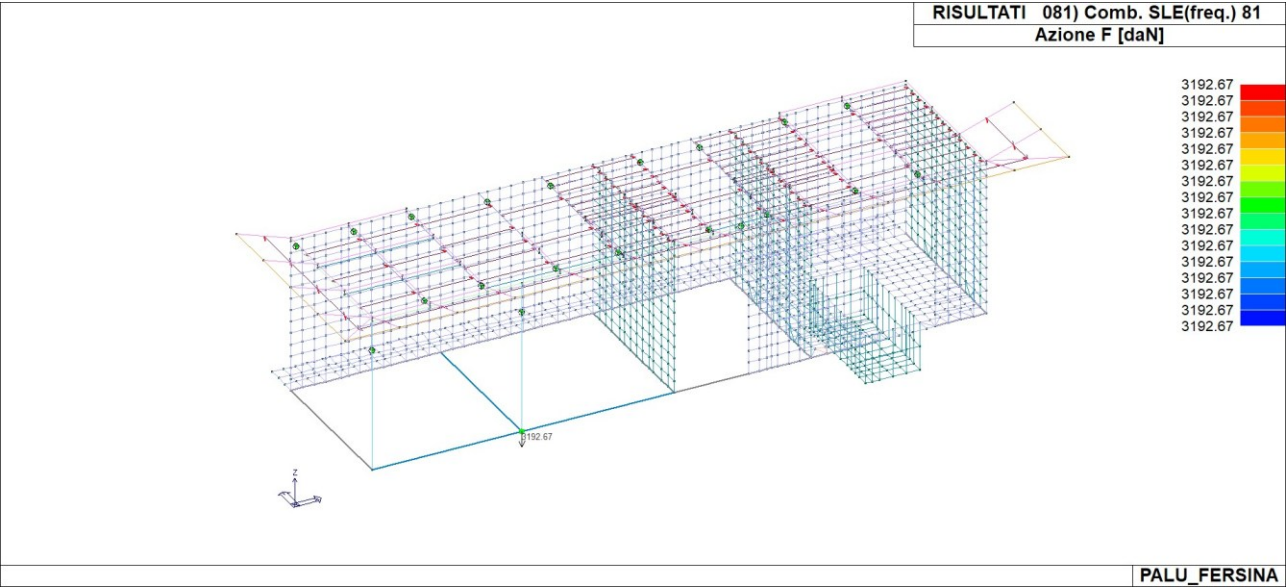
Si riportano i valori massimi dei principali risultati ottenuti per ogni gruppo di combinazioni:

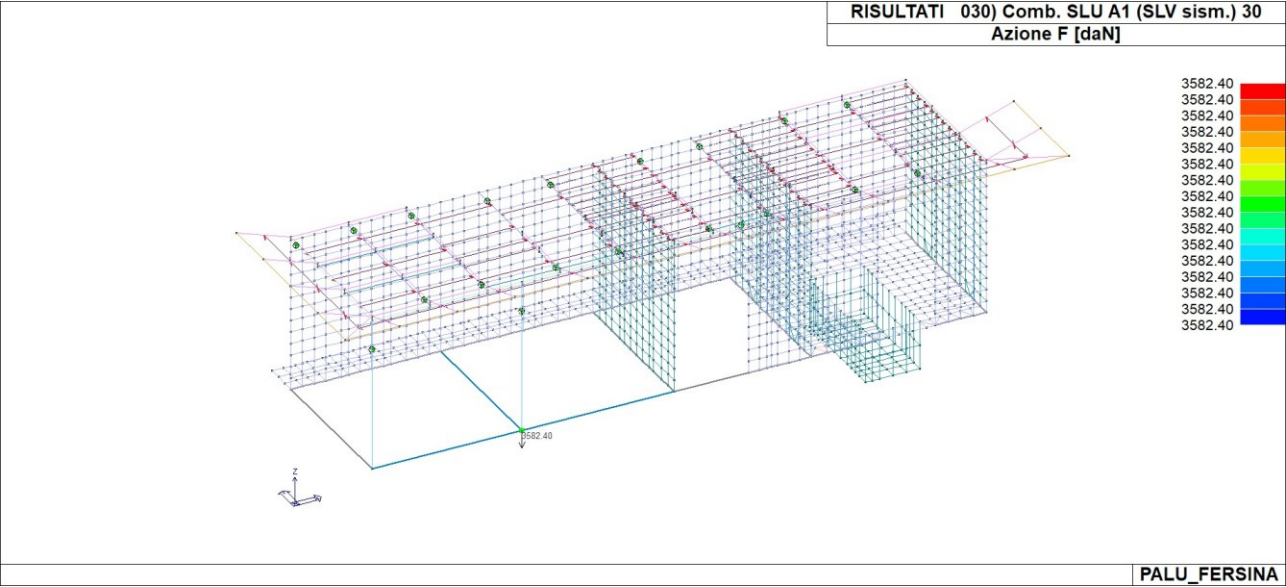
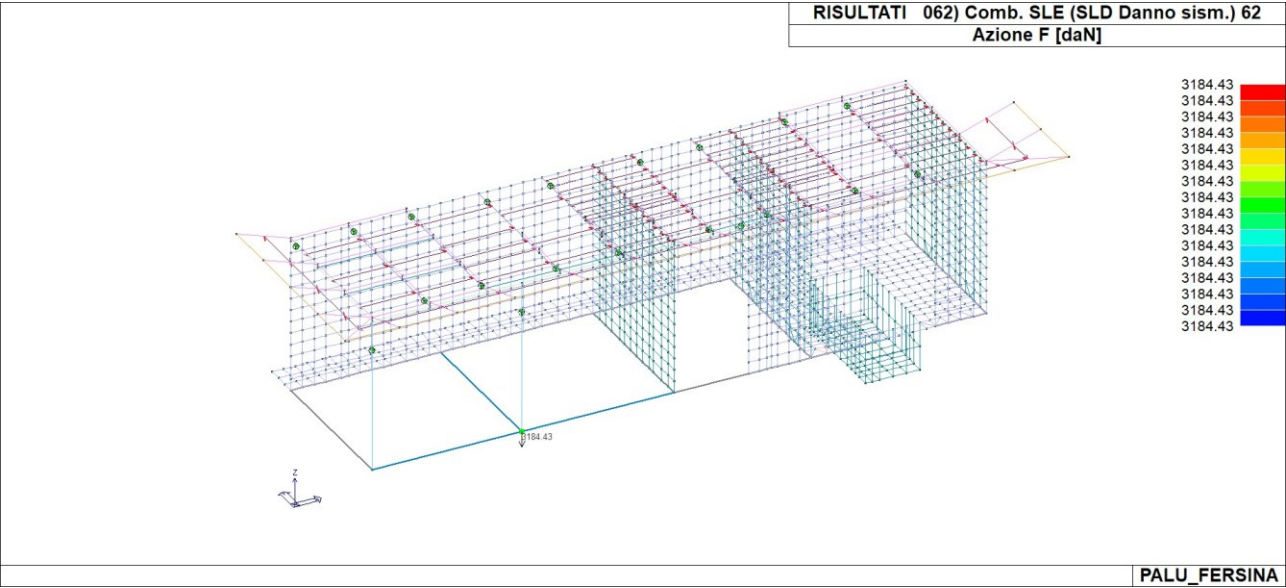


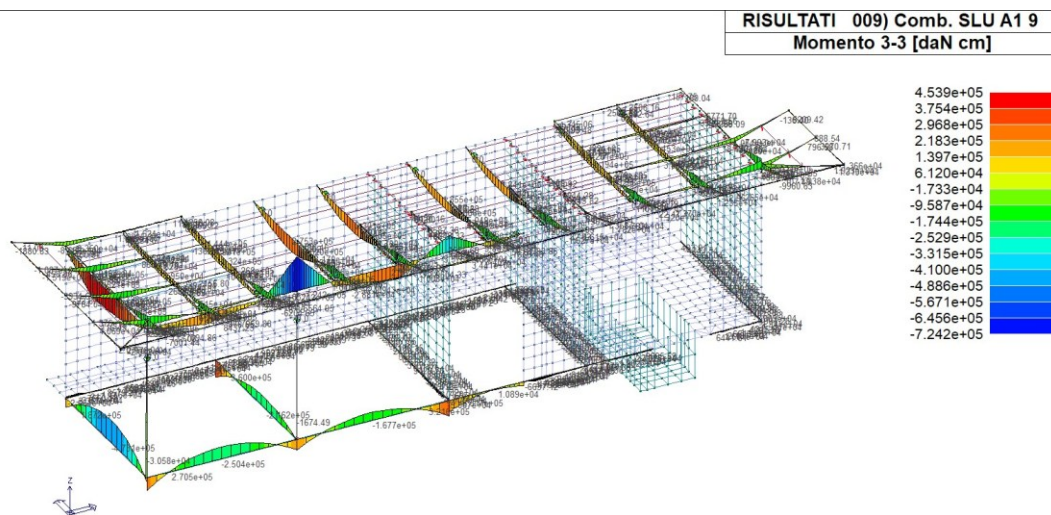
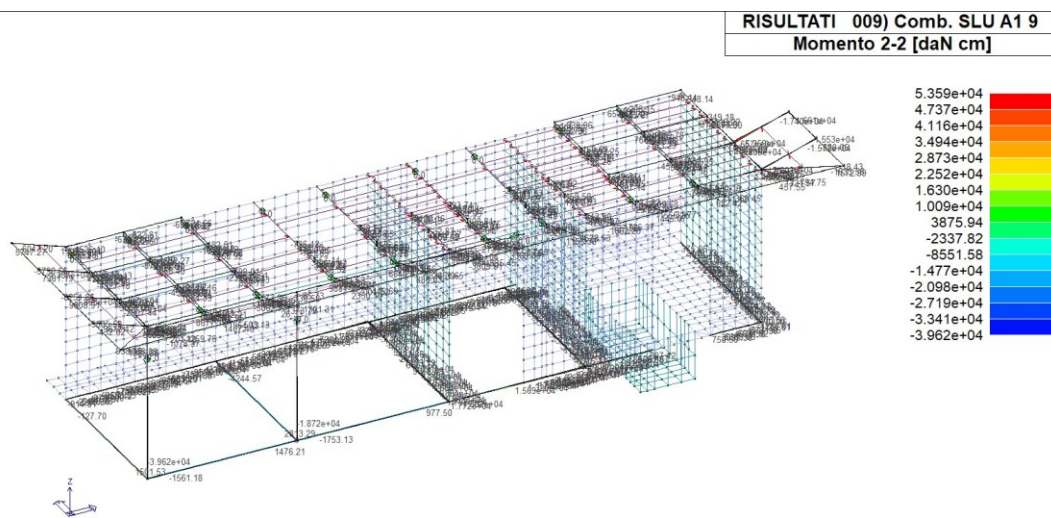




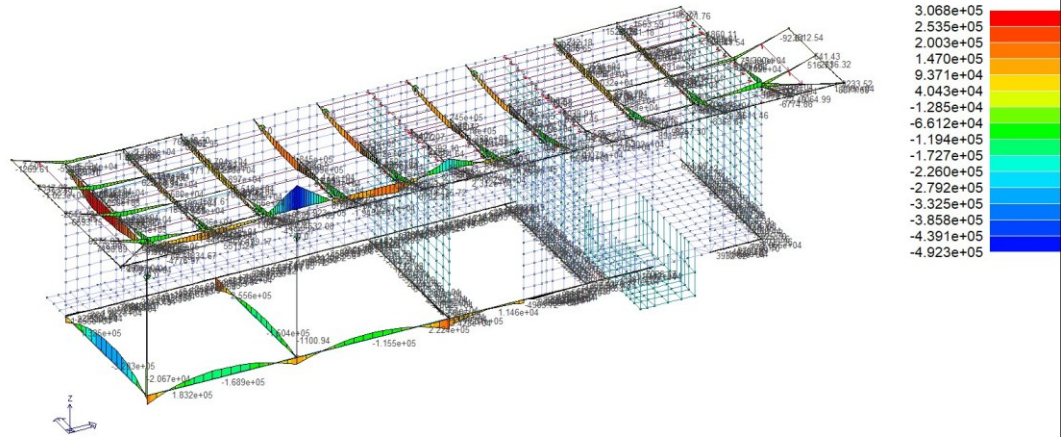






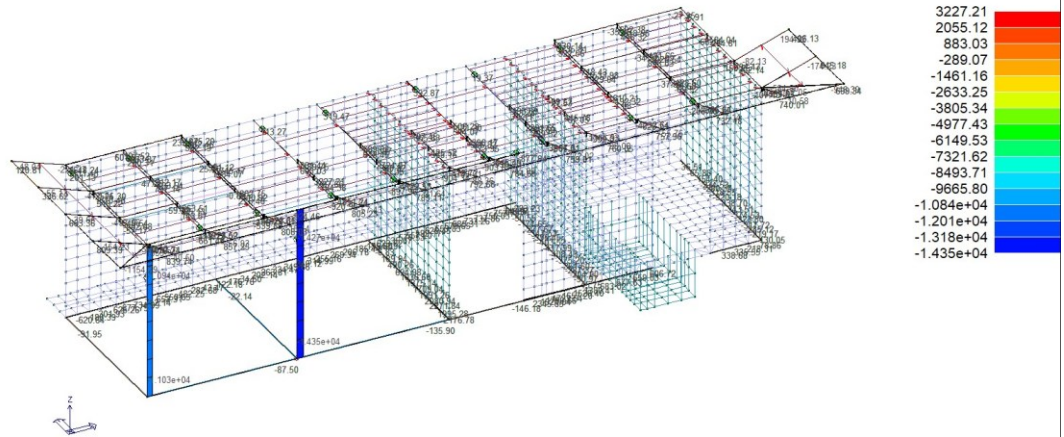


RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Momento 3-3 [daN cm]



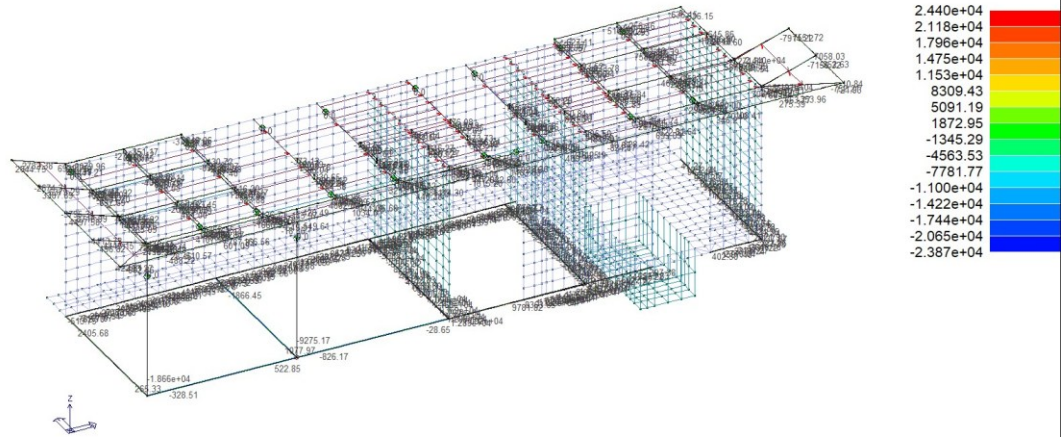
PALU_FERSINA

RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Sforzo Normale [daN]



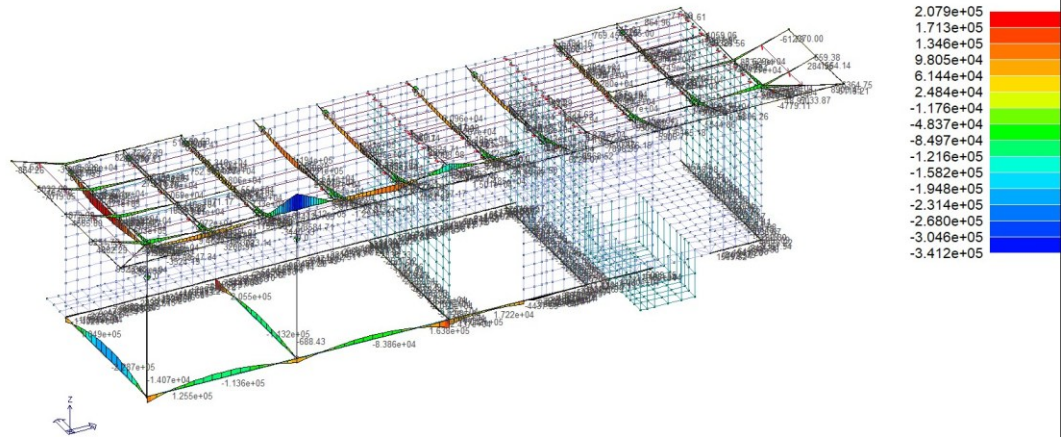
PALU_FERSINA

RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Momento 2-2 [daN cm]



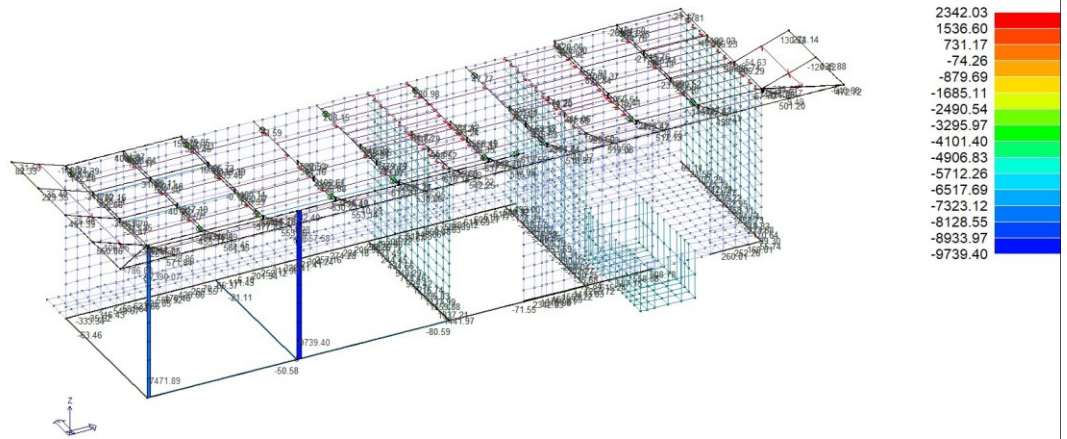
PALU_FERSINA

RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Momento 3-3 [daN cm]



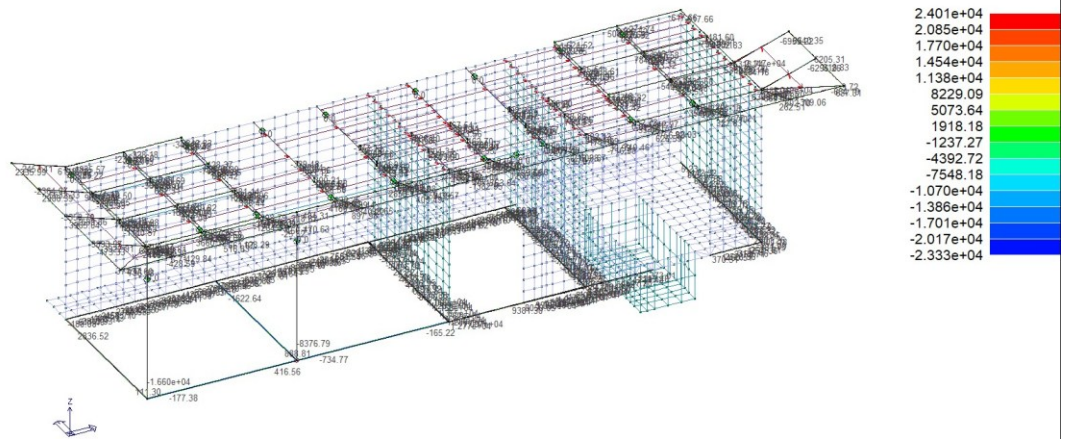
PALU_FERSINA

RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Sforzo Normale [daN]



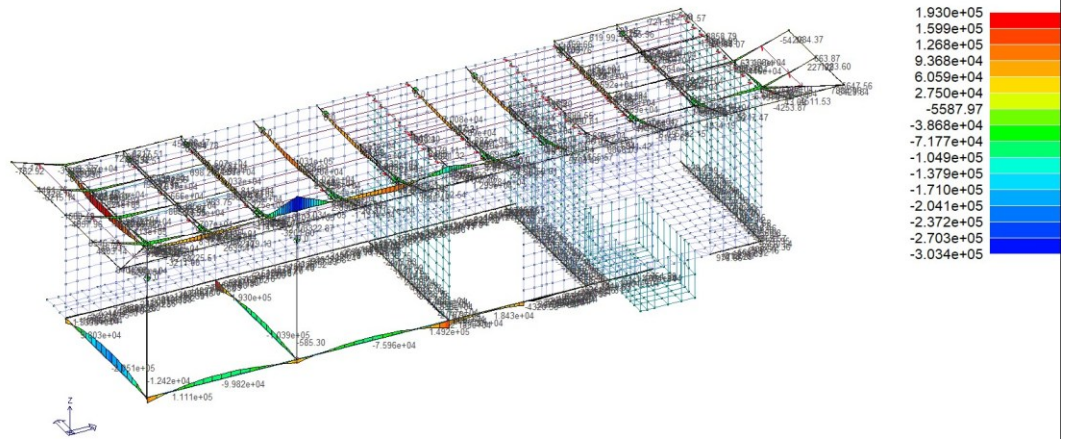
PALU_FERSINA

RISULTATI 082) Comb. SLE(perm.) 82
Momento 2-2 [daN cm]



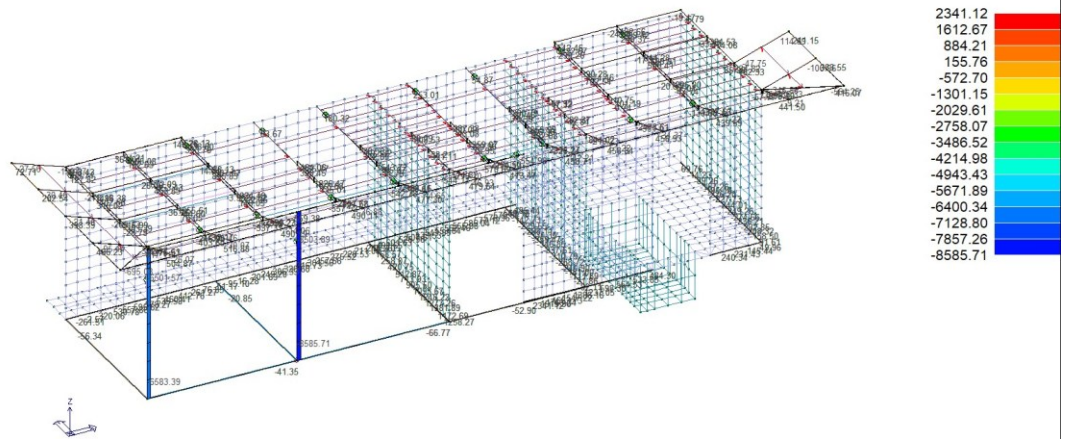
PALU_FERSINA

RISULTATI 082) Comb. SLE(perm.) 82
Momento 3-3 [daN cm]



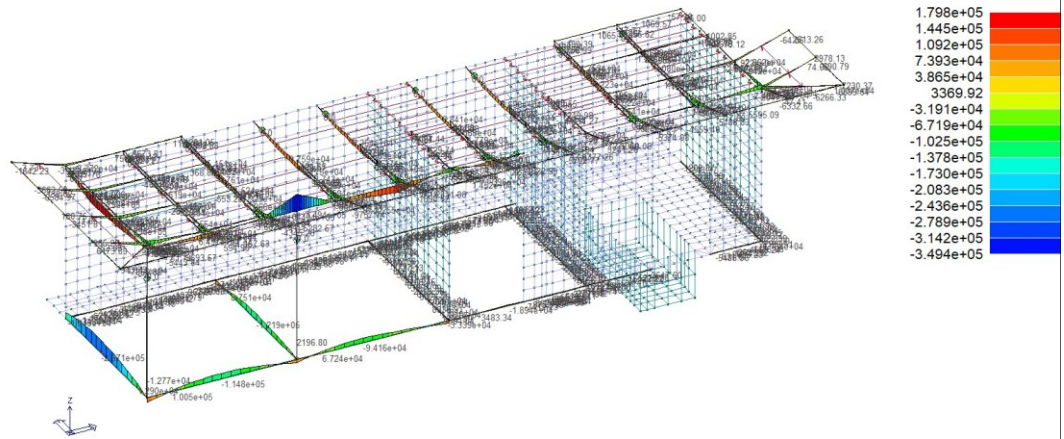
PALU_FERSINA

RISULTATI 082) Comb. SLE(perm.) 82
Sforzo Normale [daN]



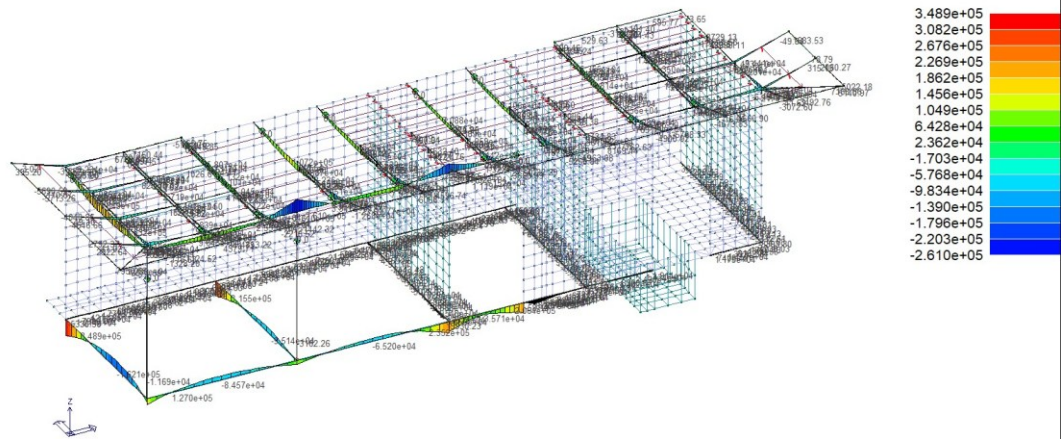
PALU_FERSINA

RISULTATI 062) Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62
Momento 3-3 [daN cm]



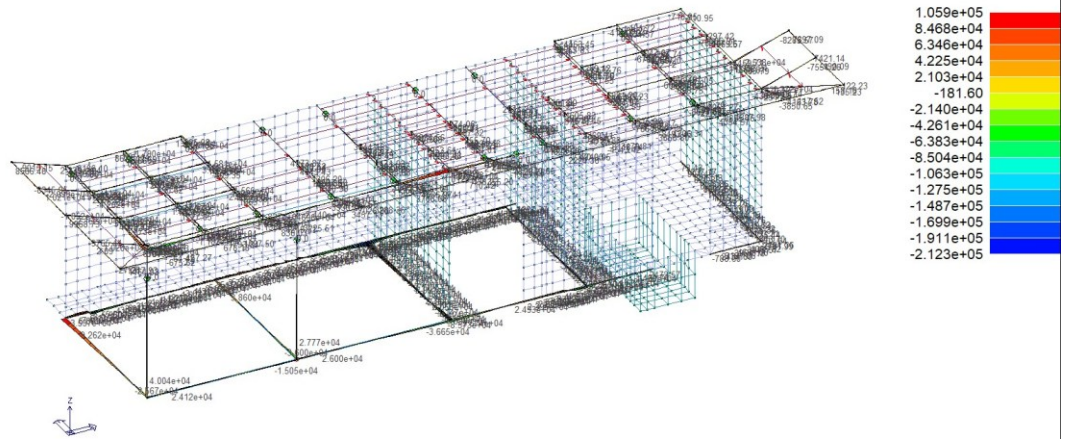
PALU_FERSINA

RISULTATI 067) Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67
Momento 3-3 [daN cm]



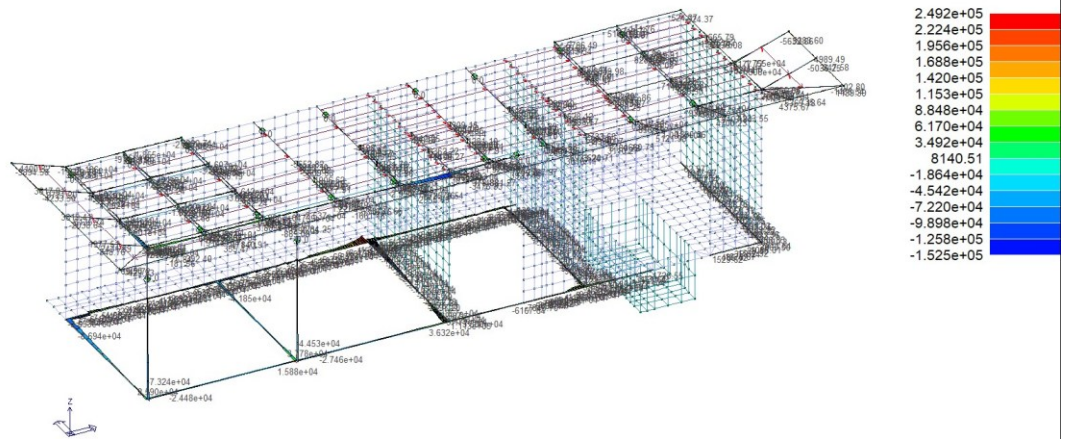
PALU_FERSINA

RISULTATI 036) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36
Momento 2-2 [daN cm]



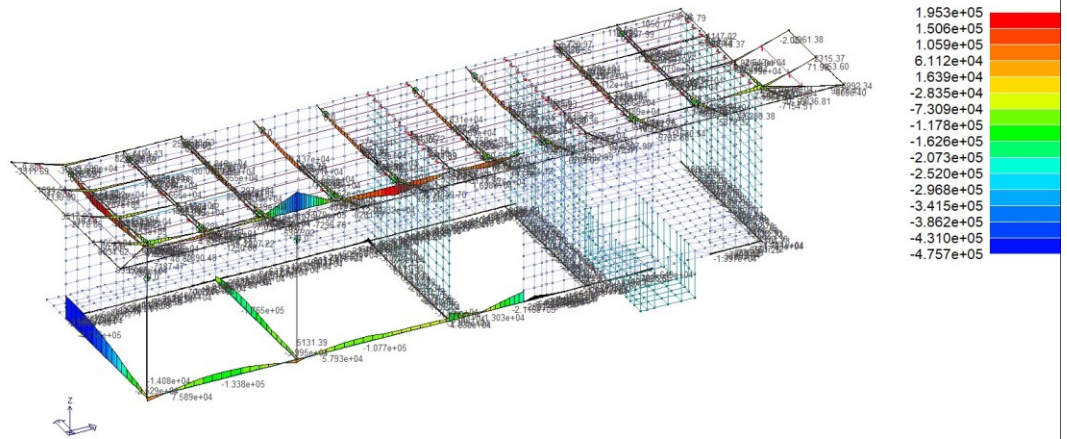
PALU_FERSINA

RISULTATI 037) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37
Momento 2-2 [daN cm]



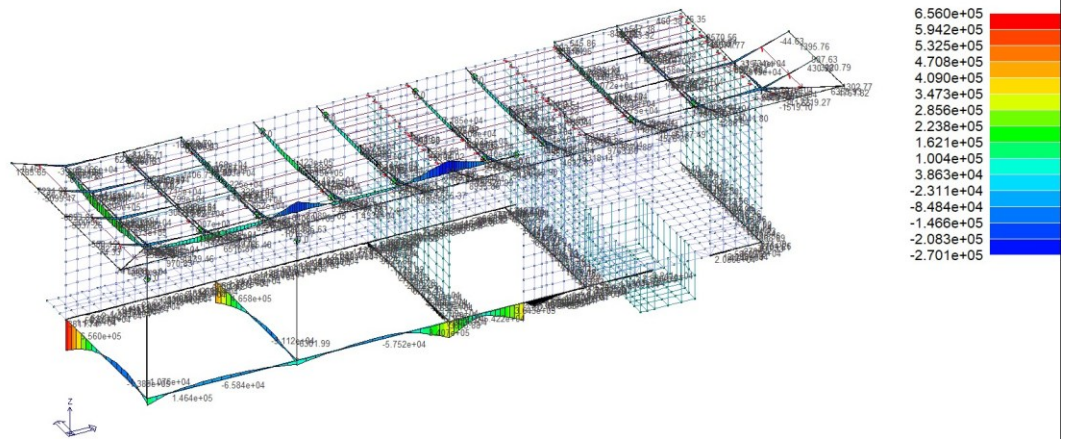
PALU_FERSINA

RISULTATI 038) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38
Momento 3-3 [daN cm]



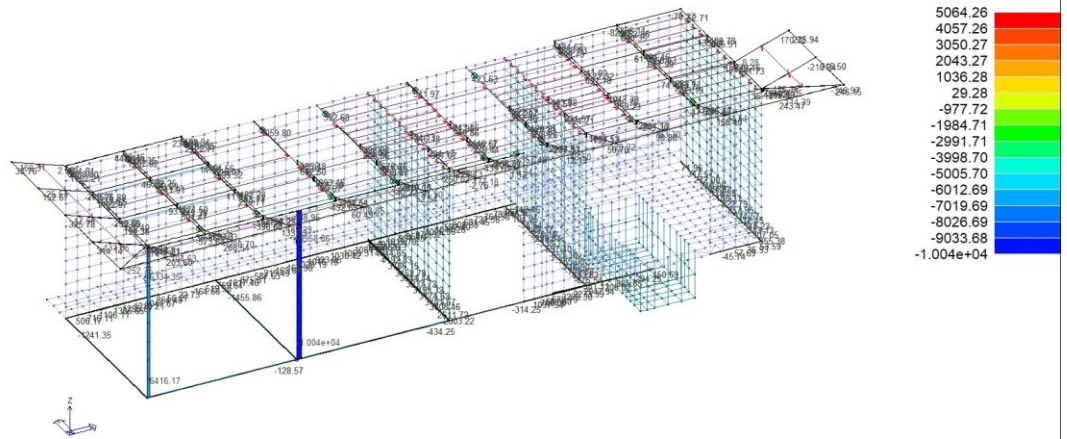
PALU_FERSINA

RISULTATI 035) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35
Momento 3-3 [daN cm]



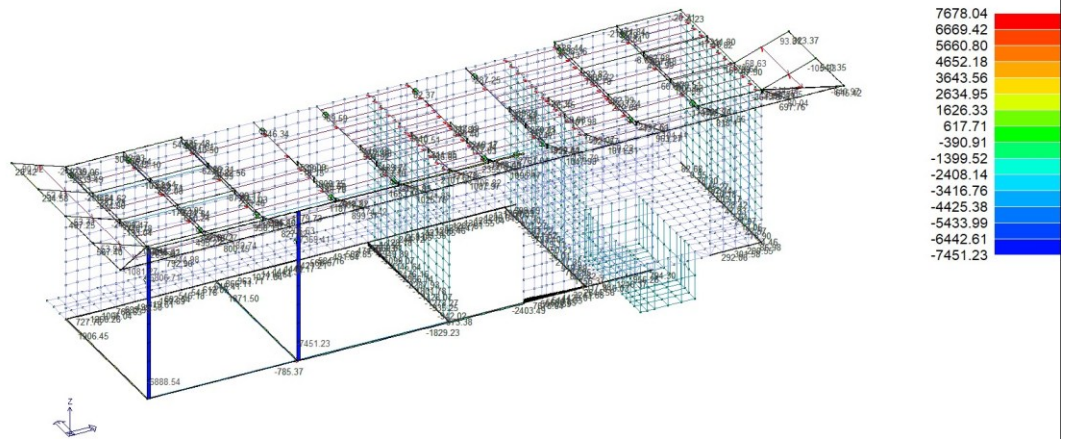
PALU_FERSINA

RISULTATI 030) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30
Sforzo Normale [daN]

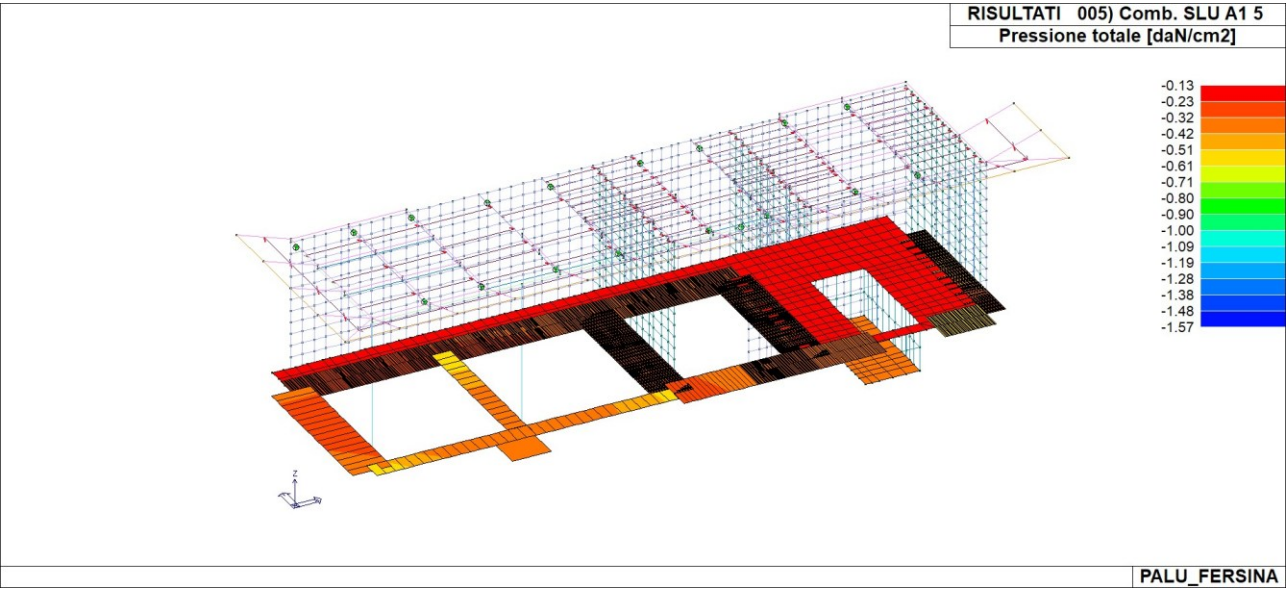
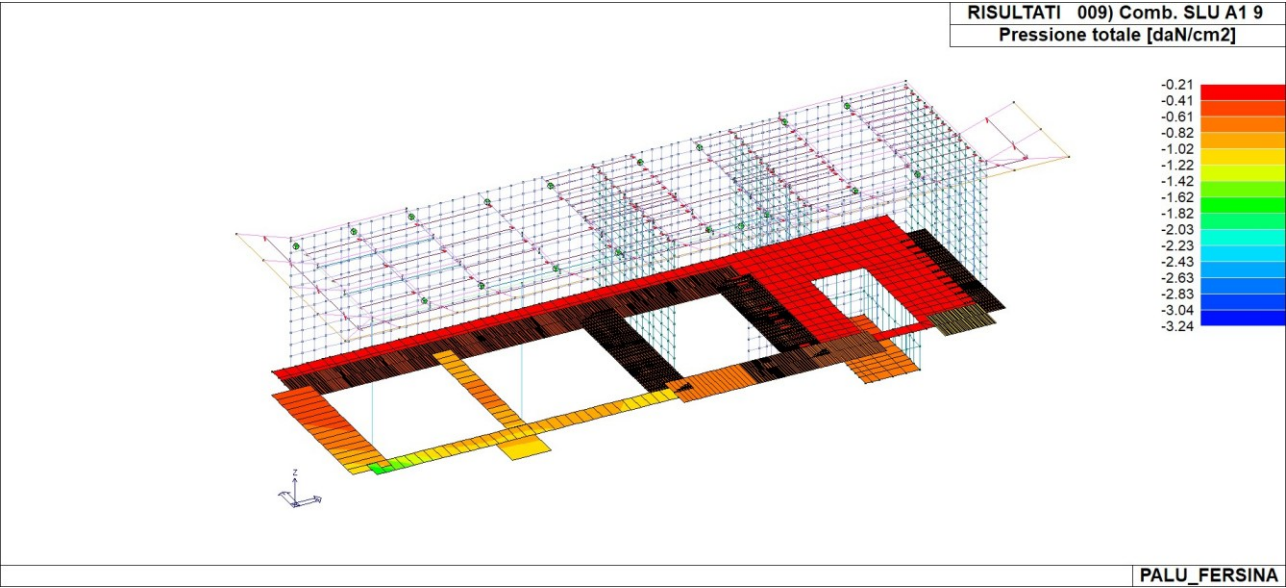


PALU_FERSINA

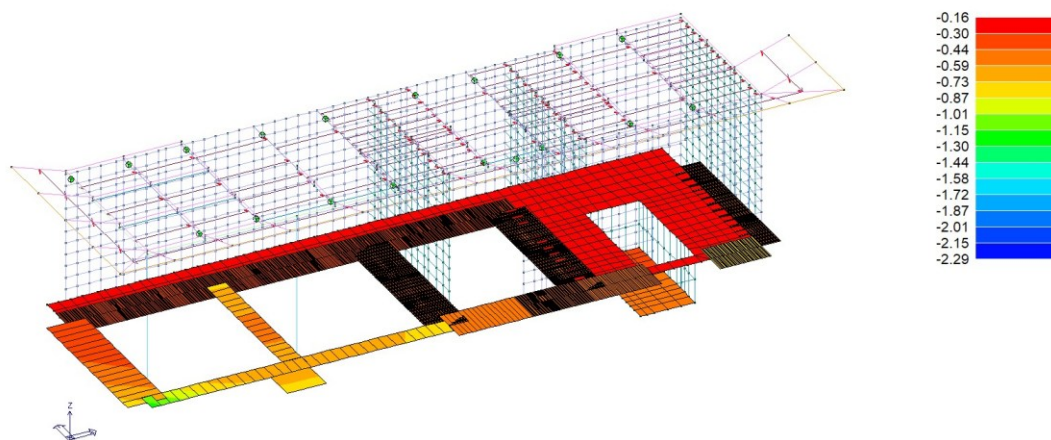
RISULTATI 037) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37
Sforzo Normale [daN]



PALU_FERSINA

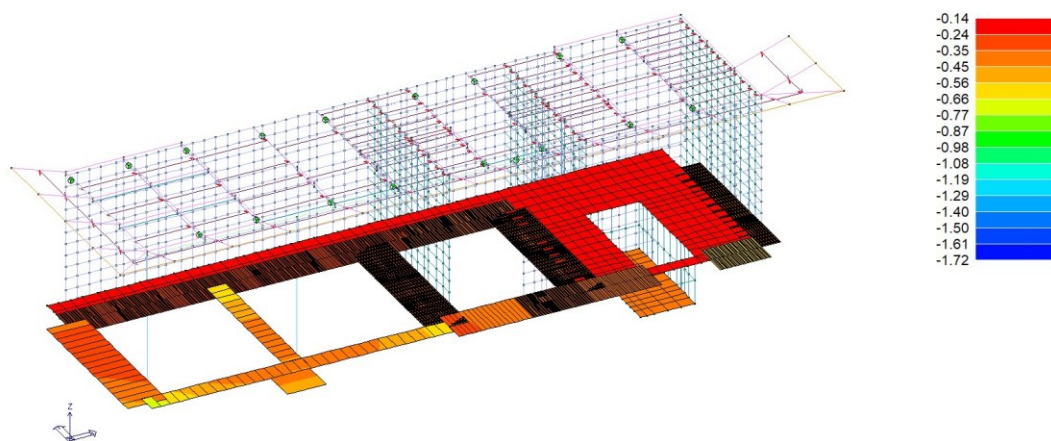


RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Pressione totale [daN/cm²]



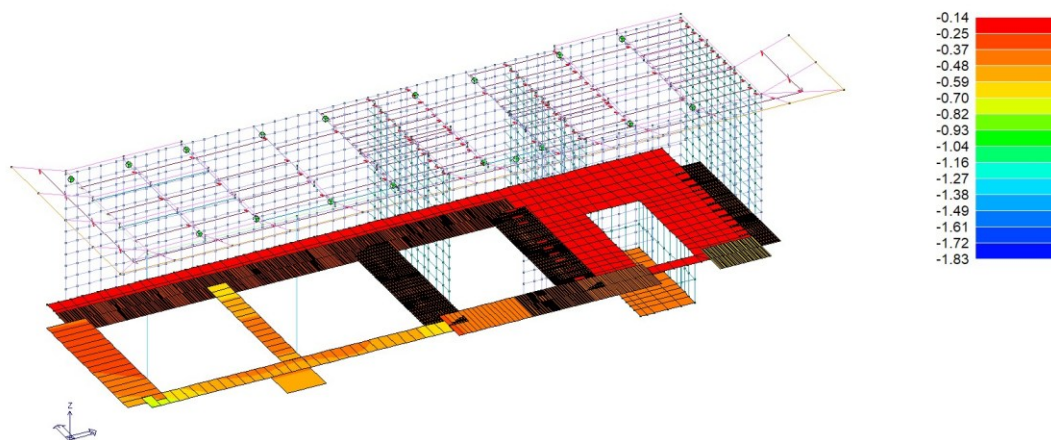
PALU_FERSINA

RISULTATI 075) Comb. SLE(rara) 75
Pressione totale [daN/cm²]



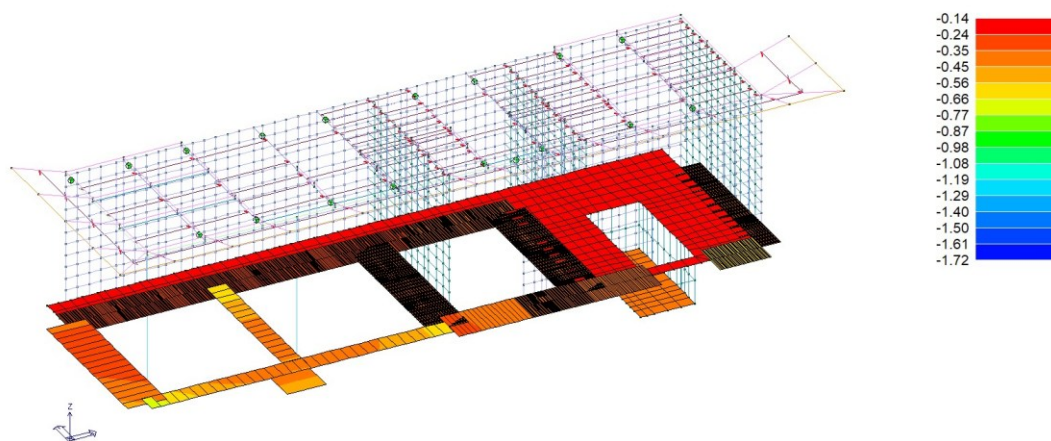
PALU_FERSINA

RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Pressione totale [daN/cm²]

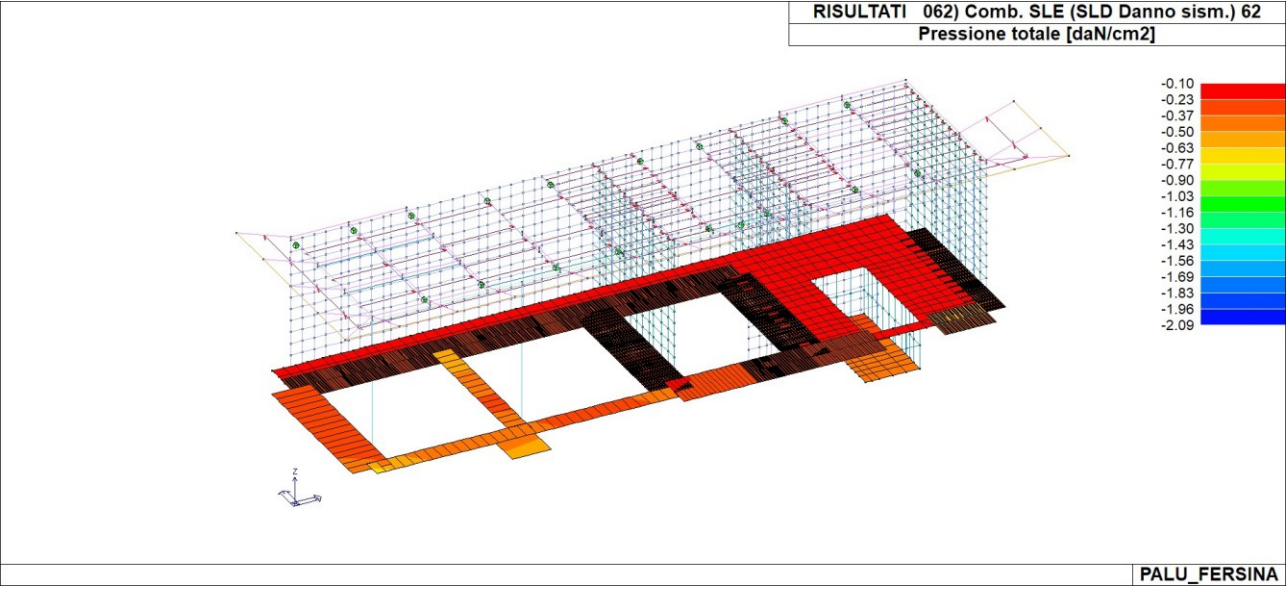
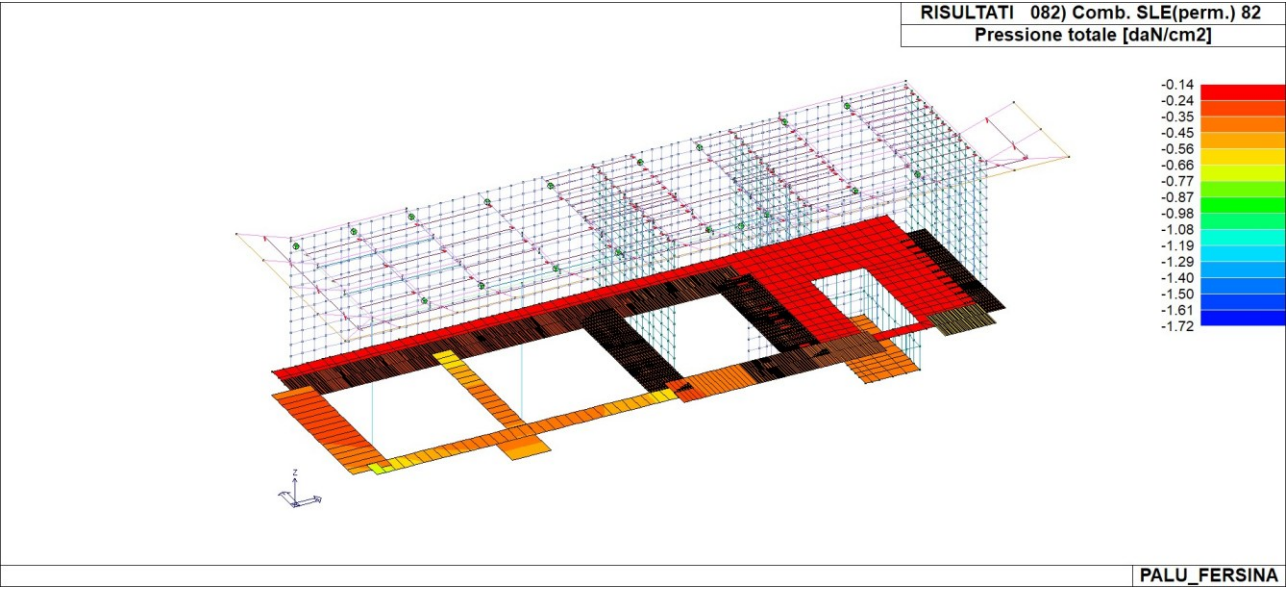


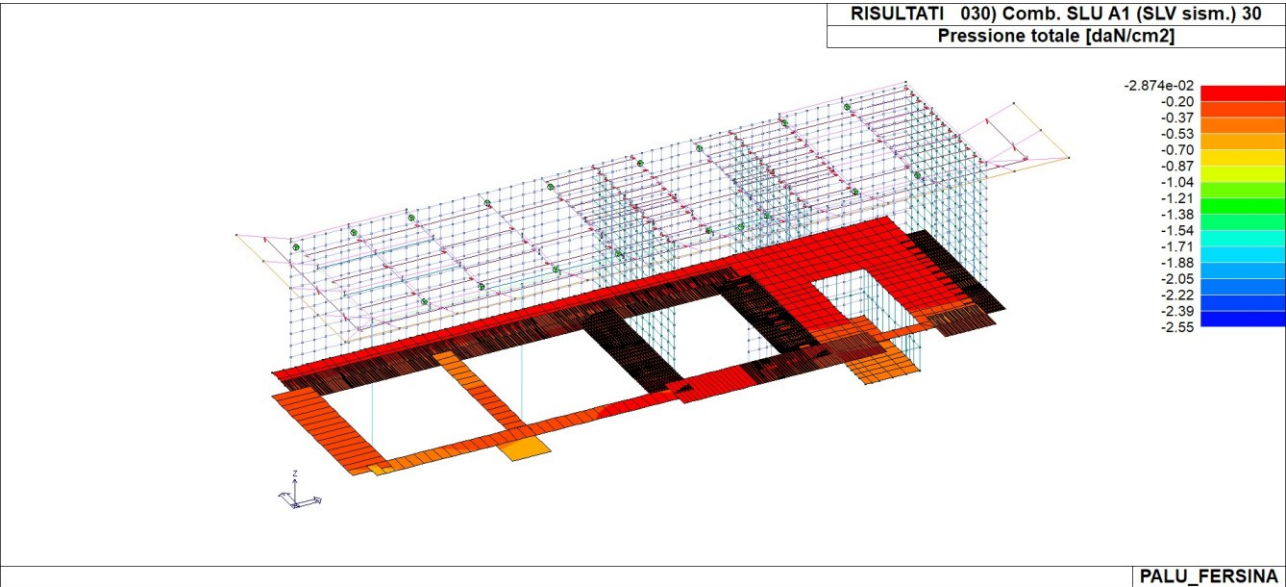
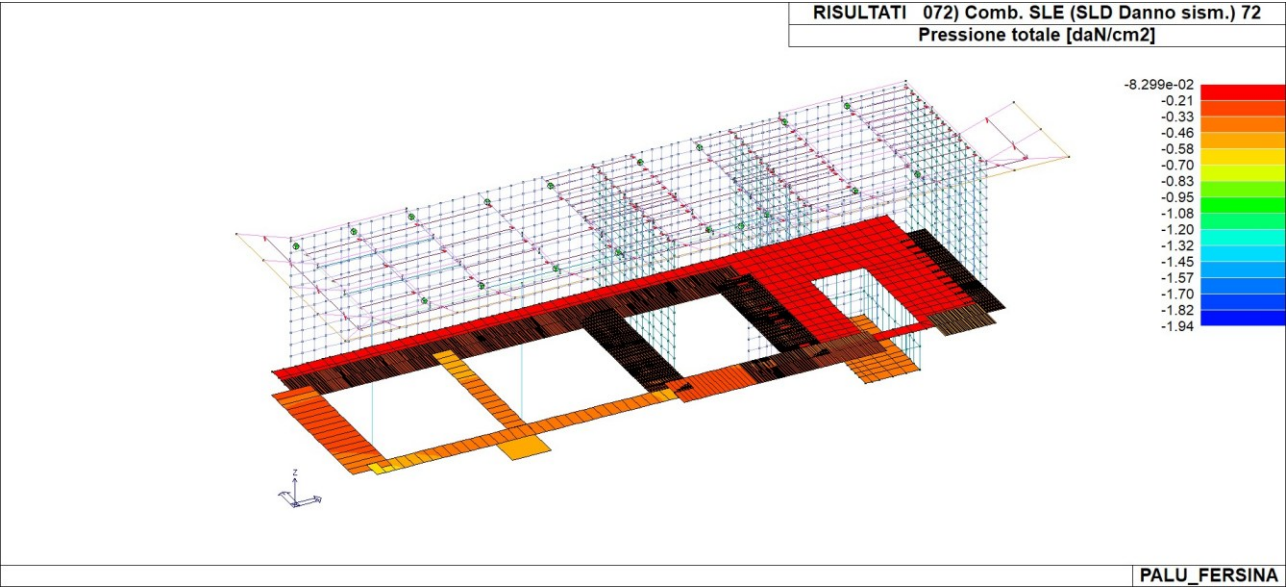
PALU_FERSINA

RISULTATI 080) Comb. SLE(freq.) 80
Pressione totale [daN/cm²]

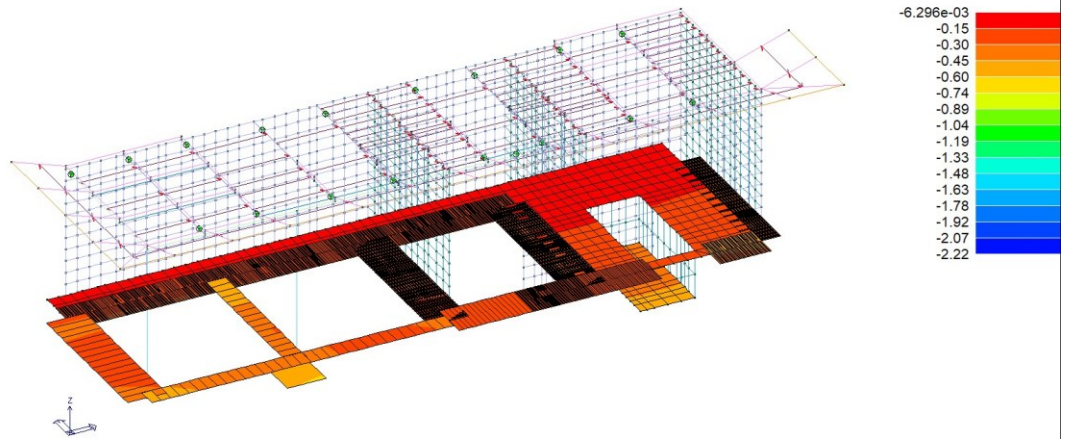


PALU_FERSINA



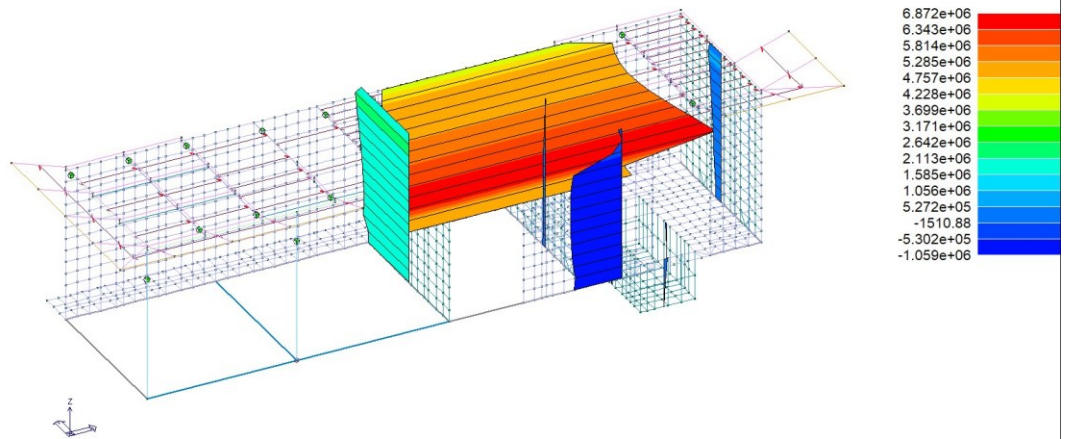


RISULTATI 040) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40
Pressione totale [daN/cm²]

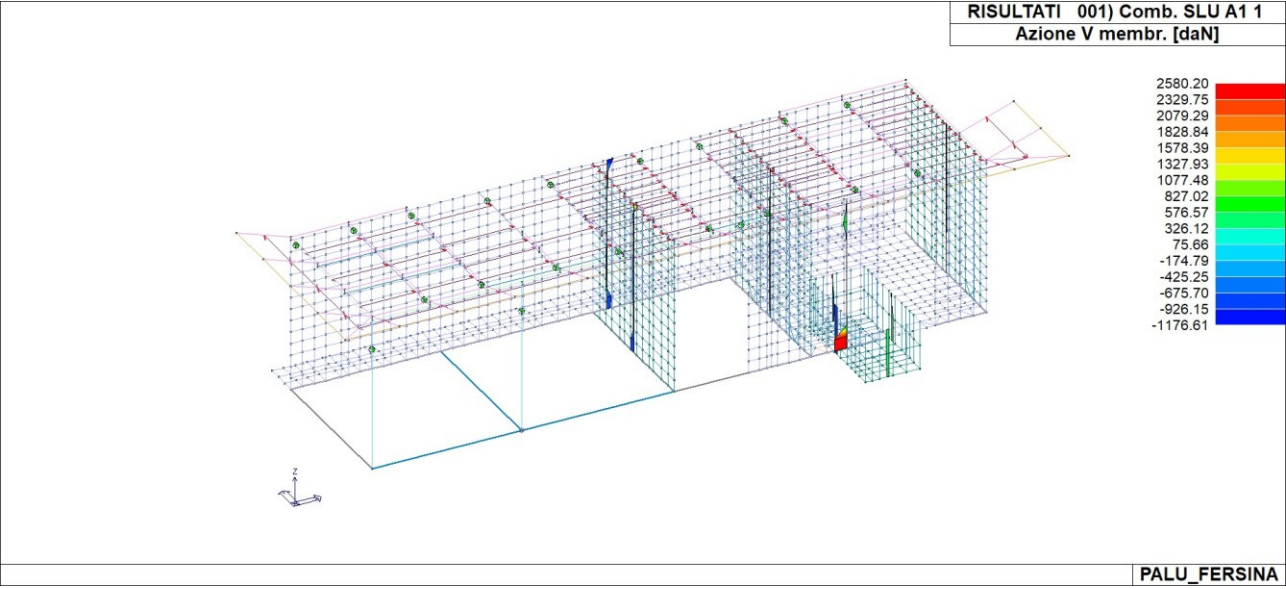
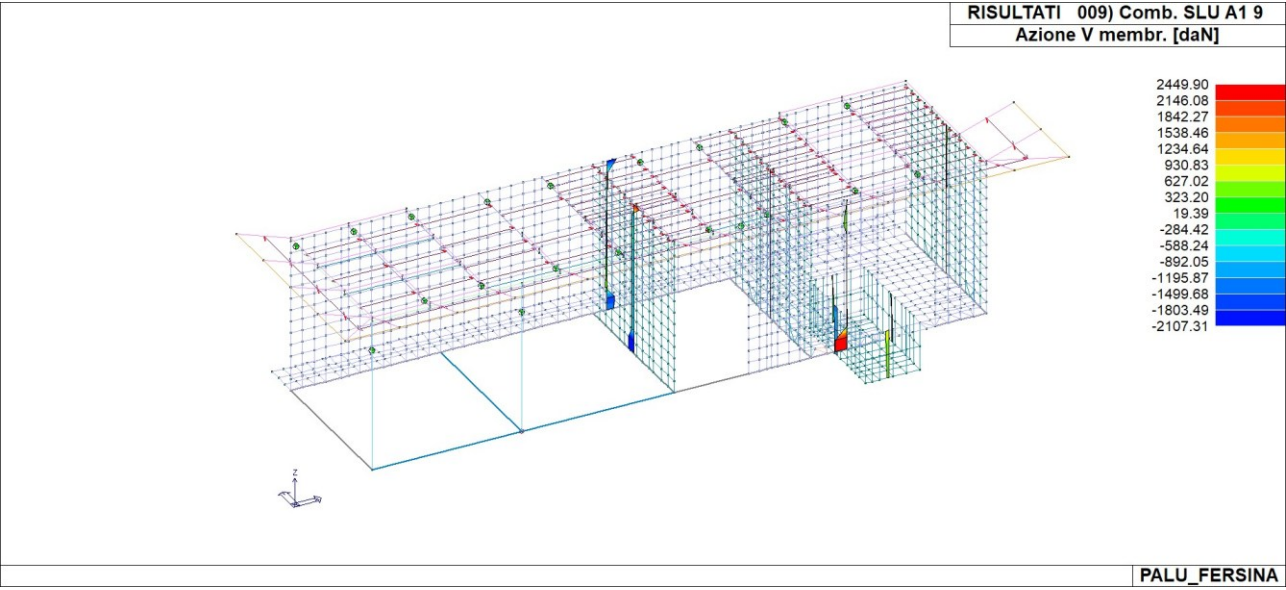


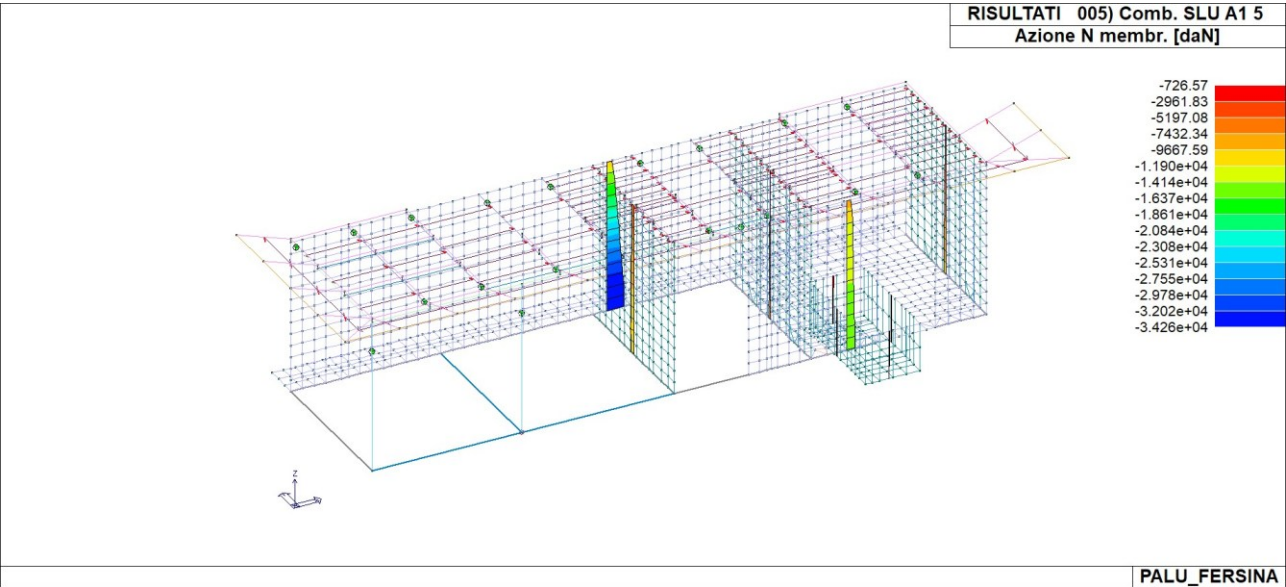
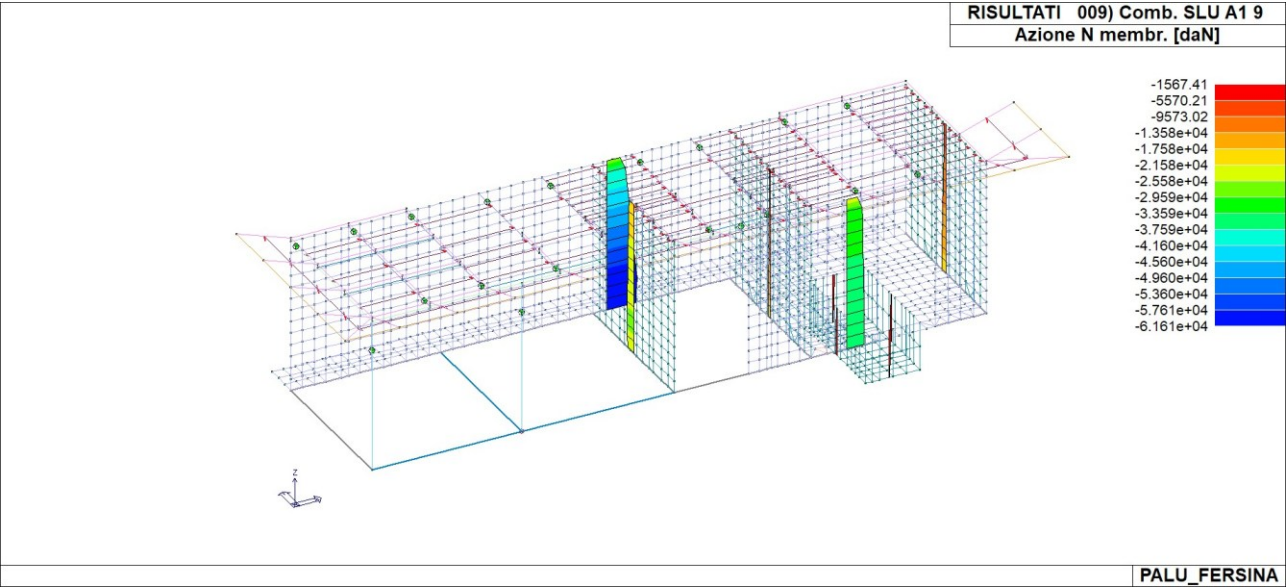
PALU_FERSINA

RISULTATI 009) Comb. SLU A1 9
Azione M membr. [daN cm]

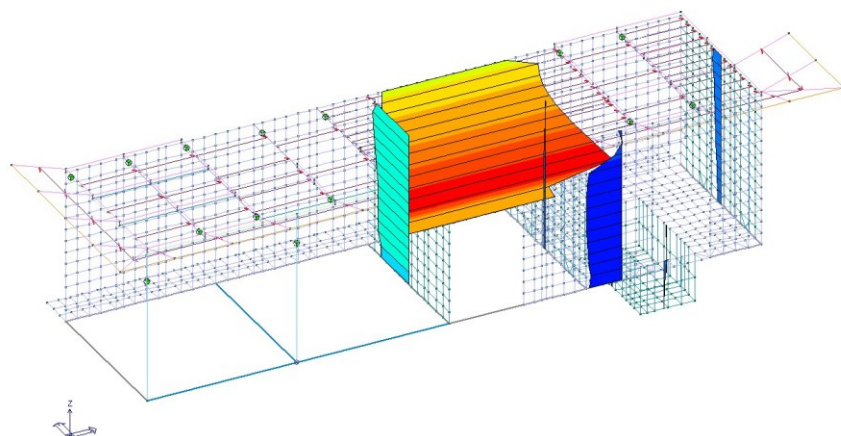


PALU_FERSINA

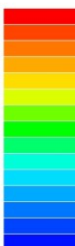




RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Azione M membr. [daN cm]

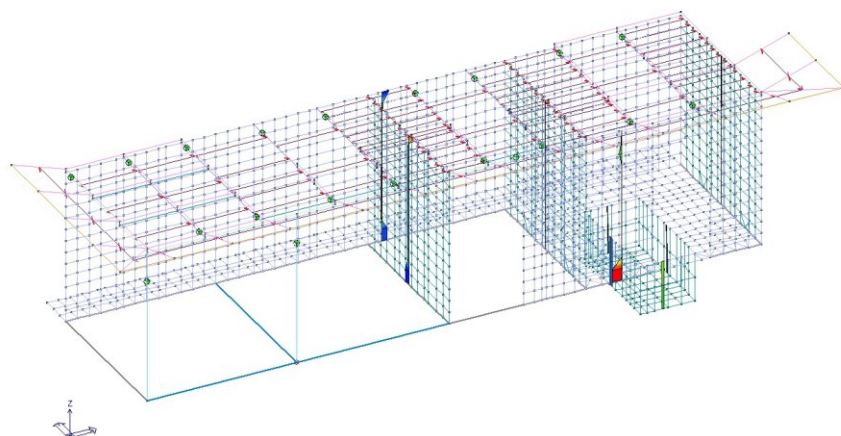


4.740e+06
4.376e+06
4.012e+06
3.648e+06
3.283e+06
2.919e+06
2.555e+06
2.190e+06
1.826e+06
1.462e+06
1.097e+06
7.332e+05
3.689e+05
4574.09
-3.597e+05
-7.240e+05



PALU_FERSINA

RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Azione V membr. [daN]

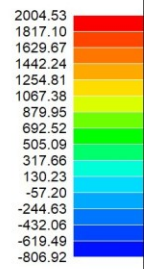
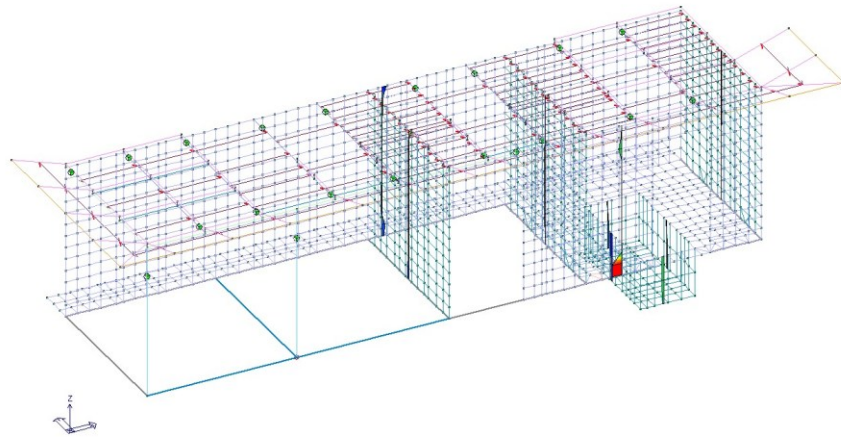


1917.66
1700.39
1483.11
1265.83
1048.55
831.27
613.99
396.72
179.44
-37.84
-255.12
-472.40
-689.67
-906.95
-1124.23
-1341.51



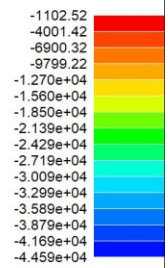
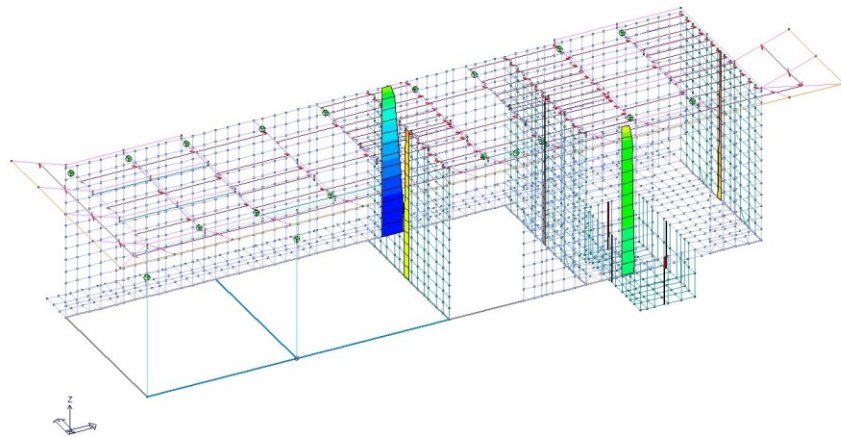
PALU_FERSINA

RISULTATI 075) Comb. SLE(rara) 75
Azione V membr. [daN]



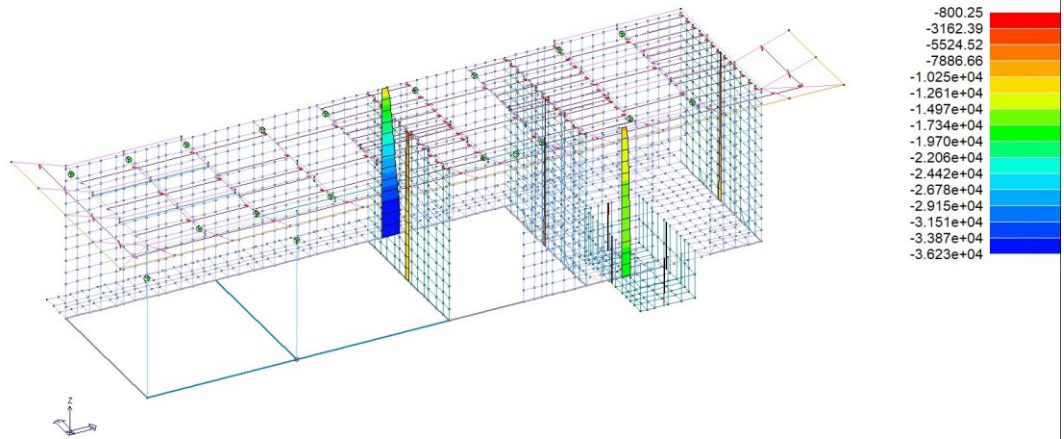
PALU_FERSINA

RISULTATI 079) Comb. SLE(rara) 79
Azione N membr. [daN]



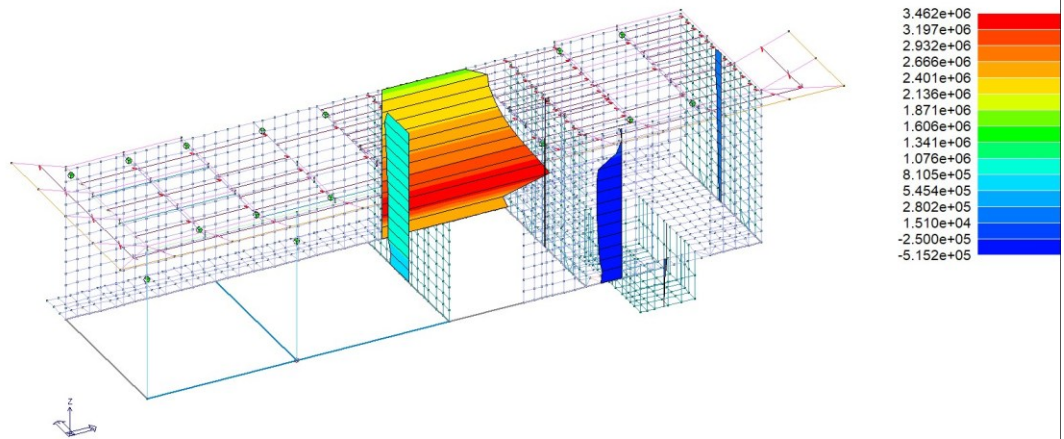
PALU_FERSINA

RISULTATI 075) Comb. SLE(rara) 75
Azione N membr. [daN]

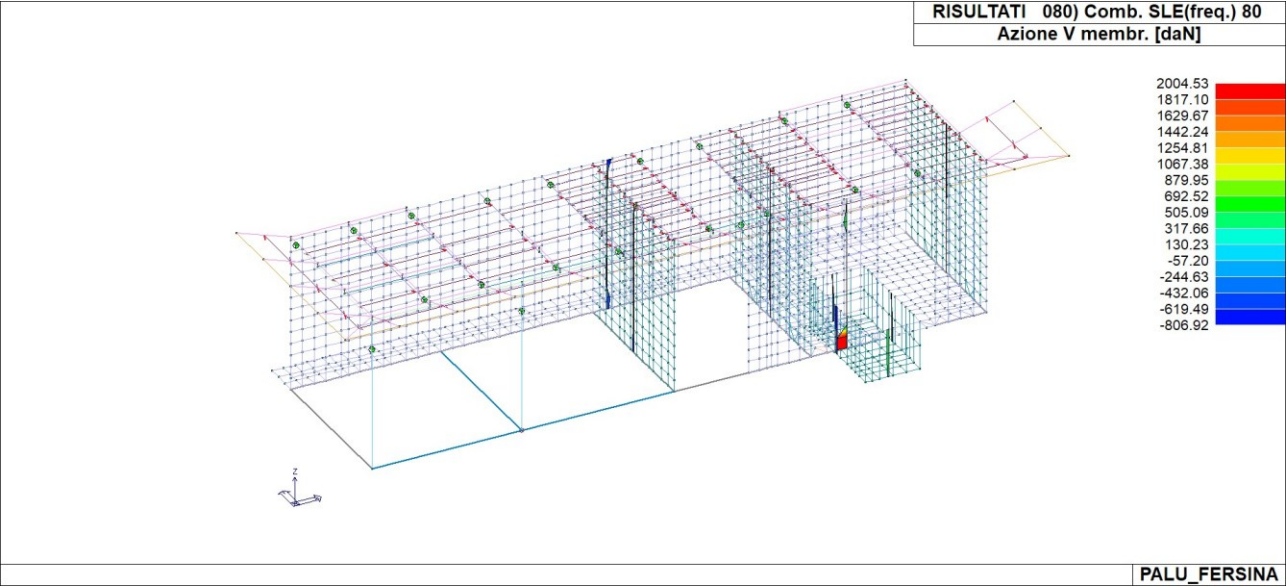
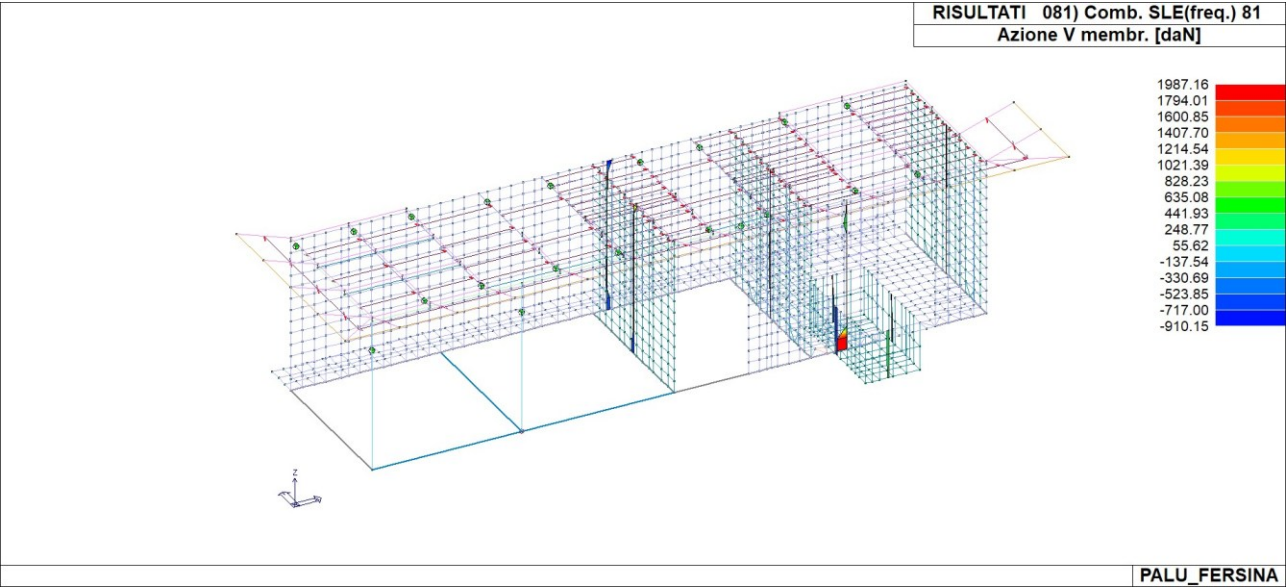


PALU_FERSINA

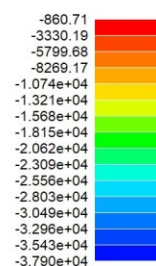
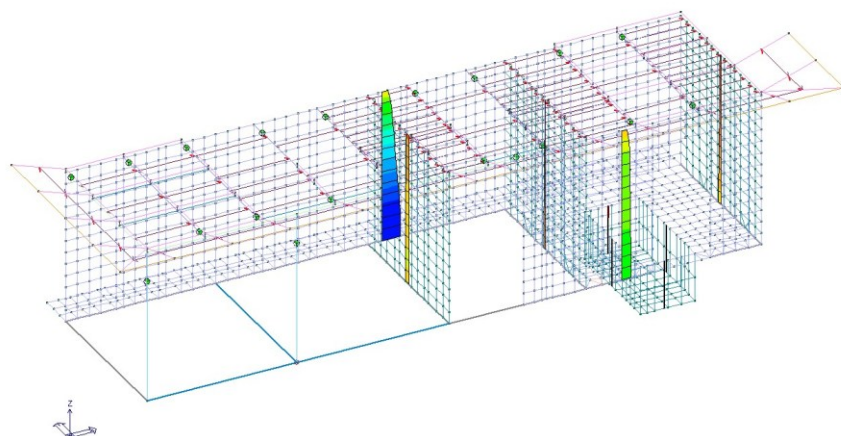
RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Azione M membr. [daN cm]



PALU_FERSINA

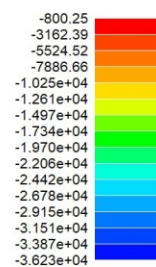
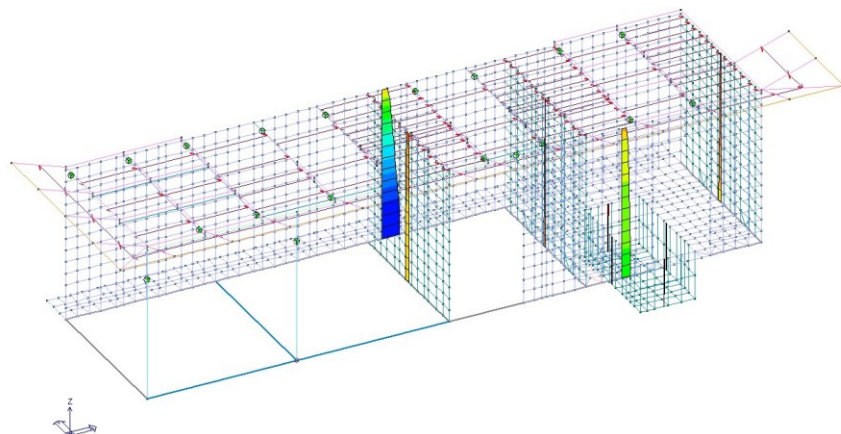


RISULTATI 081) Comb. SLE(freq.) 81
Azione N membr. [daN]

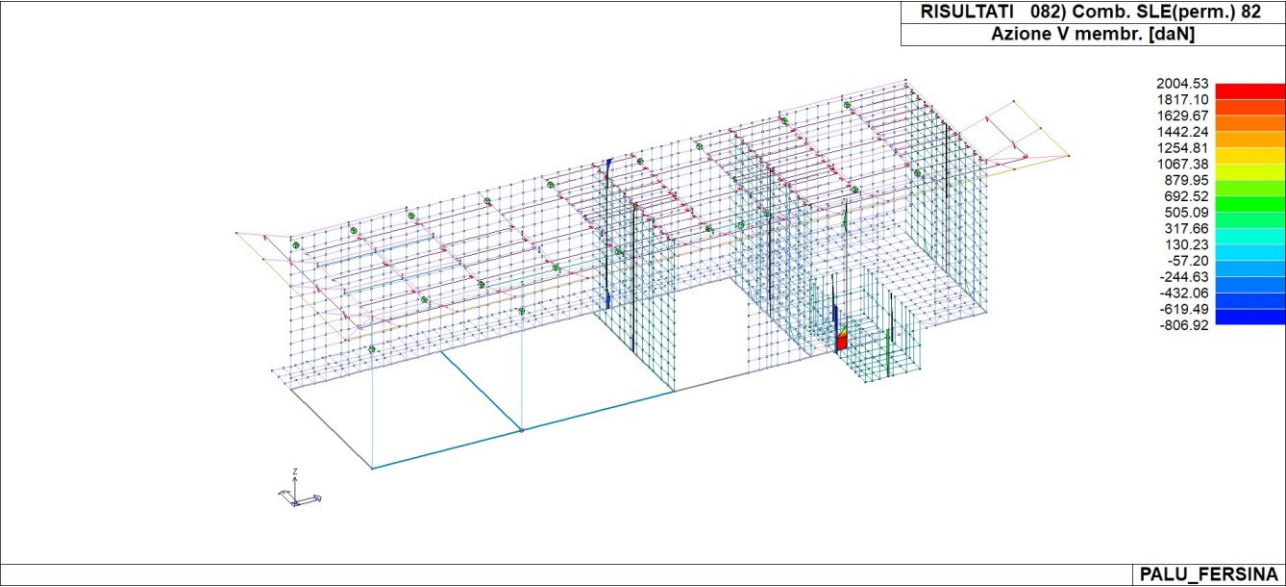
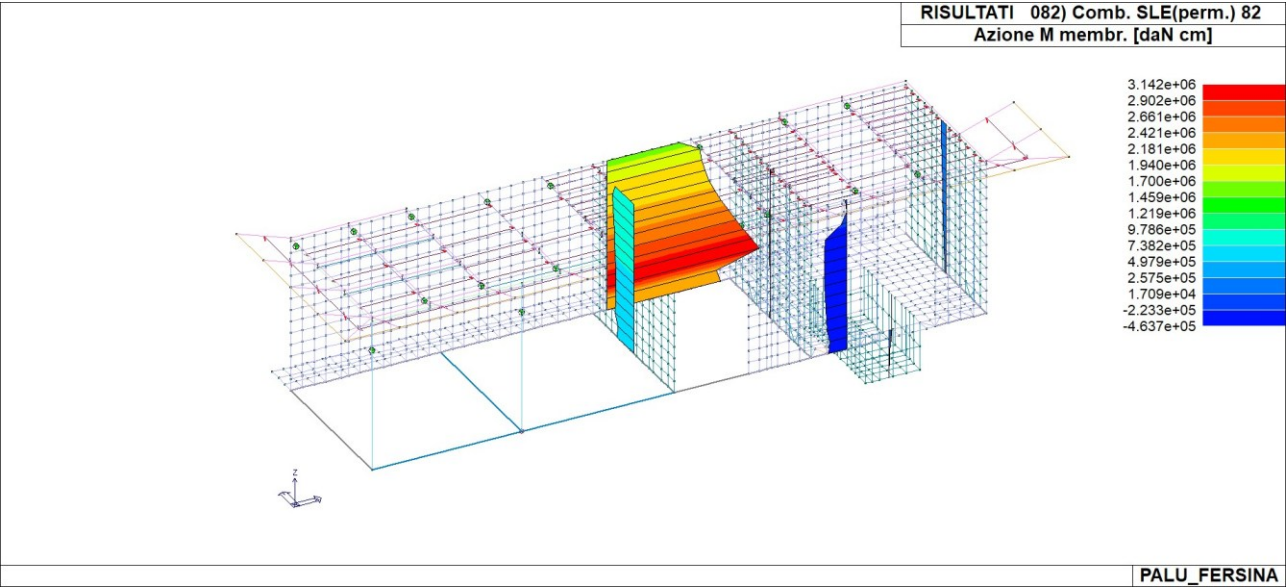


PALU_FERSINA

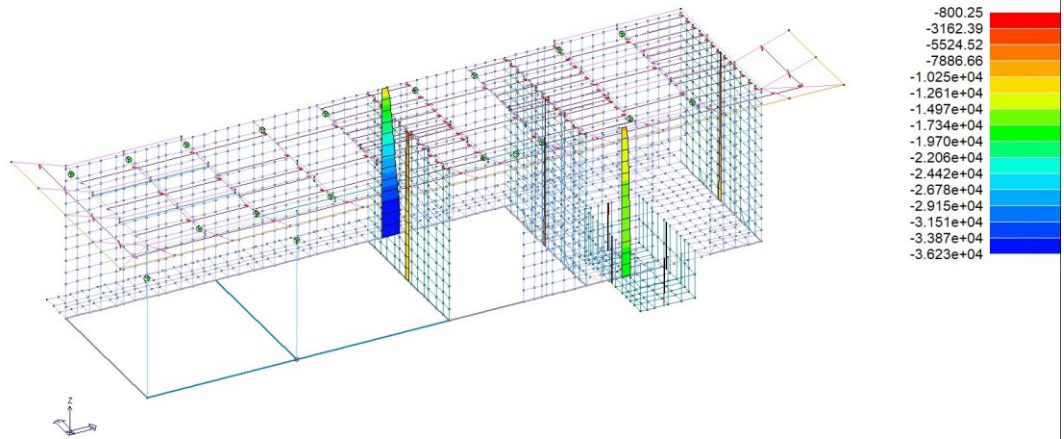
RISULTATI 080) Comb. SLE(freq.) 80
Azione N membr. [daN]



PALU_FERSINA

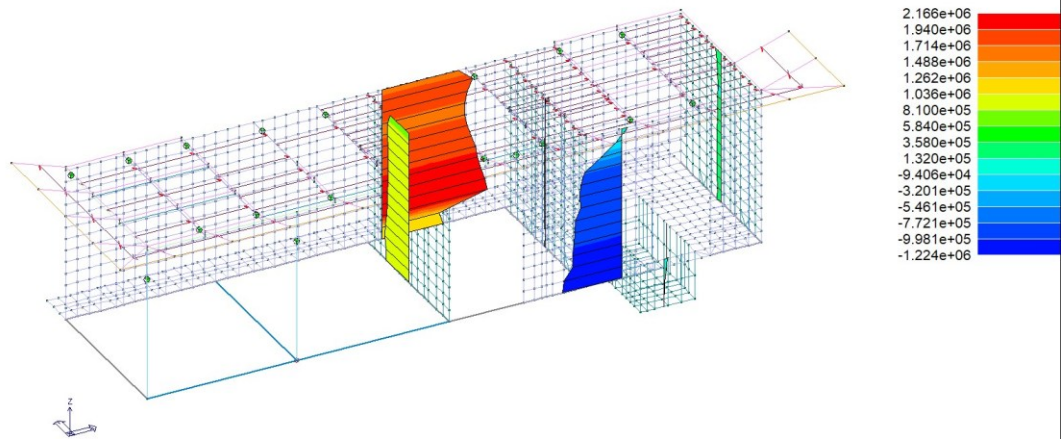


RISULTATI 082) Comb. SLE(perm.) 82
Azione N membr. [daN]

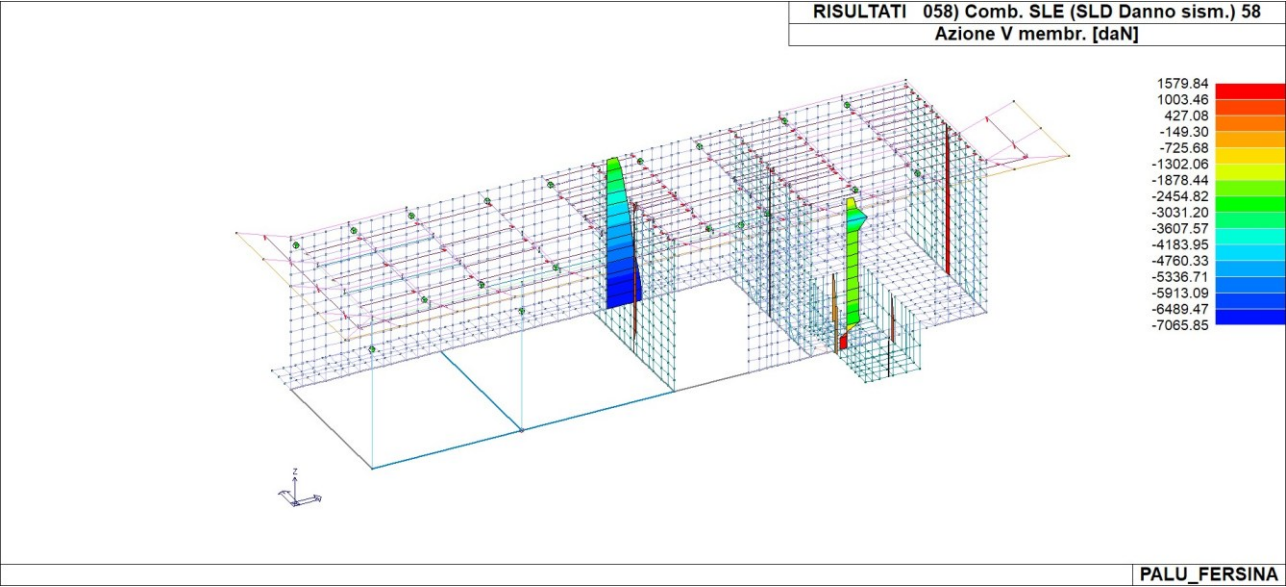
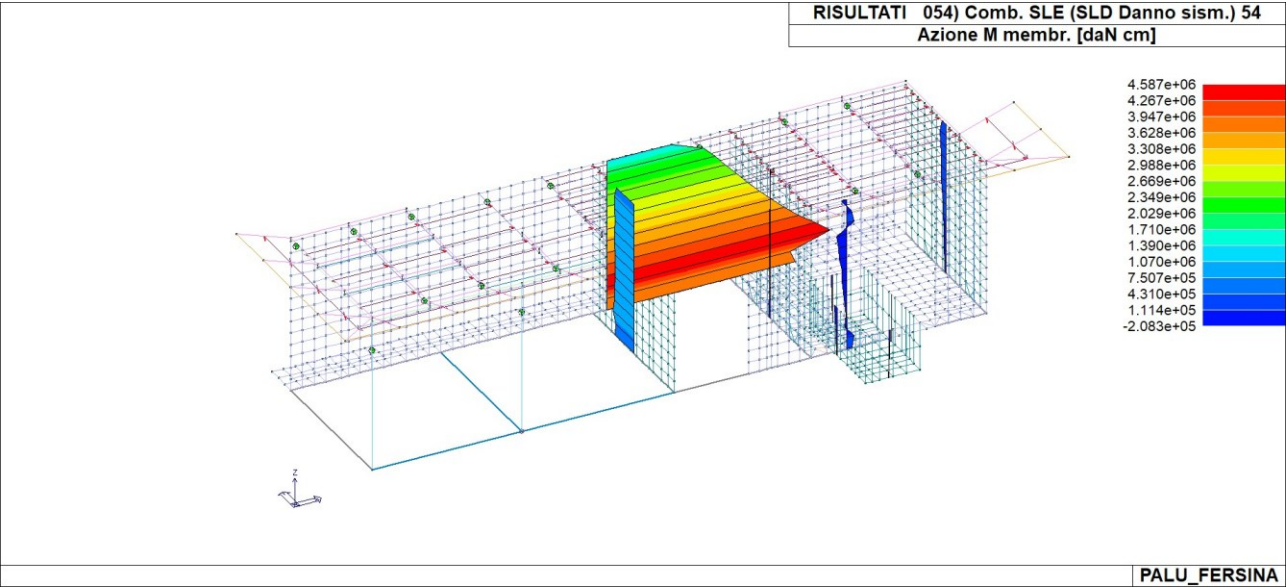


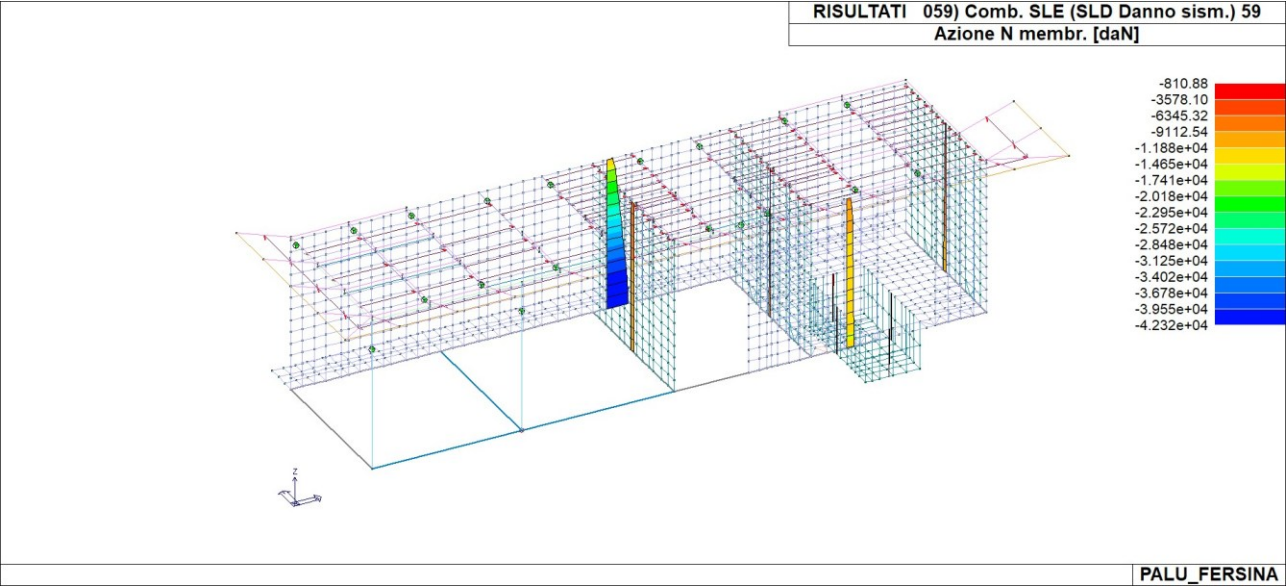
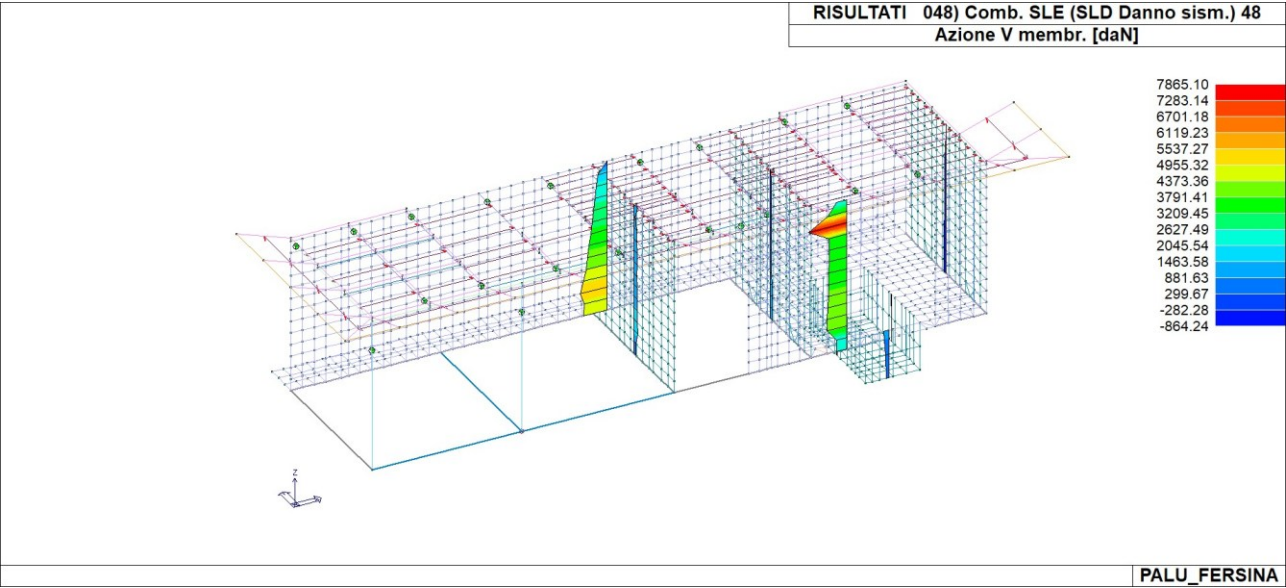
PALU_FERSINA

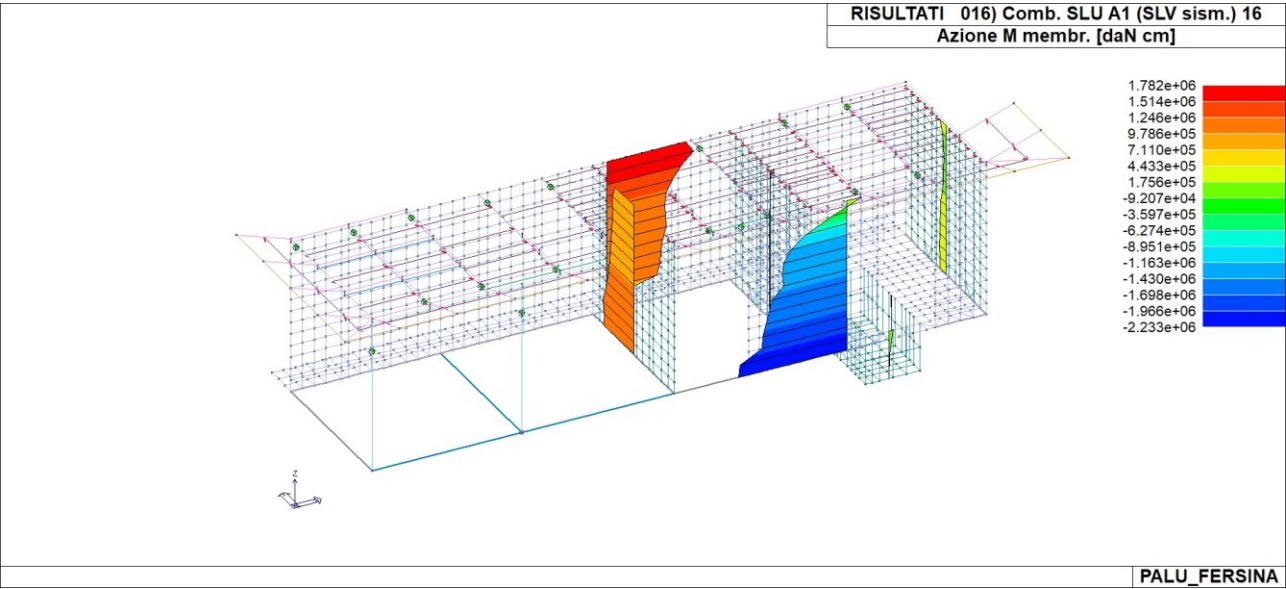
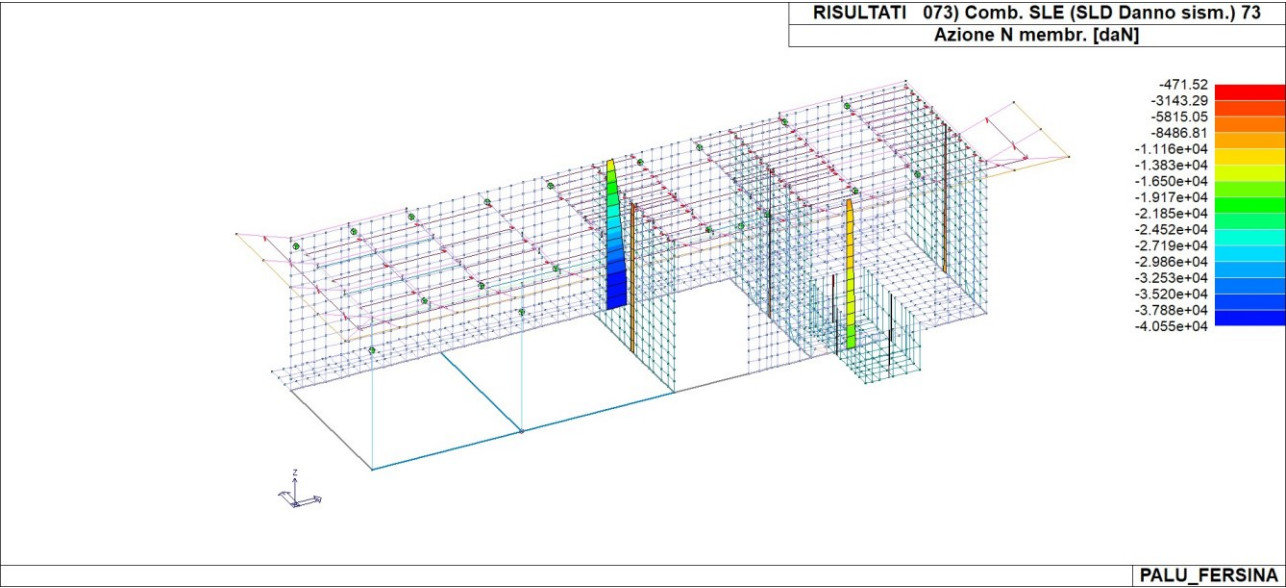
RISULTATI 048) Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48
Azione M membr. [daN cm]



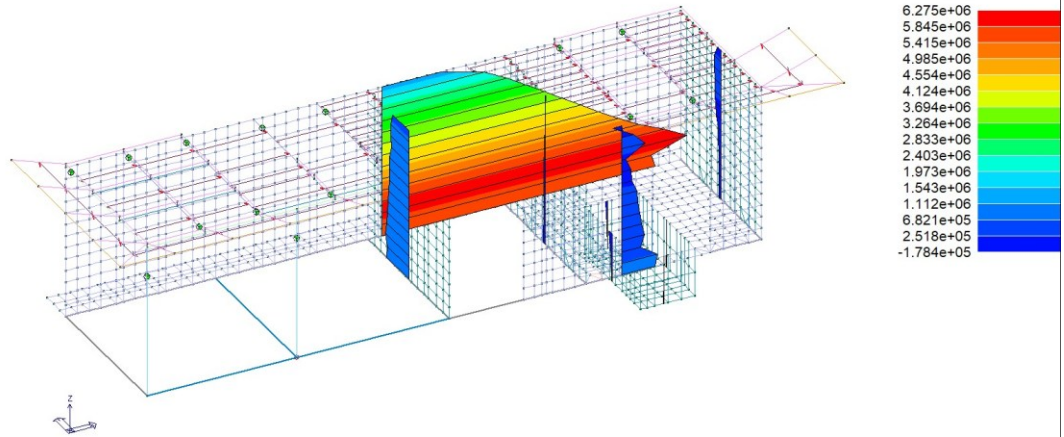
PALU_FERSINA





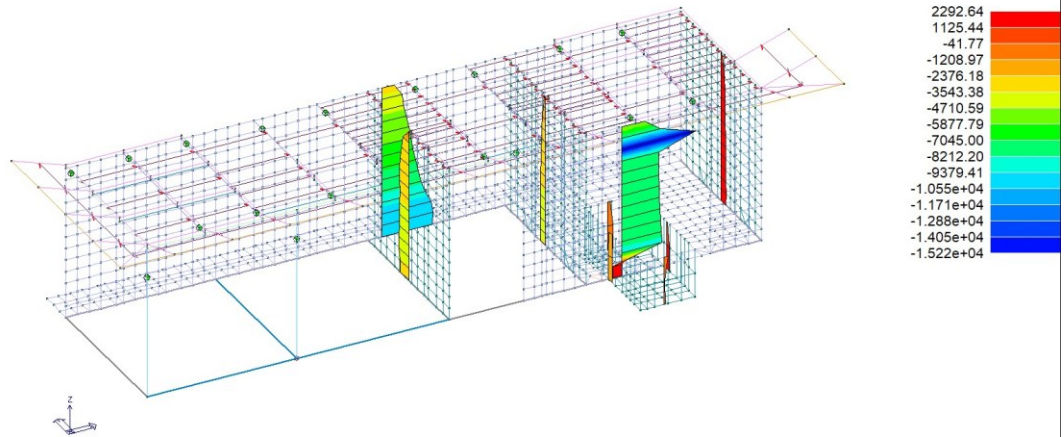


RISULTATI 022) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22
Azione M membr. [daN cm]



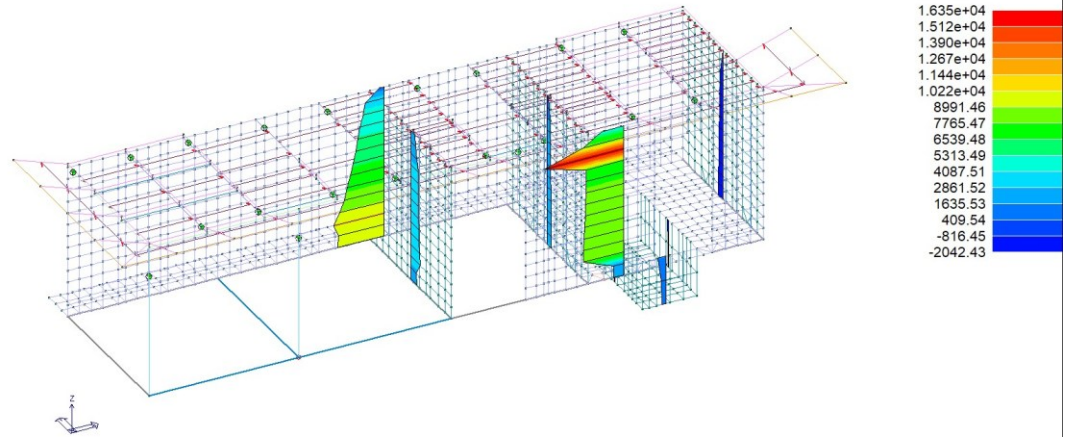
PALU_FERSINA

RISULTATI 017) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17
Azione V membr. [daN]



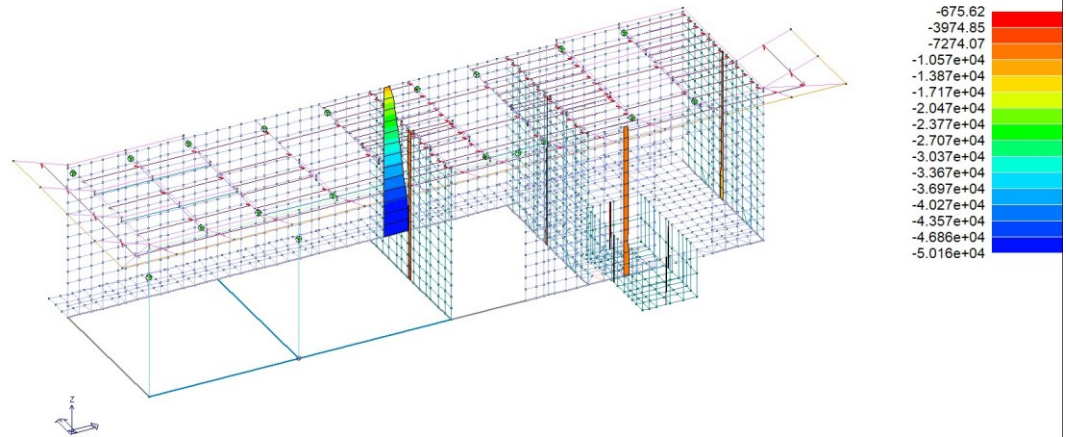
PALU_FERSINA

RISULTATI 016) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16
Azione V membr. [daN]

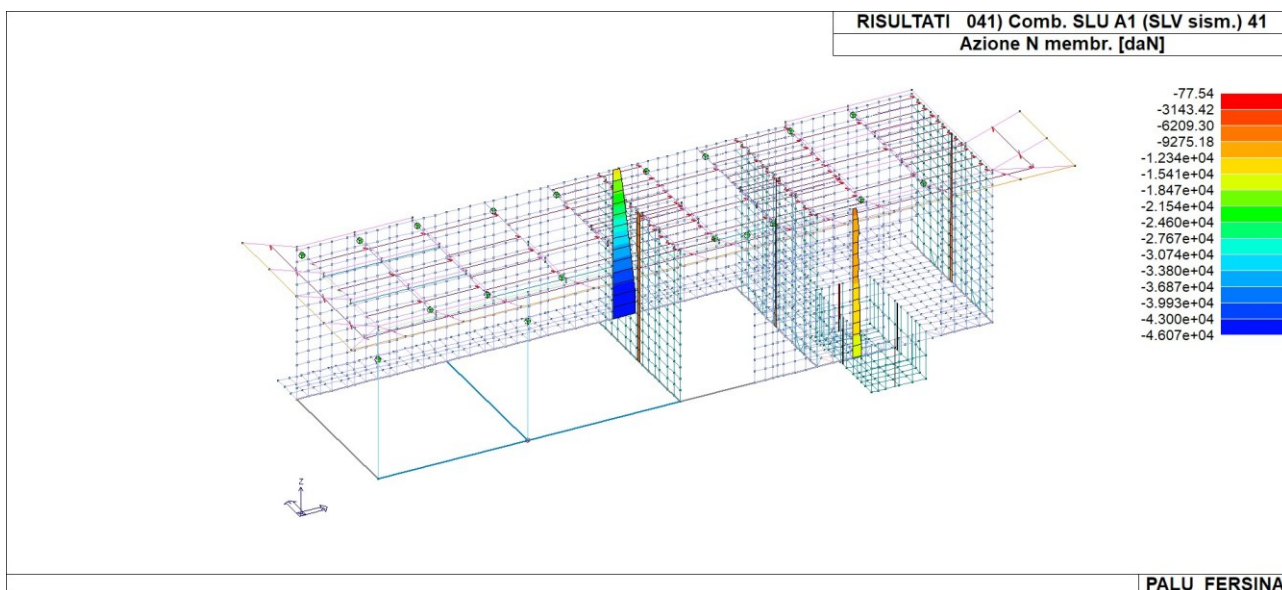


PALU_FERSINA

RISULTATI 027) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27
Azione N membr. [daN]



PALU_FERSINA



8.8 SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

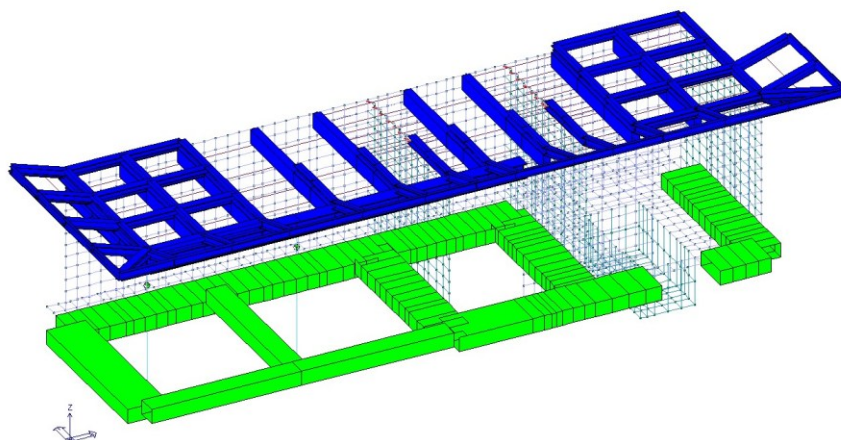
Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

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

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

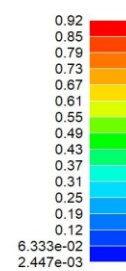
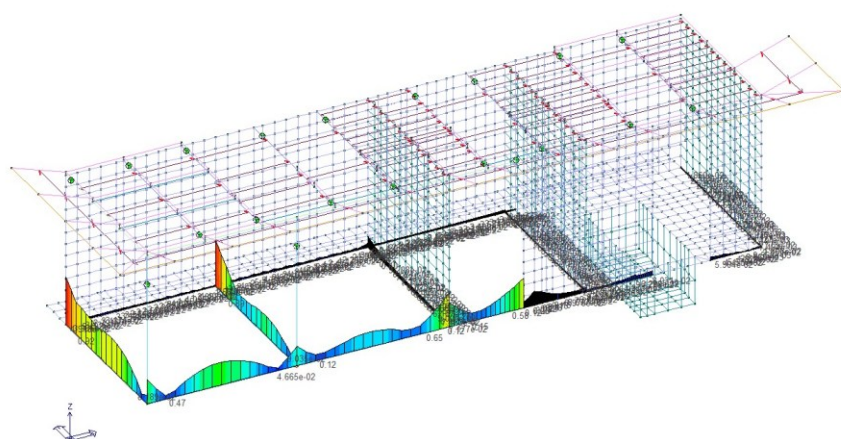
Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

PROGETTO
Stato progetto



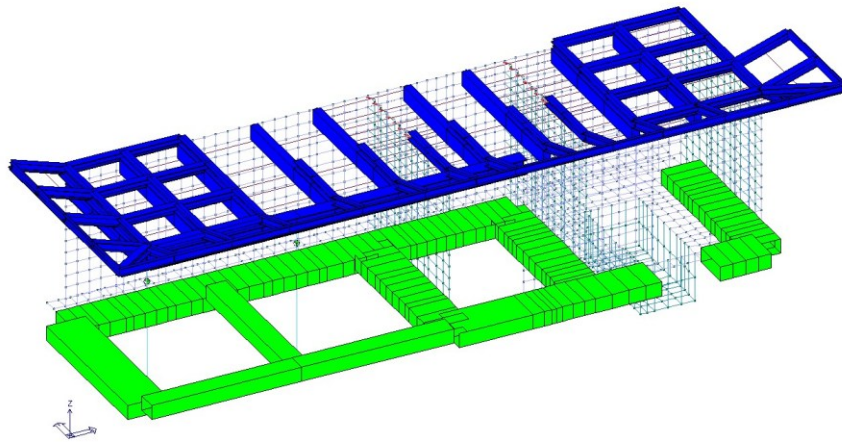
PALU_FERSINA

PROGETTO
Verifica N/M



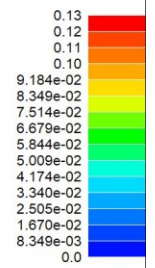
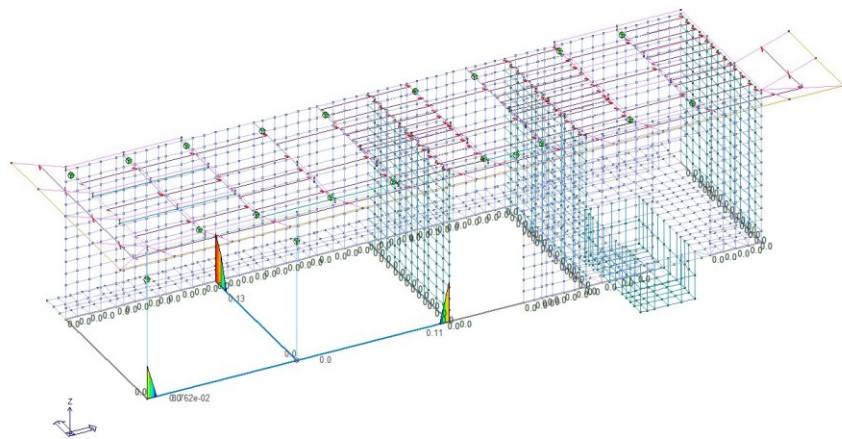
PALU_FERSINA

PROGETTO
Stato verif. SLE

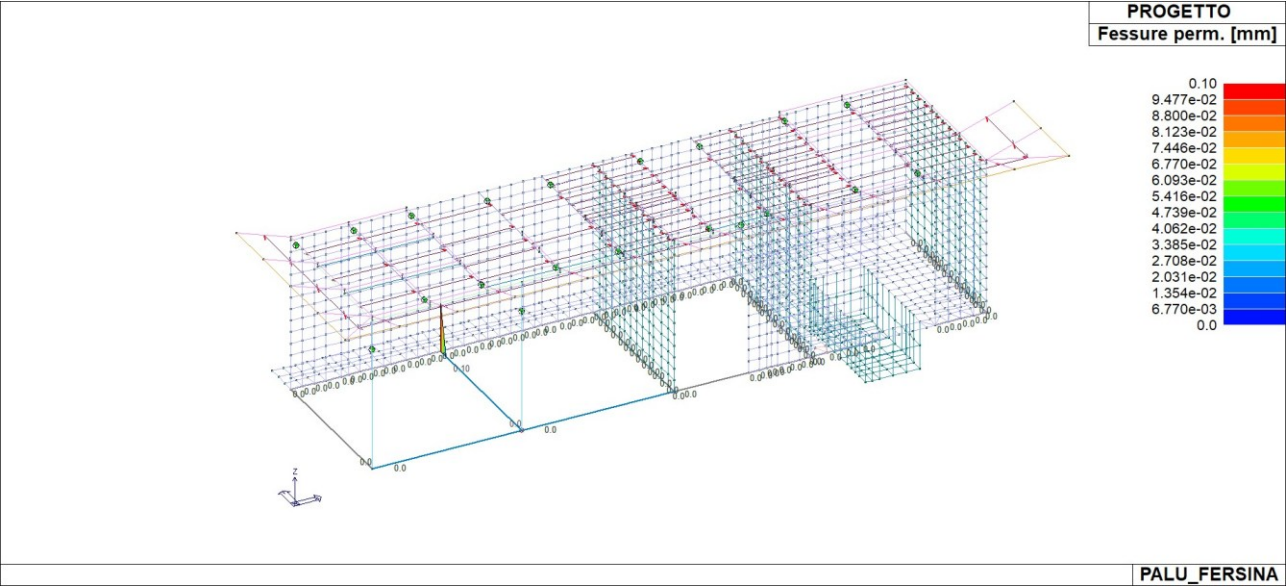
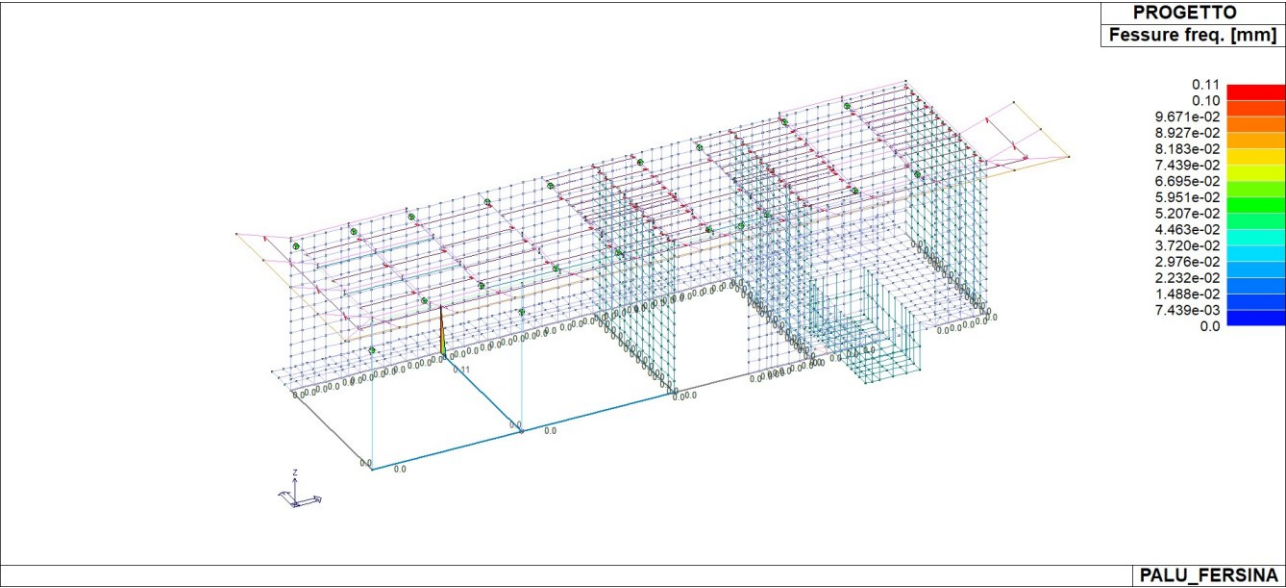


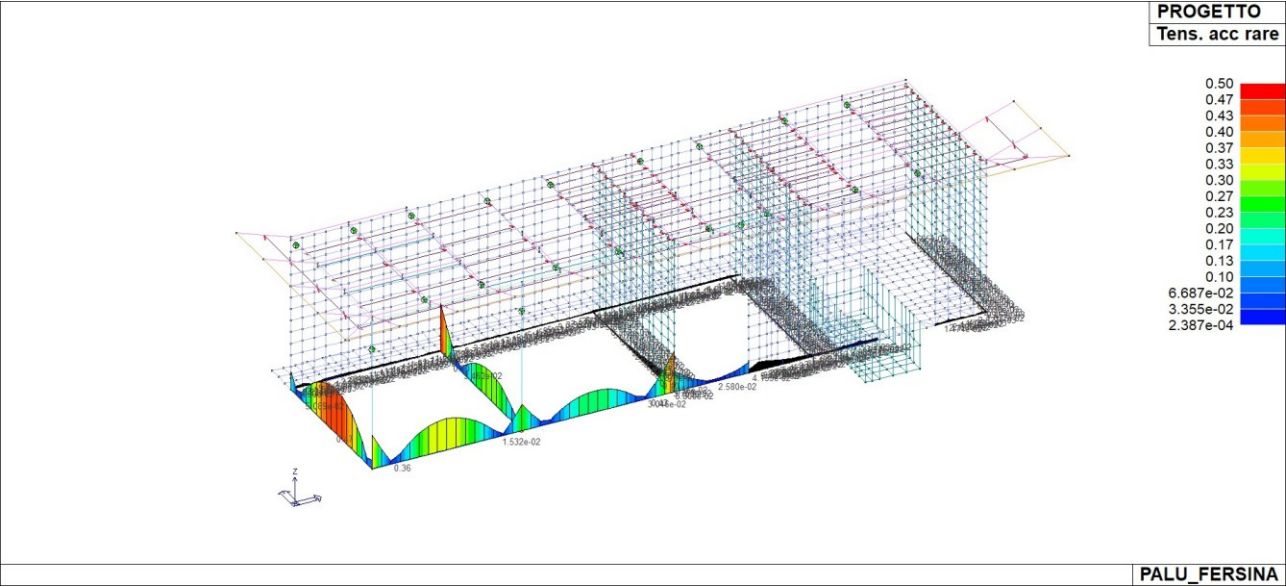
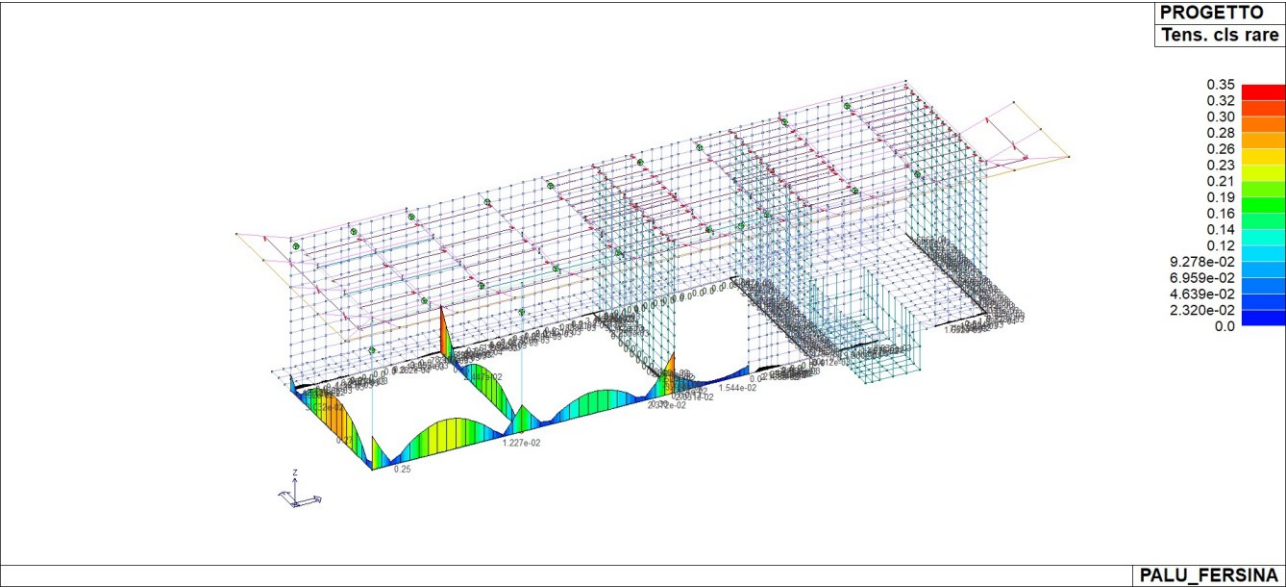
PALU_FERSINA

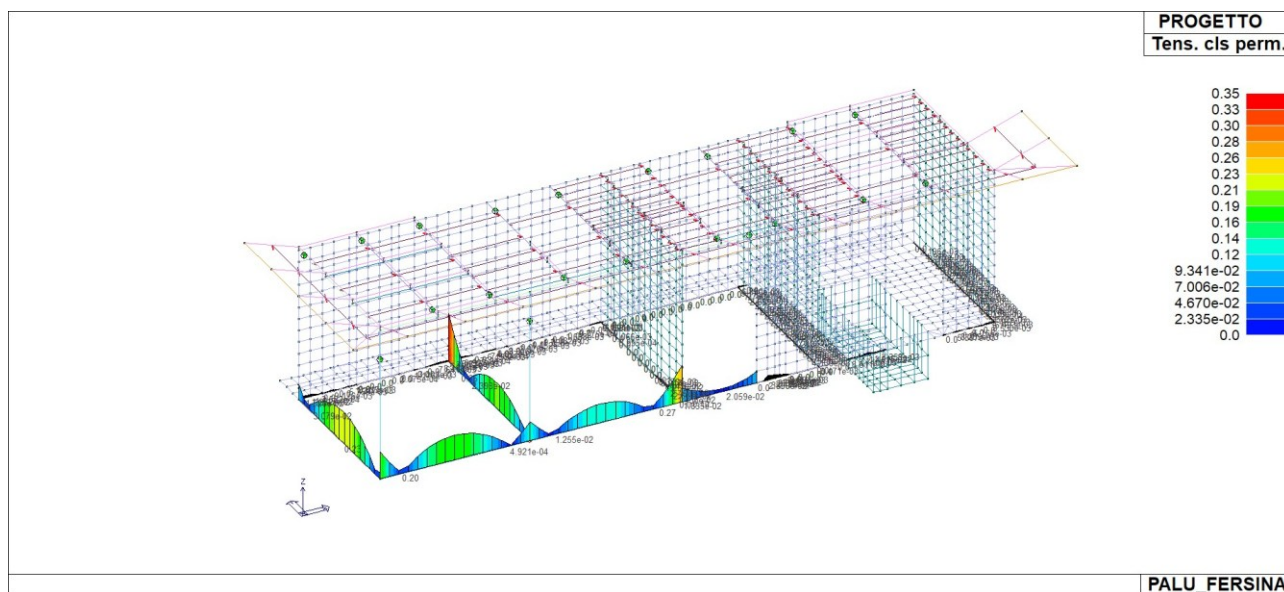
PROGETTO
Fessure rare [mm]



PALU_FERSINA

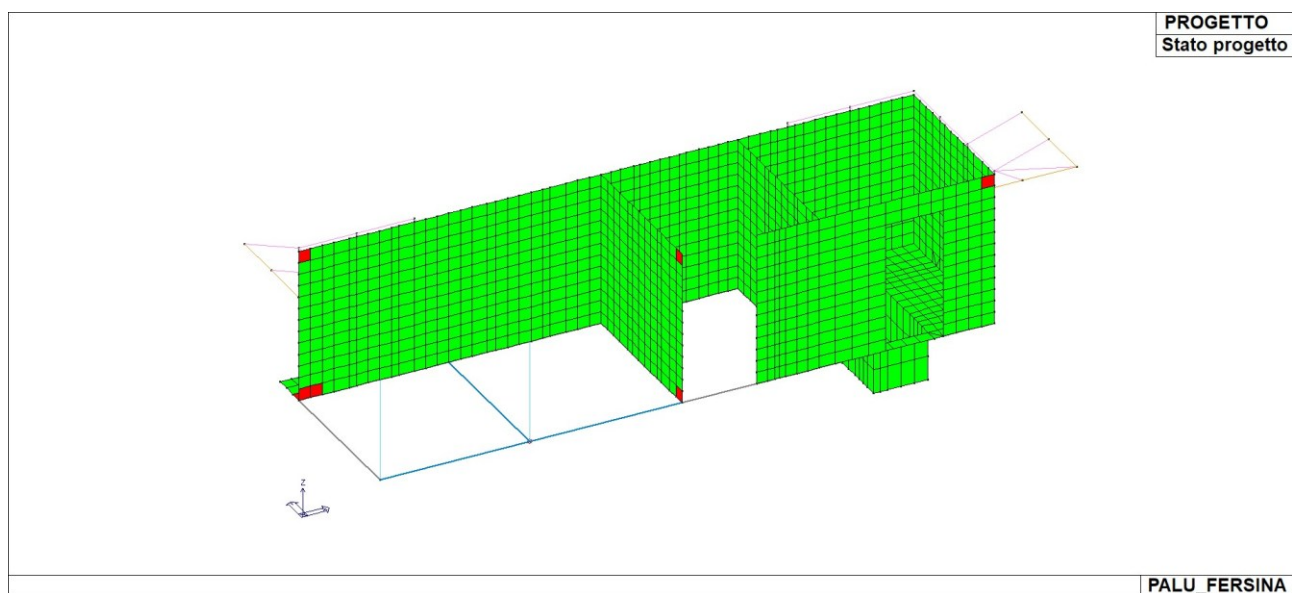


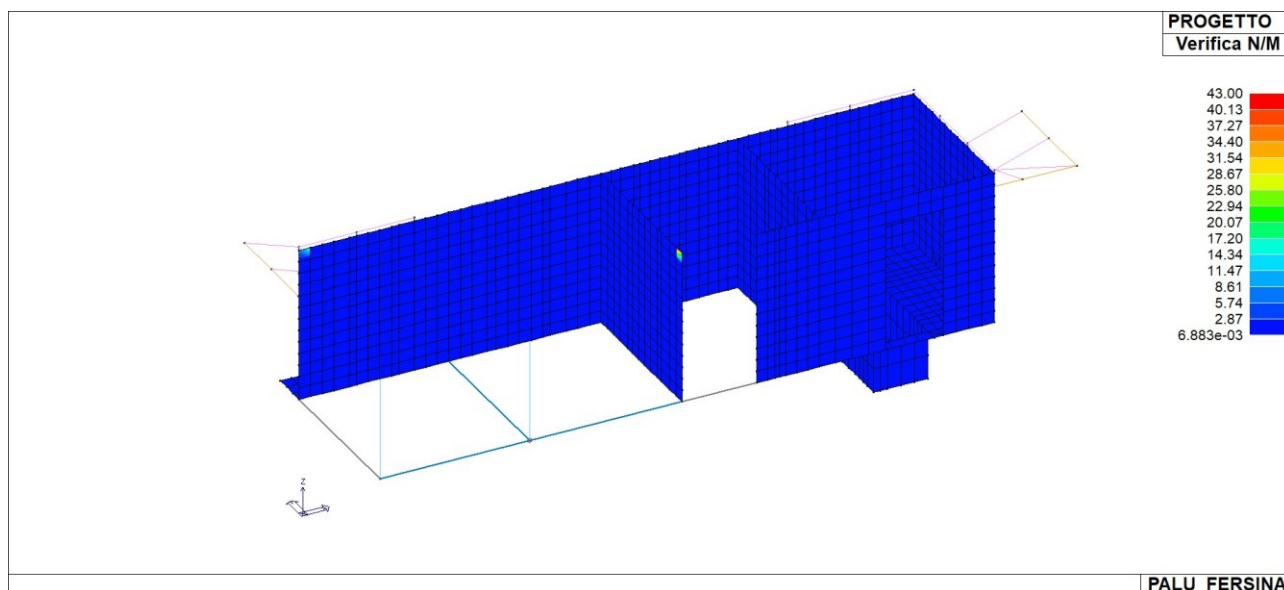


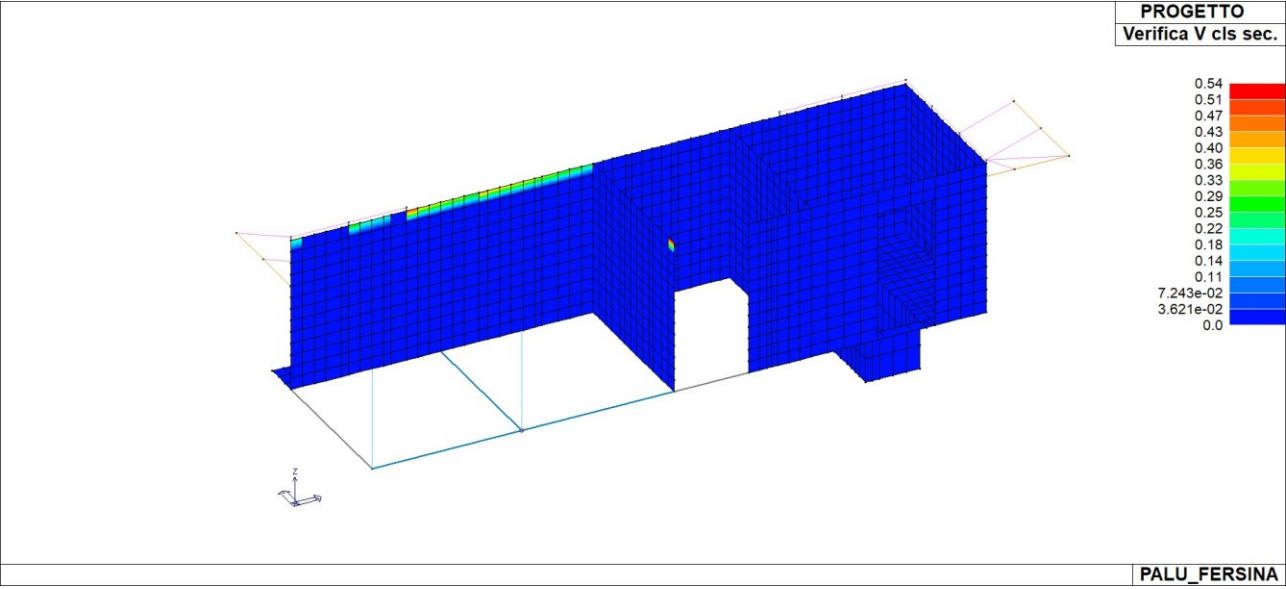
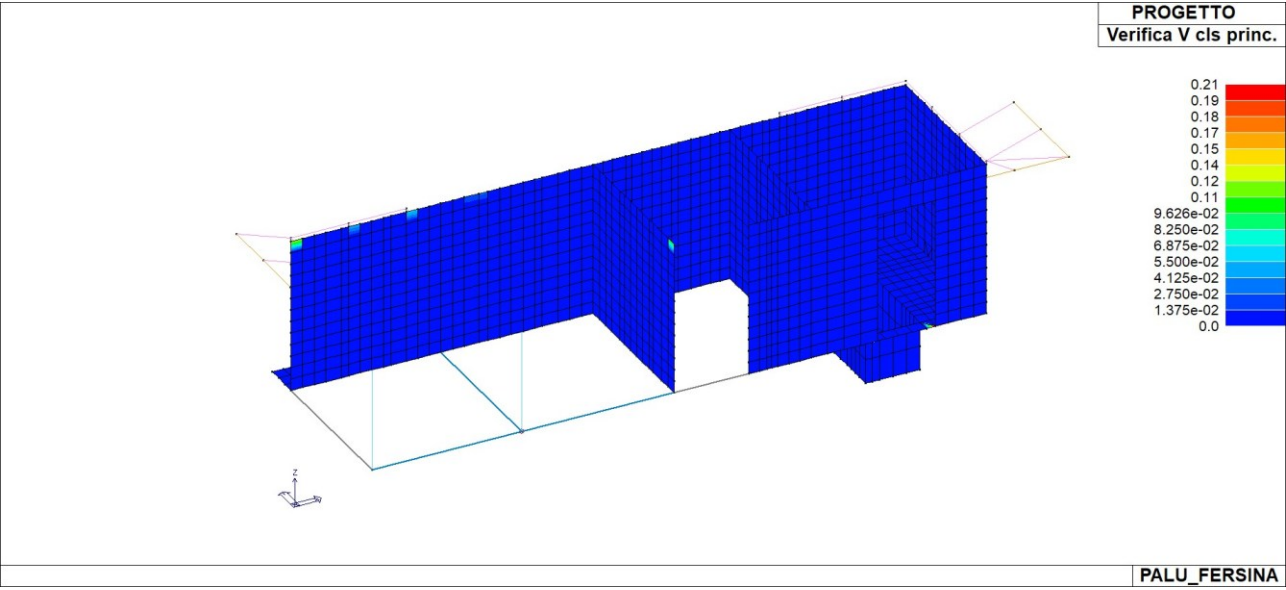


Travi in c.a.

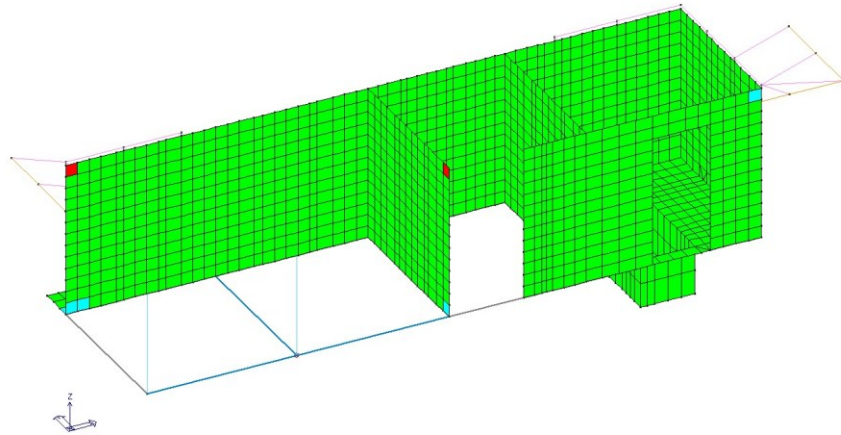
Travi in c.a.	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	2.45e-03	0.92
Verifica V/T cls	0.03	0.54
Verifica V/T acciaio	9.84e-04	0.95
Fessure rare [mm]	0.0	0.13
Fessure freq. [mm]	0.0	0.11
Fessure perm. [mm]	0.0	0.10
Tens. cls rare	0.0	0.35
Tens. acc rare	2.39e-04	0.50
Tens. cls perm.	0.0	0.35





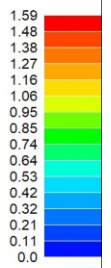
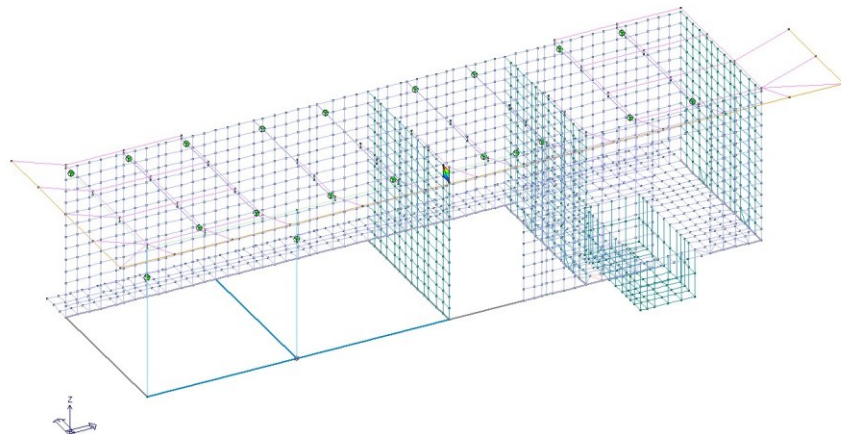


PROGETTO
Stato verif. SLE

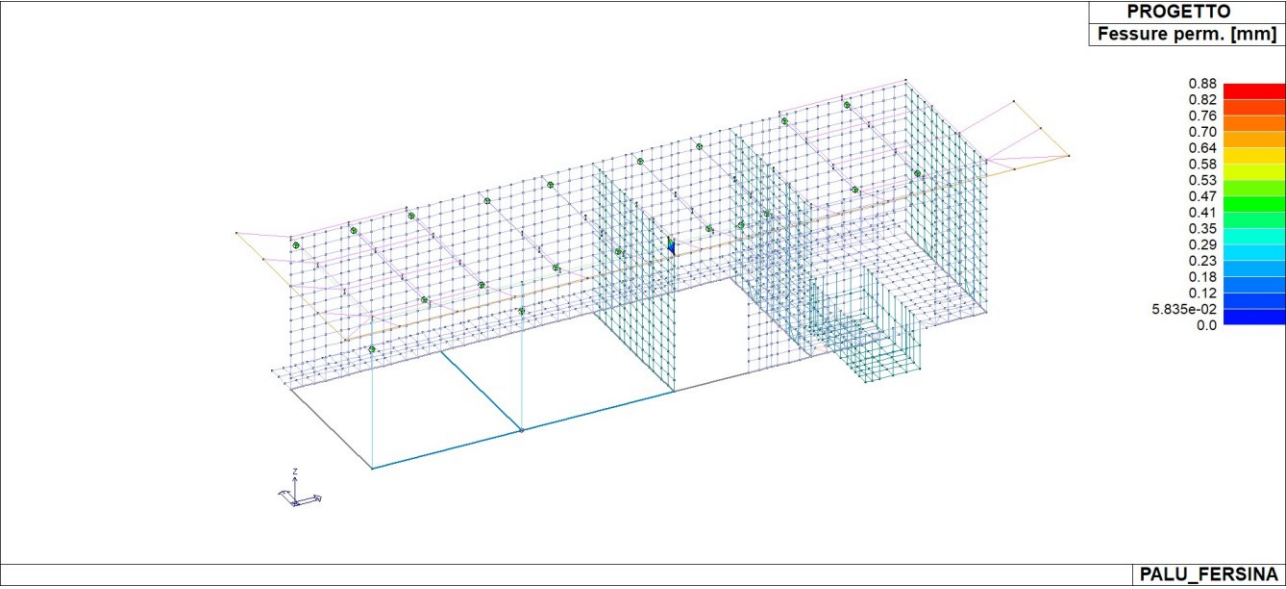
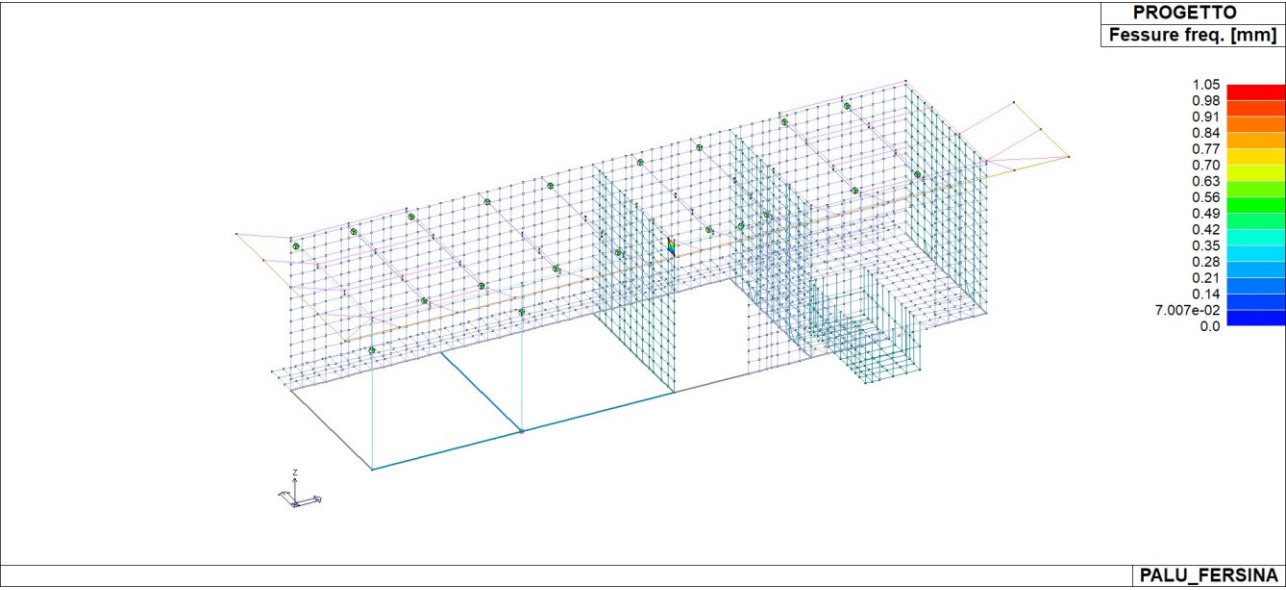


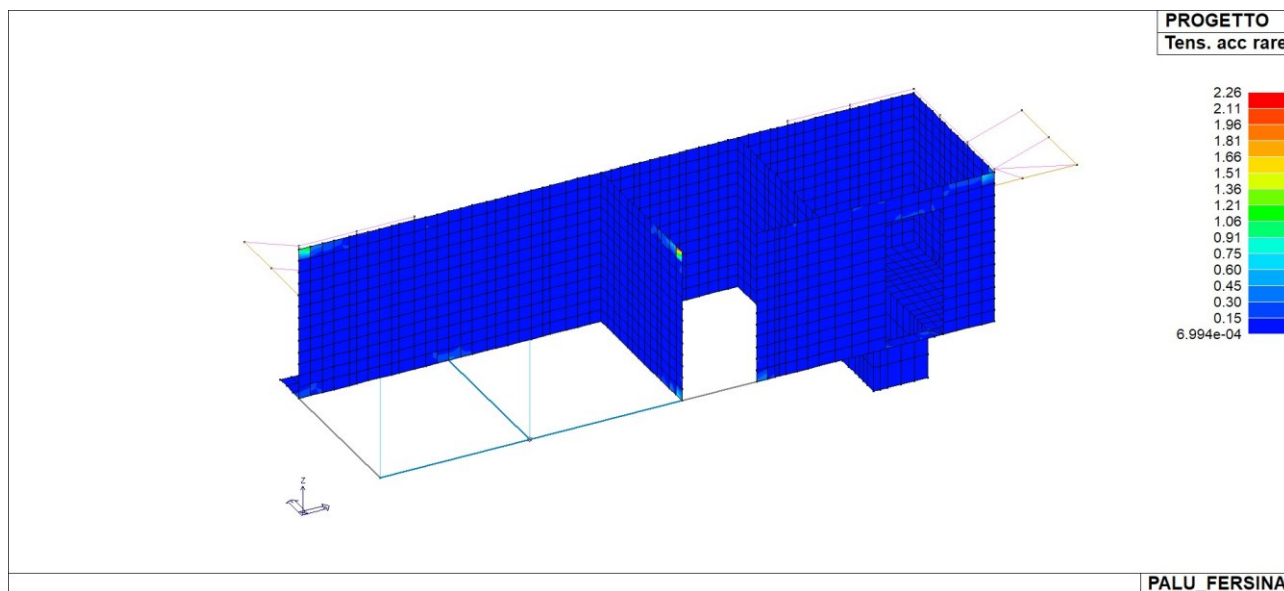
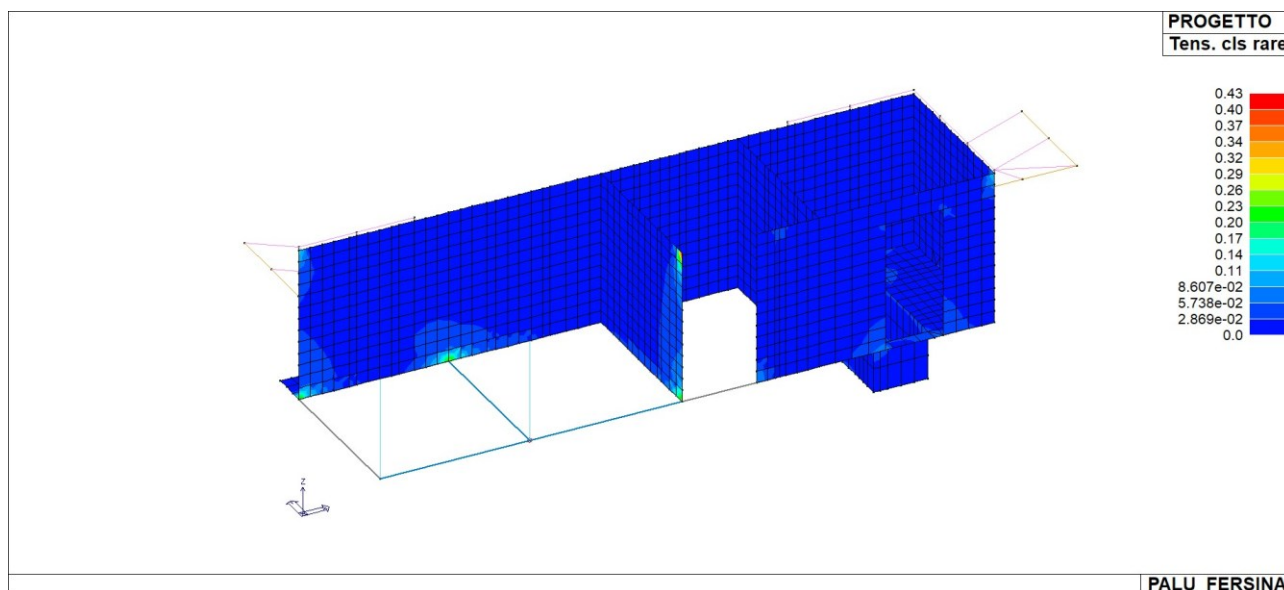
PALU_FERSINA

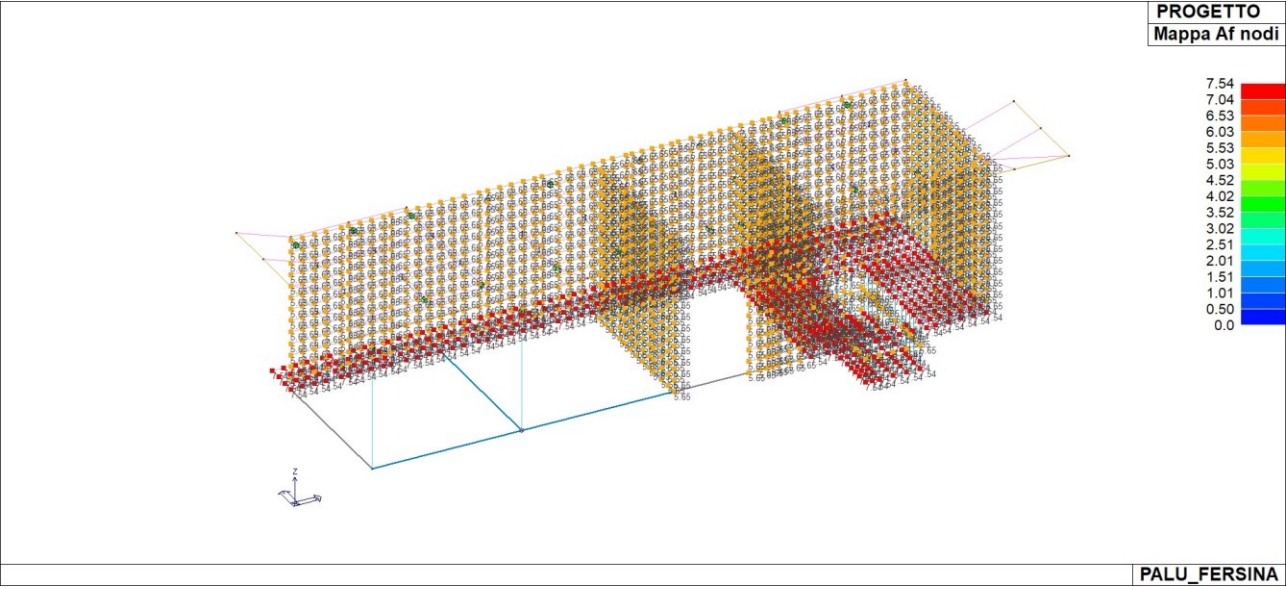
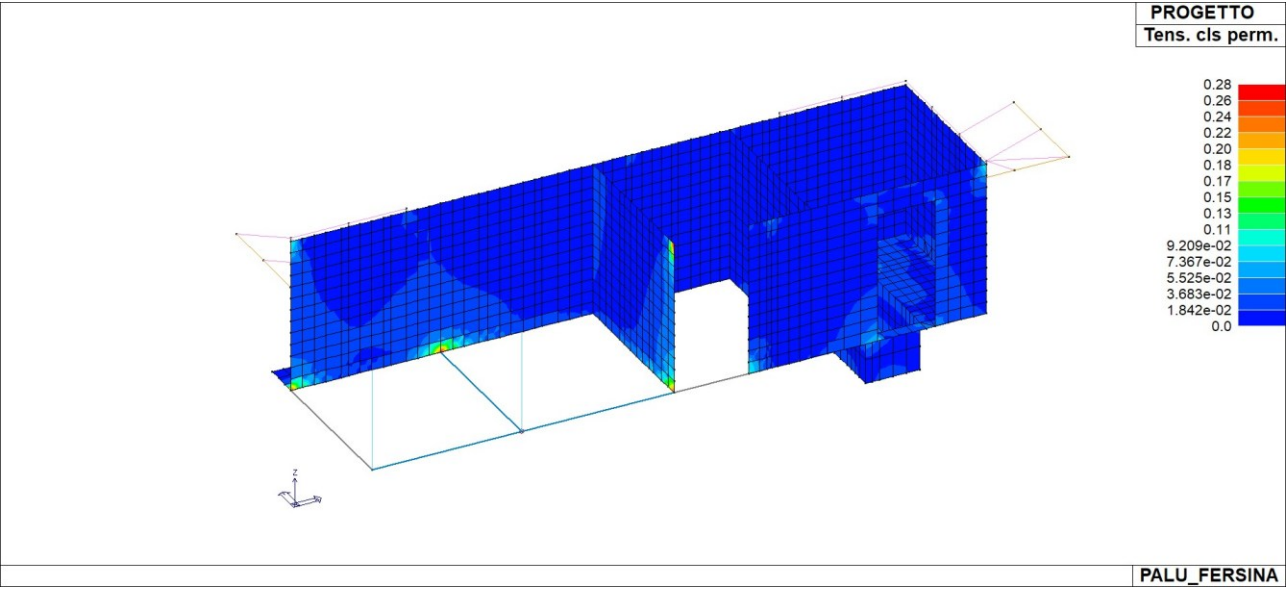
PROGETTO
Fessure rare [mm]

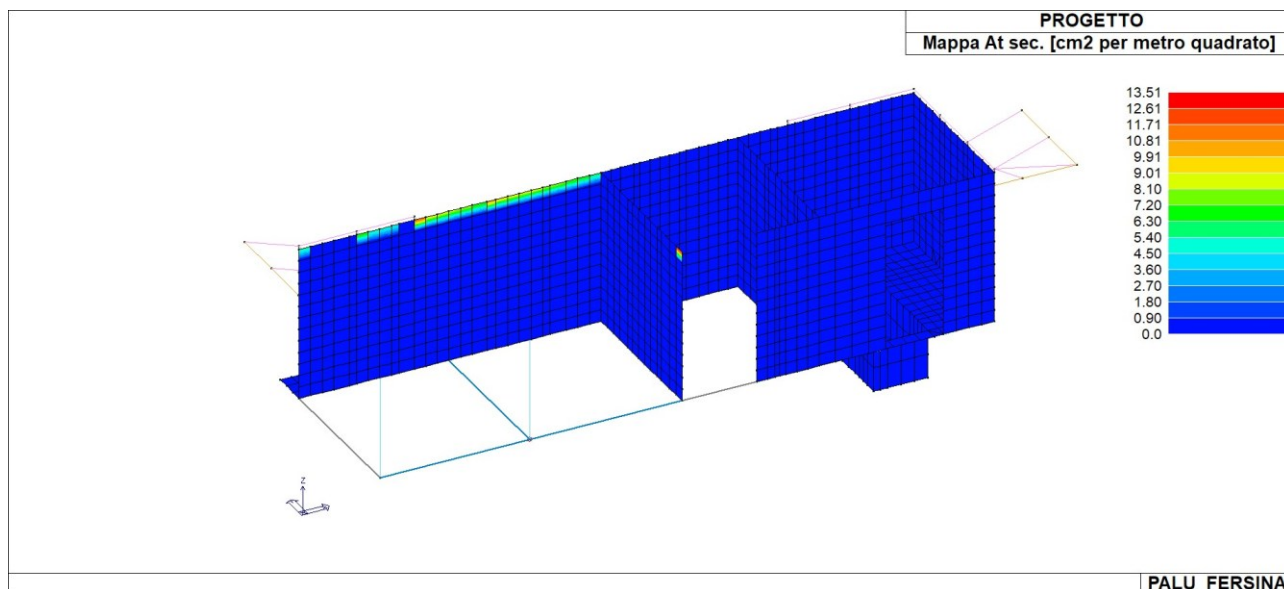
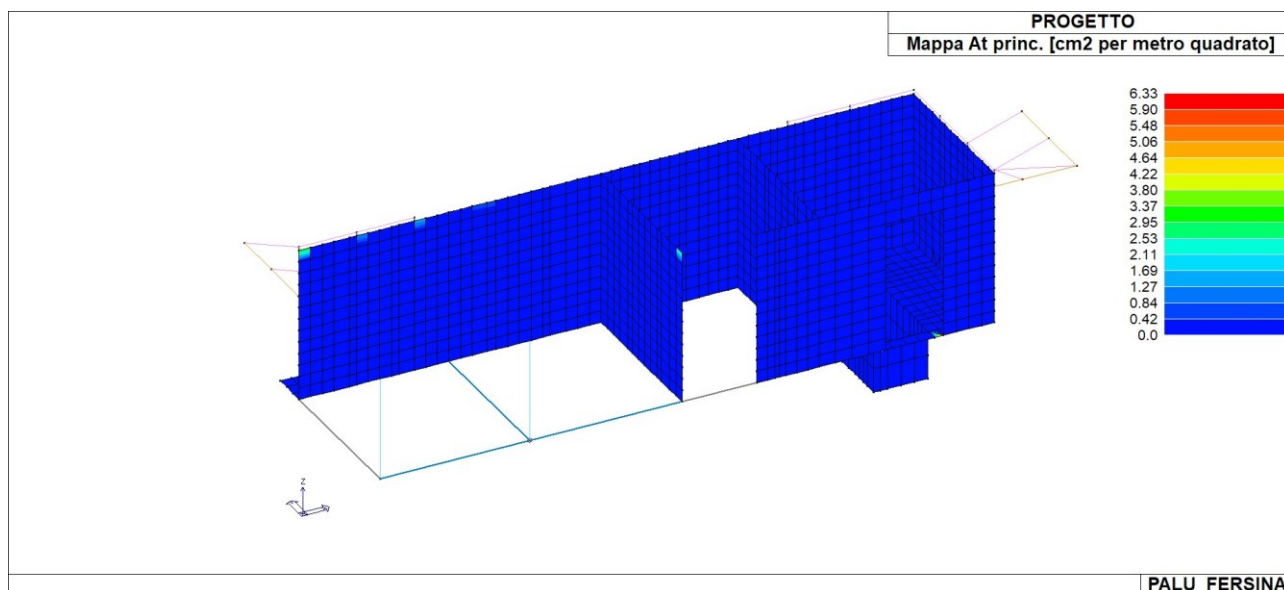


PALU_FERSINA



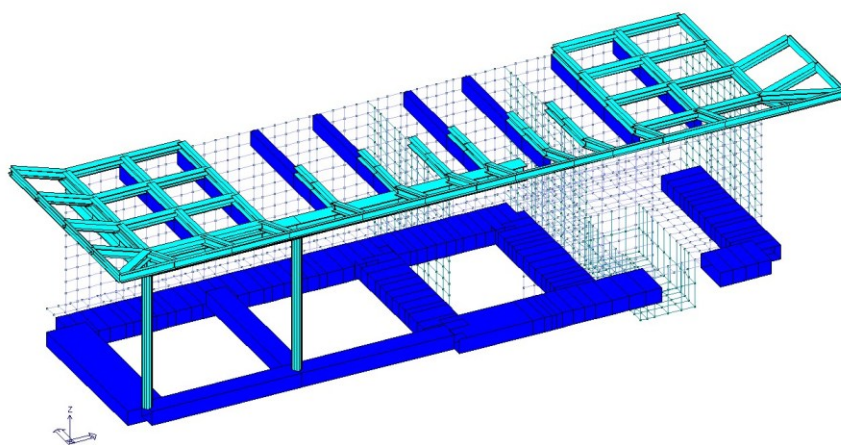






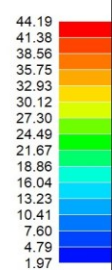
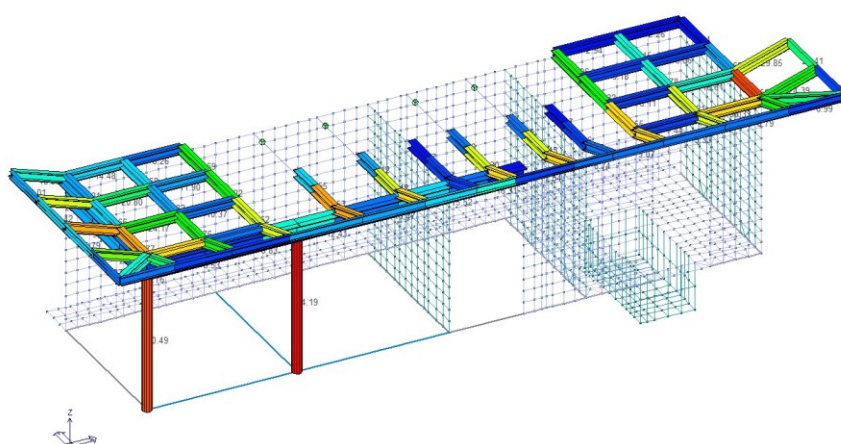
Elementi D3 singoli		
Elementi D3 singoli	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	6.88e-03	43.00
Tensione da V3 [daN/cm2]	0.03	12.02
Verifica V cls princ.	0.0	0.21
Verifica V cls sec.	0.0	0.54
Fessure rare [mm]	0.0	1.59
Fessure freq. [mm]	0.0	1.05
Fessure perm. [mm]	0.0	0.88
Tens. cls rare	0.0	0.43
Tens. acc rare	6.99e-04	2.26
Tens. cls perm.	0.0	0.28
Mappa Af nodi	0.0	7.54
Mappa At princ. [cm2 per metro quadrato]	0.0	6.33
Mappa At sec. [cm2 per metro quadrato]	0.0	13.51

PROGETTO
Stato progetto

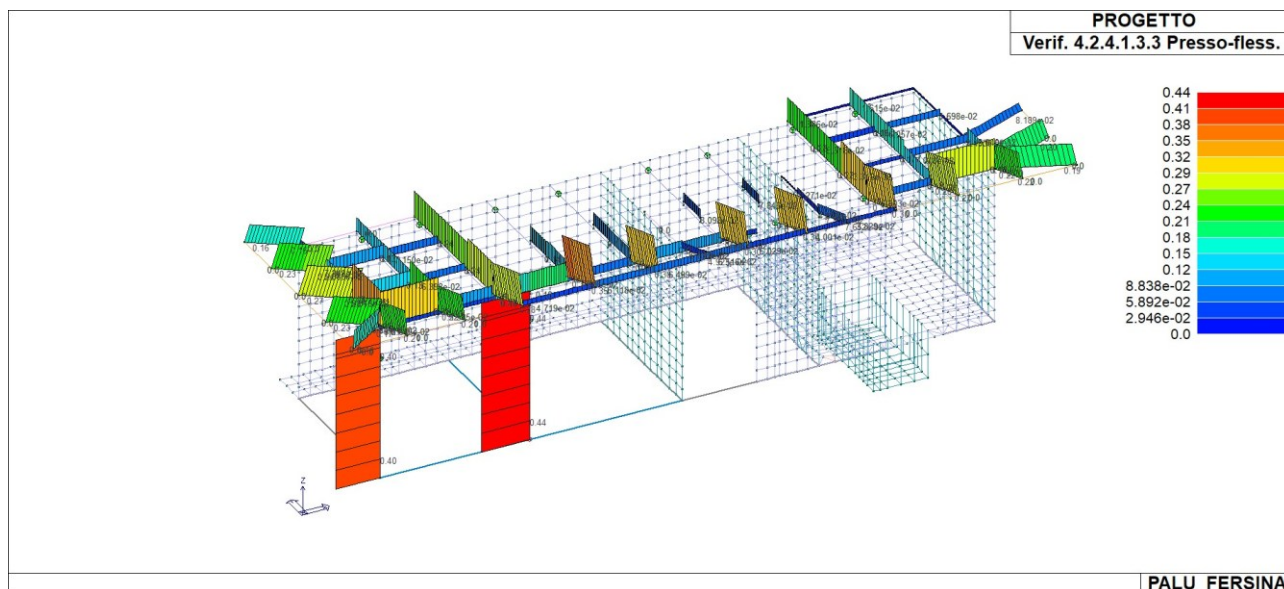
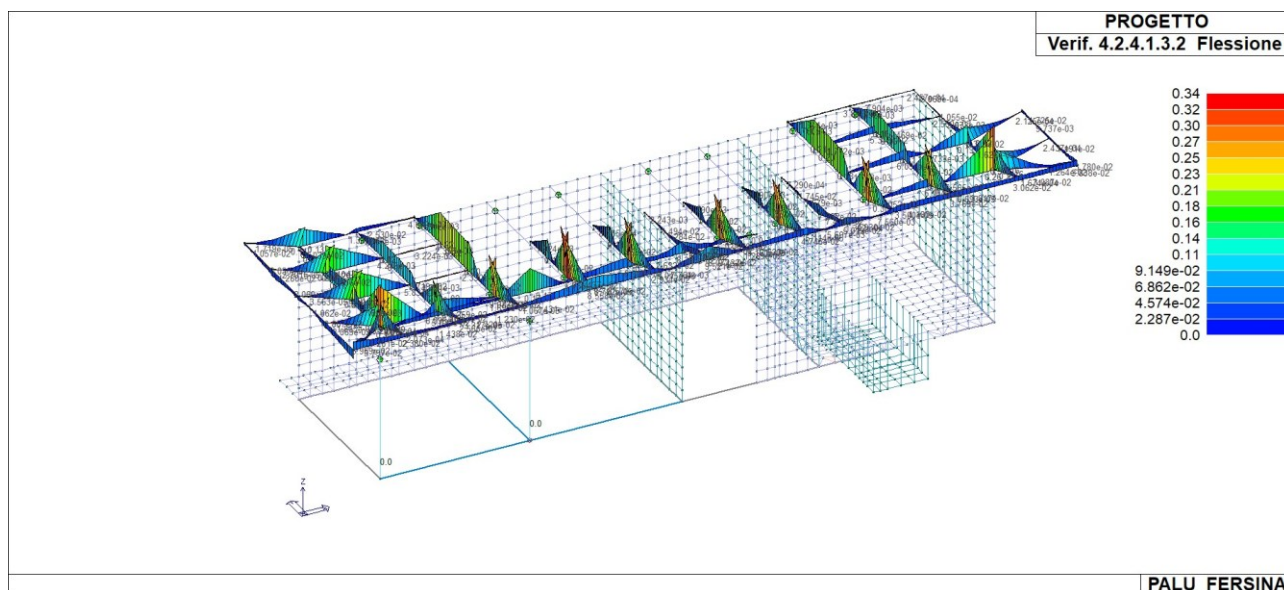


PALU_FERSINA

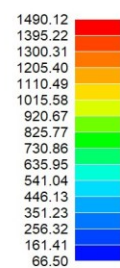
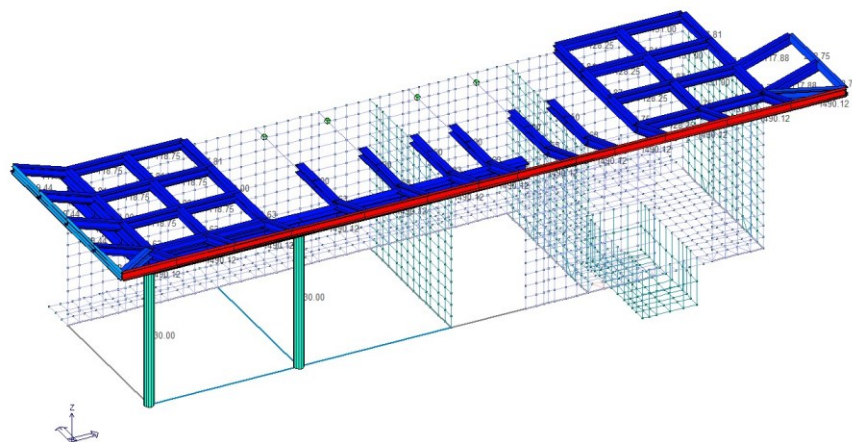
PROGETTO
Sfruttamento (%)



PALU_FERSINA

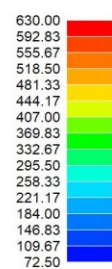
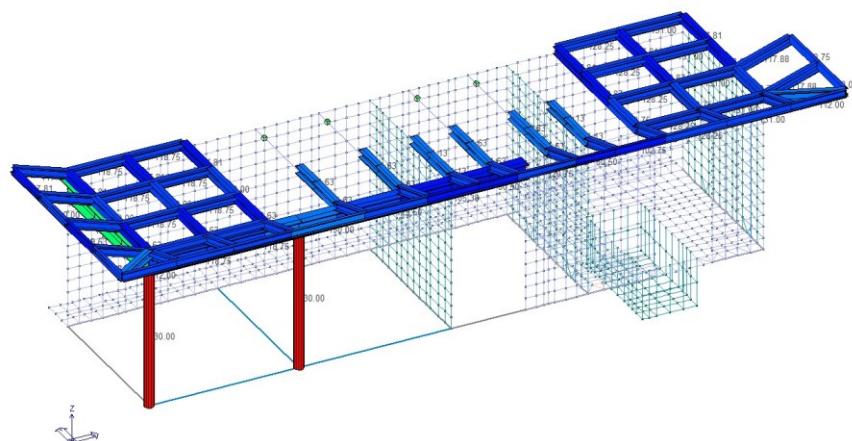


PROGETTO
Luce libera 3-3

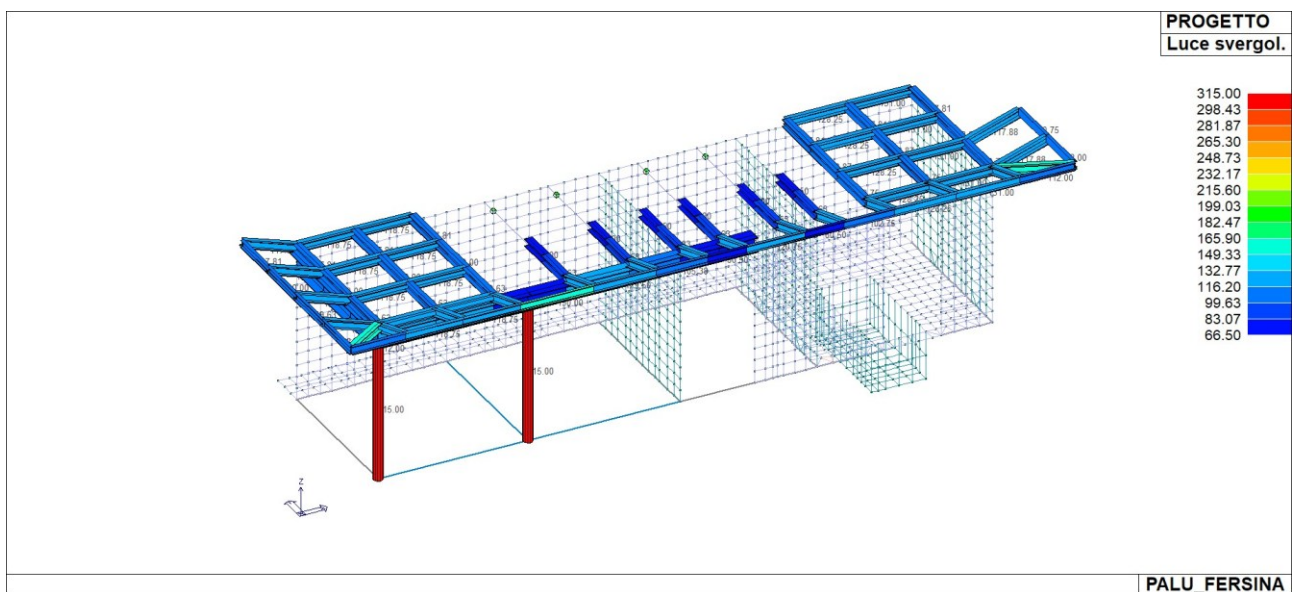


PALU_FERSINA

PROGETTO
Luce libera 2-2



PALU_FERSINA



Elementi in acciaio		
Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Sfruttamento (%)	1.97	44.19
Verif. 4.2.4.1.2 V/T	2.97e-03	0.18
Verif. 4.2.4.1.2 N/M	1.20e-03	0.41
Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione	0.0	0.34
Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.	0.0	0.44
Luce libera 3-3	66.50	1490.12
Luce libera 2-2	72.50	630.00
Luce svergol.	66.50	315.00

8.9 VERIFICA DEL PLINTO

PLINTO 18 (base rettangolare 80 x 80)

Peso proprio del plinto = 480 kg

MATERIALI

Calcestruzzo:

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo:

Rck Resistenza cubica

fck Resistenza cilindrica

fctm Resistenza media a trazione semplice assiale

f_{cd} Resistenza di progetto a compressione ($\gamma_{cc} = 0.85$)

f_{ctd} Resistenza di progetto a trazione

E_c Modulo elastico

G_c Modulo di elasticità tangenziale

γ_C Peso per unità di volume

Calcestruzzo plinto classe: C25/30

R_{ck}	f_{ck}	f_{ctm}	f_{cd}	f_{ctd}	E_c	G_c	γ_C
daN/cm ²		daN/cm ²		daN/cm ²		daN/cm ²	daN/cm ²
	daN/mc						
300	249	25.6	141.1	11.9	314470	140388	2500

Condizioni ambientali plinto: aggressive

Acciaio per armature:

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f_{yk} Tensione di snervamento

f_{yd} Resistenza di progetto

f_{tk} Tensione di rottura

E Modulo elastico

γ_A Peso per unità di volume

Acciaio:

Classe	f_{yk}	f_{yd}	f_{tk}	E	γ_A	Aderenza
	daN/cm ²	daN/cm ²		daN/cm ²		daN/cm ²
B450C	4500	3913.0		5400	2060000	7850,0 Migliorata

Sollecitazioni alla base del pilastro

Cmb	Plin.	Tipo	V_x	V_y	N	M_x	M_y	T
			daN	daN	daN	cm	cm	cm

1	18	SLU STR.	-1.3	27.6	-3515.3	5966.8	-2.6	-4.6
2	18	SLU STR.	-0.5	43.5	-4766.6	9345.7	-312.9	-6.5
3	18	SLU STR.	-1.1	30.4	-3732.7	6558.1	-58.9	-4.9
4	18	SLU STR.	-0.3	46.3	-4984.0	9937.0	-369.3	-6.8
5	18	SLU STR.	-1.5	12.1	-1983.6	2630.0	184.7	-2.4
6	18	SLU STR.	-0.7	27.9	-3234.9	6008.9	-125.6	-4.3
7	18	SLU STR.	-1.3	14.8	-2201.0	3221.3	128.4	-2.7
8	18	SLU STR.	-0.5	30.7	-3452.3	6600.3	-182.0	-4.6
9	18	SLU STR.	0.3	59.3	-6017.9	12720	-623.3	-8.4
10	18	SLU STR.	0.1	43.8	-4486.1	9387.9	-436.0	-6.2
11	18	SLU A1 sism.	123.3	41.1	-2055.6	4287.3	-4324.7	92.3
12	18	SLU A1 sism.	109.6	-23.2	-2482.1	3497.1	-3223.4	34.5
13	18	SLU A1 sism.	-112.0	57.7	-2299.6	3978.3	3381.8	-40.5
14	18	SLU A1 sism.	-125.7	-6.6	-2726	3188.1	4483.1	-98.4
15	18	SLU A1 sism.	105.7	49.7	-2056.5	4648.8	-3748.8	113.8
16	18	SLU A1 sism.	127.2	-31.8	-2481.2	3135.6	-3799.4	13.1
17	18	SLU A1 sism.	-129.6	66.3	-2300.4	4339.8	3957.7	-19.1
18	18	SLU A1 sism.	-108.1	-15.2	-2725.1	2826.6	3907.1	-119.8
19	18	SLU A1 sism.	116.6	40.8	-2070.0	4296.1	-4107.1	-39.4
20	18	SLU A1 sism.	102.9	-23.5	-2496.4	3505.8	-3005.8	-97.3
21	18	SLU A1 sism.	-105.3	58.0	-2285.2	3969.6	3164.1	91.2
22	18	SLU A1 sism.	-118.9	-6.3	-2711.7	3179.3	4265.5	33.3
23	18	SLU A1 sism.	98.9	49.4	-2070.9	4657.6	-3531.2	-18.0
24	18	SLU A1 sism.	120.5	-32.1	-2495.6	3144.3	-3581.8	-118.7
25	18	SLU A1 sism.	-122.9	66.6	-2286.1	4331.1	3740.1	112.6
26	18	SLU A1 sism.	-101.3	-14.9	-2710.8	2817.8	3689.5	11.9
27	18	SLU A1 sism.	56.9	121.9	-1643.5	5101.1	-2912.3	113.4
28	18	SLU A1 sism.	11.3	-92.4	-3065.0	2467.0	758.7	-79.6
29	18	SLU A1 sism.	-13.7	126.9	-1716.7	5008.4	-600.4	73.5
30	18	SLU A1 sism.	-59.2	-87.4	-3138.1	2374.3	3070.7	-119.4
31	18	SLU A1 sism.	54.8	121.9	-1647.8	5103.8	-2847.1	73.8

32	18	SLU A1 sism.	9.3	-92.5	-3069.3	2469.6	824.0	-119.1
33	18	SLU A1 sism.	-11.7	127.0	-1712.4	5005.8	-665.7	113.0
34	18	SLU A1 sism.	-57.2	-87.3	-3133.8	2371.7	3005.4	-79.9
35	18	SLU A1 sism.	-1.9	150.6	-1646.4	6306.2	-992.5	184.7
36	18	SLU A1 sism.	70.1	-121.1	-3062.1	1262.0	-1161.2	-150.9
37	18	SLU A1 sism.	-72.5	155.6	-1719.6	6213.5	1319.5	144.9
38	18	SLU A1 sism.	-0.5	-116.1	-3135.3	1169.3	1150.8	-190.8
39	18	SLU A1 sism.	-3.9	150.5	-1650.7	6308.8	-927.2	145.2
40	18	SLU A1 sism.	68.1	-121.1	-3066.4	1264.6	-1095.9	-190.5
41	18	SLU A1 sism.	-70.4	155.7	-1715.3	6210.8	1254.2	184.4
42	18	SLU A1 sism.	1.5	-116.0	-3130.9	1166.6	1085.5	-151.3
75	18	SLE Rare	-1.2	17.3	-2390.8	3737.7	79.2	-3.0
76	18	SLE Rare	-0.7	27.8	-3225.0	5990.4	-127.7	-4.3
77	18	SLE Rare	-1.1	19.1	-2535.8	4131.9	41.6	-3.3
78	18	SLE Rare	-0.6	29.7	-3369.9	6384.6	-165.3	-4.5
79	18	SLE Rare	-0.1	38.4	-4059.2	8243	-334.6	-5.6
80	18	SLE Freq.	-1.2	17.3	-2390.8	3737.7	79.2	-3.0
81	18	SLE Freq.	-1.0	21.5	-2724.5	4638.8	-3.6	-3.5
82	18	SLE Quasi P.	-1.2	17.3	-2390.8	3737.7	79.2	-3.0

Sollecitazioni alla base della fondazione

Cmb	Plin.	Tipo	Vx	Vy	N	Mx	My	T
			daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	18	SLU STR.		-1.3	27.6	-4139.3	5137.9	-40.7
2	18	SLU STR.		-0.5	43.5	-5390.6	8041.3	-327.0
3	18	SLU STR.		-1.1	30.4	-4356.7	5645.8	-92.5
4	18	SLU STR.		-0.3	46.3	-5608.0	8549.2	-378.9
5	18	SLU STR.		-1.5	12.1	-2463.6	2267.9	140.3
6	18	SLU STR.		-0.7	27.9	-3714.9	5171.3	-145.7
7	18	SLU STR.		-1.3	14.8	-2681.0	2776.1	88.5

8	18	SLU STR.	-0.5	30.7	-3932.3	5679.6	-197.6	-4.6
9	18	SLU STR.	0.3	59.3	-6641.9	10940.1	-613.4	-8.4
10	18	SLU STR.	0.1	43.8	-4966.1	8074.8	-432.1	-6.2
11	18	SLU A1 sism.	123.3	41.1	-2535.6	3054.3	-626.6	92.3
12	18	SLU A1 sism.	109.6	-23.2	-2962.1	4193.1	65.2	34.5
13	18	SLU A1 sism.	-112.0	57.7	-2779.6	2246.7	21.5	-40.5
14	18	SLU A1 sism.	-125.7	-6.6	-3206	3385.5	713.3	-98.4
15	18	SLU A1 sism.	105.7	49.7	-2536.5	3158.1	-579.0	113.8
16	18	SLU A1 sism.	127.2	-31.8	-2961.2	4089.6	17.8	13.1
17	18	SLU A1 sism.	-129.6	66.3	-2780.4	2350.2	68.8	-19.1
18	18	SLU A1 sism.	-108.1	-15.2	-3205.1	3281.7	665.6	-119.8
19	18	SLU A1 sism.	116.6	40.8	-2550.0	3070.9	-610.6	-39.4
20	18	SLU A1 sism.	102.9	-23.5	-2976.4	4209.6	81.2	-97.3
21	18	SLU A1 sism.	-105.3	58.0	-2765.2	2230.2	5.4	91.2
22	18	SLU A1 sism.	-118.9	-6.3	-3191.7	3368.9	697.3	33.3
23	18	SLU A1 sism.	98.9	49.4	-2550.9	3174.4	-563.2	-18.0
24	18	SLU A1 sism.	120.5	-32.1	-2975.6	4106.1	33.5	-118.7
25	18	SLU A1 sism.	-122.9	66.6	-2766.1	2333.7	53.1	112.6
26	18	SLU A1 sism.	-101.3	-14.9	-3190.8	3265.4	649.9	11.9
27	18	SLU A1 sism.	56.9	121.9	-2123.5	1443.2	-1206.8	113.4
28	18	SLU A1 sism.	11.3	-92.4	-3545.0	5239.0	1098.9	-79.6
29	18	SLU A1 sism.	-13.7	126.9	-2196.7	1200.8	-1012.3	73.5
30	18	SLU A1 sism.	-59.2	-87.4	-3618.1	4996.6	1293.5	-119.4
31	18	SLU A1 sism.	54.8	121.9	-2127.8	1448.3	-1202.2	73.8
32	18	SLU A1 sism.	9.3	-92.5	-3549.3	5243.7	1103.6	-119.1
33	18	SLU A1 sism.	-11.7	127.0	-2192.4	1196.1	-1017.3	113.0
34	18	SLU A1 sism.	-57.2	-87.3	-3613.8	4991.6	1288.5	-79.9
35	18	SLU A1 sism.	-1.9	150.6	-2126.4	1788.5	-1048.6	184.7
36	18	SLU A1 sism.	70.1	-121.1	-3542.1	4893.8	940.6	-150.9
37	18	SLU A1 sism.	-72.5	155.6	-2199.6	1546.1	-854.0	144.9
38	18	SLU A1 sism.	-0.5	-116.1	-3615.3	4651.4	1135.2	-190.8

39	18	SLU A1 sism.	-3.9	150.5	-2130.7	1793.5	-1043.9	145.2
40	18	SLU A1 sism.	68.1	-121.1	-3546.4	4898.5	945.6	-190.5
41	18	SLU A1 sism.	-70.4	155.7	-2195.3	1541.3	-859.0	184.4
42	18	SLU A1 sism.	1.5	-116.0	-3610.9	4646.3	1130.2	-151.3
75	18	SLE Rare	-1.2	17.3	-2870.8	3219.9	43.2	-3.0
76	18	SLE Rare	-0.7	27.8	-3705.0	5155.5	-147.5	-4.3
77	18	SLE Rare	-1.1	19.1	-3015.8	3558.6	8.6	-3.3
78	18	SLE Rare	-0.6	29.7	-3849.9	5494.2	-182.1	-4.5
79	18	SLE Rare	-0.1	38.4	-4539.2	7091.3	-338.5	-5.6
80	18	SLE Freq.	-1.2	17.3	-2870.8	3219.9	43.2	-3.0
81	18	SLE Freq.	-1.0	21.5	-3204.5	3994.1	-33.0	-3.5
82	18	SLE Quasi P.	-1.2	17.3	-2870.8	3219.9	43.2	-3.0

Pressione sul terreno ai vertici della base (daN/cm²):

Cmb.	Plin.	Tipo	P1	P2	P3	P4	Note	
			x=40, y=40	x=40, y=-40		x=-40, y=-40	x=-40, y=40	
1	18	SLU STR.		-0.59	-0.71	-0.71	-0.59	Base interamente compr.
2	18	SLU STR.		-0.74	-0.93	-0.94	-0.75	Base interamente compr.
3	18	SLU STR.		-0.61	-0.75	-0.75	-0.62	Base interamente compr.
4	18	SLU STR.		-0.77	-0.97	-0.98	-0.78	Base interamente compr.
5	18	SLU STR.		-0.36	-0.41	-0.41	-0.36	Base interamente compr.
6	18	SLU STR.		-0.52	-0.64	-0.64	-0.52	Base interamente compr.
7	18	SLU STR.		-0.39	-0.45	-0.45	-0.39	Base interamente compr.
8	18	SLU STR.		-0.55	-0.68	-0.68	-0.55	Base interamente compr.
9	18	SLU STR.		-0.90	-1.16	-1.17	-0.92	Base interamente compr.
10	18	SLU STR.		-0.68	-0.87	-0.88	-0.69	Base interamente compr.
11	18	SLU A1 sism.		-0.35	-0.42	-0.44	-0.37	Base interamente compr.
12	18	SLU A1 sism.		-0.41	-0.51	-0.51	-0.41	Base interamente compr.
13	18	SLU A1 sism.		-0.41	-0.46	-0.46	-0.41	Base interamente compr.
14	18	SLU A1 sism.		-0.47	-0.55	-0.53	-0.45	Base interamente compr.

15	18	SLU A1 sism.	-0.35	-0.43	-0.44	-0.37	Base interamente compr.
16	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.51	-0.51	-0.41	Base interamente compr.
17	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.46	-0.46	-0.41	Base interamente compr.
18	18	SLU A1 sism.	-0.47	-0.55	-0.53	-0.45	Base interamente compr.
19	18	SLU A1 sism.	-0.36	-0.43	-0.44	-0.37	Base interamente compr.
20	18	SLU A1 sism.	-0.42	-0.52	-0.51	-0.41	Base interamente compr.
21	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.46	-0.46	-0.41	Base interamente compr.
22	18	SLU A1 sism.	-0.47	-0.55	-0.53	-0.45	Base interamente compr.
23	18	SLU A1 sism.	-0.35	-0.43	-0.44	-0.37	Base interamente compr.
24	18	SLU A1 sism.	-0.42	-0.51	-0.51	-0.42	Base interamente compr.
25	18	SLU A1 sism.	-0.41	-0.46	-0.46	-0.40	Base interamente compr.
26	18	SLU A1 sism.	-0.47	-0.54	-0.53	-0.45	Base interamente compr.
27	18	SLU A1 sism.	-0.30	-0.33	-0.36	-0.33	Base interamente compr.
28	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.63	-0.60	-0.48	Base interamente compr.
29	18	SLU A1 sism.	-0.32	-0.35	-0.37	-0.34	Base interamente compr.
30	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.64	-0.61	-0.49	Base interamente compr.
31	18	SLU A1 sism.	-0.30	-0.34	-0.36	-0.33	Base interamente compr.
32	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.63	-0.60	-0.48	Base interamente compr.
33	18	SLU A1 sism.	-0.32	-0.34	-0.37	-0.34	Base interamente compr.
34	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.64	-0.61	-0.49	Base interamente compr.
35	18	SLU A1 sism.	-0.30	-0.34	-0.37	-0.32	Base interamente compr.
36	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.62	-0.60	-0.49	Base interamente compr.
37	18	SLU A1 sism.	-0.32	-0.35	-0.37	-0.34	Base interamente compr.
38	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.63	-0.61	-0.50	Base interamente compr.
39	18	SLU A1 sism.	-0.30	-0.34	-0.37	-0.32	Base interamente compr.
40	18	SLU A1 sism.	-0.51	-0.62	-0.60	-0.49	Base interamente compr.
41	18	SLU A1 sism.	-0.31	-0.35	-0.37	-0.34	Base interamente compr.
42	18	SLU A1 sism.	-0.52	-0.63	-0.61	-0.50	Base interamente compr.
75	18	SLE Rare	-0.41	-0.49	-0.49	-0.41	Base interamente compr.
76	18	SLE Rare	-0.52	-0.64	-0.64	-0.52	Base interamente compr.
77	18	SLE Rare	-0.43	-0.51	-0.51	-0.43	Base interamente compr.

78	18	SLE Rare	-0.54	-0.66	-0.67	-0.54	Base interamente compr.
79	18	SLE Rare	-0.62	-0.79	-0.80	-0.63	Base interamente compr.
80	18	SLE Freq.	-0.41	-0.49	-0.49	-0.41	Base interamente compr.
81	18	SLE Freq.	-0.45	-0.55	-0.55	-0.45	Base interamente compr.
82	18	SLE Quasi P.	-0.41	-0.49	-0.49	-0.41	Base interamente compr.

Pressione massima = -1.17 daN/cm² (Cmb. n. 9 Plinto n. 18)

VERIFICHE DEL PLINTO

Verifiche delle armature lungo la direzione X.

Sezione Armature

Tipo Dimensioni Barre superiori Barre inferiori

Rettangolare B x H = 80 x 30 4 Ø 16 (8.0 cm²) 4 Ø 16 (8.0 cm²)

Il plinto è geometricamente classificabile come tozzo. L'armatura inferiore verrà verificata con il metodo delle bielle.

R_u (resistenza a trazione armatura) = $A_{fi} f_{yd}$ = 31470.56 daN

z (braccio di leva) = 16.70 cm

α (angolo inclinazione della biella) = $\arctan(z / d_t)$

R_t (risultante sollecitazione)

R_d (sollecitazione di trazione nell'armatura) = $R_t / \tan(\alpha)$

Verifica maggiormente gravosa:

Cmb.	Plin.	N	My	Ecc.	dt	Rt	α	Rd	Rd/Ru	Stato
		daN	daN cm	cm	cm	daN	gradi °	daN		
9	18	-6642	-613	0.09	12.52	3332	53.134	2498.9	0.079	Ok

Verifiche delle armature lungo la direzione Y.

Sezione Armature

Tipo Dimensioni Barre superiori Barre inferiori

Rettangolare B x H = 80 x 30 4 Ø 16 (8.0 cm²) 4 Ø 16 (8.0 cm²)

Il plinto è geometricamente classificabile come tozzo. L'armatura inferiore verrà verificata con il metodo delle bielle.

R_u (resistenza a trazione armatura) = $A_{fi} f_{yd} = 31470.56 \text{ daN}$

z (braccio di leva) = 16.70 cm

φ (angolo inclinazione della biella) = $\arctan(z / d_t)$

R_t (risultante sollecitazione)

R_d (sollecitazione di trazione nell'armatura) = $R_t / \tan(\varphi)$

Verifica maggiormente gravosa:

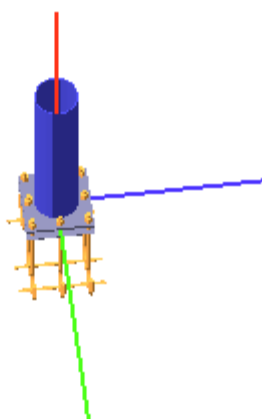
Cmb.	Plin.	N	Mx	Ecc.	d_t	R_t	φ	R_d	R_d/R_u	Stato
	daN	daN	cm	cm	cm	daN	gradi °	daN		
9	18	-6642	10940	1.65	12.89	3526	52.342	2721.2	0.086	Ok

Punzonamento:

Verifica a punzonamento non eseguita, in quanto il perimetro critico risulta maggiore delle dimensioni della base del plinto.

8.10 VERIFICA DEL NODO DI BASE DELLE COLONNE METALLICHE

Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 dei nodi: 17, 18



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Colonna

Tipo di profilo: TUBO 193.7x5.6

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 299.7 x 299.7 x 15.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro gambo $\varnothing = 20 \text{ mm}$ $A_{res} = 245.0 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro dado/testa $d_m = 30 \text{ mm}$

Diametro foro $\varnothing_0 = 21 \text{ mm}$

Rigidità giunto (calcolata secondo EN 1993-1-8 : 2005 par. 6.3):

$S_{j,ini}$ non calcolabile

Saldature:

Materiale: Acciaio S275 $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 430 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 6 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
17.1	508.0	577.7	-98411.6	-1898000.0	-1397000.0	-25851.0
17.2	702.0	887.0	-132300.0	-2701000.0	-1918000.0	-28803.0
17.3	545.3	633.6	-104400.0	-2041000.0	-1492000.0	-26299.0
17.4	739.3	942.9	-138300.0	-2843000.0	-2014000.0	-29251.0
17.5	267.2	259.1	-55940.3	-986571.0	-756628.0	-18400.0
17.6	461.2	568.4	-89849.6	-1789000.0	-1278000.0	-21352.0
17.7	304.5	315.0	-61902.5	-1129000.0	-852462.0	-18848.0
17.8	498.5	624.3	-95811.8	-1932000.0	-1374000.0	-21800.0
17.9	896.1	1196.3	-166200.0	-3503000.0	-2440000.0	-31755.0
17.10	655.3	877.7	-123800.0	-2591000.0	-1800000.0	-24304.0
17.11	988.6	2343.5	-59704.2	-4463000.0	-1960000.0	62537.0
17.12	1161.7	-617.0	-63111.2	380127.0	-2257000.0	138834.0
17.13	-487.5	1344.6	-71107.9	-2889000.0	384379.0	-177313.0
17.14	-314.5	-1615.9	-74514.9	1955000.0	88079.0	-101015.0
17.15	935.9	2677.1	-59496.4	-5009000.0	-1882000.0	40528.0
17.16	1214.4	-950.5	-63318.9	925617.0	-2335000.0	160843.0
17.17	-540.3	1678.2	-70900.1	-3434000.0	462790.0	-199322.0
17.18	-261.8	-1949.5	-74722.6	2500000.0	9668.0	-79006.0
17.19	873.1	2337.2	-59245.7	-4448000.0	-1782000.0	47634.0
17.20	1046.2	-623.3	-62652.7	395050.0	-2078000.0	123932.0
17.21	-372.0	1350.9	-71566.3	-2904000.0	205947.0	-162411.0
17.22	-199.0	-1609.6	-74973.4	1940000.0	-90353.0	-86113.0
17.23	820.4	2670.8	-59037.9	-4994000.0	-1704000.0	25625.0
17.24	1098.9	-956.8	-62860.5	940541.0	-2157000.0	145941.0
17.25	-424.8	1684.4	-71358.6	-3449000.0	284358.0	-184420.0
17.26	-146.3	-1943.2	-75181.1	2485000.0	-168764.0	-64104.0
17.27	270.0	5447.8	-59720.6	-9563000.0	-794039.0	-110425.0
17.28	846.9	-4420.5	-71077.3	6582000.0	-1782000.0	143901.0
17.29	-172.8	5148.2	-63141.7	-9090000.0	-90607.0	-182380.0
17.30	404.1	-4720.2	-74498.5	7054000.0	-1078000.0	71946.0
17.31	235.4	5446.0	-59583.0	-9558000.0	-740510.0	-114896.0
17.32	812.3	-4422.4	-70939.8	6586000.0	-1728000.0	139430.0
17.33	-138.1	5150.0	-63279.2	-9095000.0	-144137.0	-177909.0
17.34	438.7	-4718.3	-74636.0	7050000.0	-1132000.0	76417.0

17.35	94.3	6559.7	-59028.1	-11380000.0	-532670.0	-183789.0
17.36	1022.6	-5532.4	-71769.8	8400000.0	-2043000.0	217265.0
17.37	-348.5	6260.0	-62449.2	-10910000.0	170762.0	-255744.0
17.38	579.8	-5832.1	-75190.9	8873000.0	-1340000.0	145310.0
17.39	59.7	6557.8	-58890.6	-11380000.0	-479141.0	-188259.0
17.40	988.0	-5534.3	-71632.3	8405000.0	-1990000.0	212794.0
17.41	-313.9	6261.9	-62586.8	-10910000.0	117232.0	-251273.0
17.42	614.4	-5830.2	-75328.5	8868000.0	-1393000.0	149780.0
18.1	-348.0	265.3	-122500.0	-956130.0	639662.0	-77150.0
18.2	-327.7	365.4	-164300.0	-1313000.0	657071.0	-86243.0
18.3	-343.3	282.8	-129700.0	-1018000.0	640888.0	-78736.0
18.4	-323.0	382.9	-171500.0	-1375000.0	658298.0	-87829.0
18.5	-283.3	146.1	-70179.8	-530040.0	487983.0	-54089.0
18.6	-263.0	246.2	-112000.0	-886433.0	505393.0	-63183.0
18.7	-278.6	163.6	-77429.6	-592026.0	489209.0	-55675.0
18.8	-258.3	263.7	-119200.0	-948420.0	506619.0	-64769.0
18.9	-307.4	465.6	-206000.0	-1669000.0	674481.0	-95337.0
18.10	-242.7	346.4	-153800.0	-1243000.0	522802.0	-72277.0
18.11	1015.2	586.7	-75385.3	-1867000.0	-1473000.0	-86995.0
18.12	591.5	-32.1	-84351.8	-20716.0	-838759.0	213402.0
18.13	-1140.5	389.8	-83170.5	-1272000.0	1819000.0	-327523.0
18.14	-1564.2	-228.9	-92137.0	574948.0	2453000.0	-27126.0
18.15	1004.2	643.0	-75670.9	-2035000.0	-1457000.0	-157108.0
18.16	602.5	-88.4	-84066.2	147138.0	-854618.0	283515.0
18.17	-1151.5	446.2	-83456.1	-1439000.0	1835000.0	-397636.0
18.18	-1553.1	-285.3	-91851.4	742803.0	2438000.0	42987.0
18.19	896.6	574.8	-75424.1	-1829000.0	-1288000.0	-101283.0
18.20	472.9	-43.9	-84390.6	17517.0	-654153.0	199115.0
18.21	-1021.9	401.6	-83131.7	-1310000.0	1635000.0	-313236.0
18.22	-1445.6	-217.1	-92098.2	536715.0	2269000.0	-12838.0
18.23	885.5	631.2	-75709.7	-1997000.0	-1272000.0	-171396.0
18.24	483.9	-100.3	-84105.0	185371.0	-670012.0	269228.0
18.25	-1032.9	458.0	-83417.4	-1478000.0	1651000.0	-383349.0
18.26	-1434.5	-273.5	-91812.6	704570.0	2253000.0	57275.0
18.27	755.0	1239.6	-67649.2	-3813000.0	-1060000.0	-521644.0
18.28	-657.3	-822.8	-97537.5	2342000.0	1053000.0	479681.0
18.29	108.3	1180.6	-69984.8	-3634000.0	-72710.0	-593802.0
18.30	-1304.0	-881.9	-99873.1	2521000.0	2041000.0	407523.0
18.31	719.4	1236.1	-67660.9	-3802000.0	-1005000.0	-525930.0
18.32	-692.9	-826.4	-97549.2	2354000.0	1109000.0	475395.0
18.33	143.9	1184.1	-69973.2	-3646000.0	-128092.0	-589516.0
18.34	-1268.4	-878.4	-99861.5	2509000.0	1986000.0	411809.0
18.35	718.2	1427.5	-68601.3	-4373000.0	-1007000.0	-755354.0
18.36	-620.5	-1010.7	-96585.5	2902000.0	1000000.0	713391.0
18.37	71.5	1368.4	-70936.9	-4194000.0	-19849.0	-827512.0
18.38	-1267.2	-1069.8	-98921.0	3080000.0	1988000.0	641233.0
18.39	682.7	1423.9	-68612.9	-4361000.0	-952117.0	-759640.0
18.40	-656.1	-1014.3	-96597.1	2913000.0	1056000.0	709105.0
18.41	107.1	1372.0	-70925.2	-4205000.0	-75230.0	-823226.0
18.42	-1231.6	-1066.2	-98909.4	3069000.0	1933000.0	645519.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 141145.5 \text{ N}$$

Resistenza a punzonamento flangia

$$B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 291791.1 \text{ N}$$

Bull. $F_{f,Rd} \text{ [N]}$ $F_{t,Rd} \text{ [N]}$

2	123.85	0.00	831.1	94097.0	0.0	40377.0	0.008832	Ok
3	123.85	123.85	953.3	75243.2	0.0	15095.8	0.012670	Ok
4	0.00	-123.85	696.4	94097.0	0.0	40377.0	0.007401	Ok
5	0.00	123.85	943.7	94097.0	0.0	40377.0	0.010029	Ok
6	-123.85	-123.85	705.2	75243.2	8320.3	15095.8	0.403063	Ok
7	-123.85	0.00	827.6	94097.0	8841.8	40377.0	0.165210	Ok
8	-123.85	123.85	950.2	75243.2	9363.3	15095.8	0.455669	Ok

2-Trazione (Nodo n. 17, CMB n. 35)

Bull.X [mm]	Y [mm]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₂	VER
1	123.85	-123.85	0.0	15095.8	0.000000 Ok
2	123.85	0.00	0.0	40377.0	0.000000 Ok
3	123.85	123.85	0.0	15095.8	0.000000 Ok
4	0.00	-123.85	0.0	40377.0	0.000000 Ok
5	0.00	123.85	0.0	40377.0	0.000000 Ok
6	-123.85	-123.85	8320.3	15095.8	0.551166 Ok
7	-123.85	0.00	8841.8	40377.0	0.218981 Ok
8	-123.85	123.85	9363.3	15095.8	0.620257 Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
 $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
 $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
 $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
 $VER \rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 18, CMB n. 9)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 2.50 \text{ N/mm}^2$
 Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 749.31 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 53.0 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 11238.8 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 2943482.0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 1052406.0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.357538 \text{ Ok}$

Sezione parallela a Y a filo della colonna (Nodo n. 17, CMB n. 35)

Pressione media a bordo piastra $p_{med} = 3.58 \text{ N/mm}^2$
 Carico lineare sbalzo $q_{lin} = 1073.17 \text{ N/mm}$
 Lunghezza sbalzo $L_s = 53.0 \text{ mm}$
 Modulo di resistenza minimo $W_{min} = 11238.8 \text{ mm}^3$
 Momento resistente $M_{p,Rd} = 2943482.0 \text{ N mm}$
 Momento massimo $M_{p,Ed} = 1507271.0 \text{ N mm}$
 $M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0.512071 \text{ Ok}$

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 17, CMB n. 35)

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 15457600.0 \text{ N mm}$
 Momento di progetto $M_{j,Ed} = 11380000.0 \text{ N mm}$
 $M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.736208 \text{ Ok}$

Ancoraggio

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi $L_t = 600 \text{ mm}$ (rettilineo 332 mm, arco 188 mm, terminale 80 mm)
 Lunghezza di aderenza $L_a = 732 \text{ mm}$ (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo $20\varnothing$)
 Diametro bolzoni $\varnothing_b = 15 \text{ mm}$

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (800 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione $R_{ck} =$		30.00 N/mm ²	
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$		24.90
N/mm ²			
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm ²	
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm ²	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm ²	

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 17, CMB n. 35)

$$p_{max} = 3.75 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ OK}$$

Verifica ancoraggio

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

$$\text{Trazione di progetto dell'ancoraggio} \quad F_{t,an,Ed} = \max [F_{t,Rd}] = 40377.0 \text{ N}$$

$$\text{Resistenza a trazione per aderenza} \quad F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} = 123538.1 \text{ N}$$

$$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ OK}$$

8.11 VERIFICA DELLA COPERTURA IN LEGNO

Dati generali:

Normativa di riferimento: DM 17/01/2018 NTC

Categoria carichi variabili: Neve (alt. s.l.m. =< 1000 m).

Dati geometrici:

Travi in legno:

B x H [cm]	Angolo incl.	Area [cm ²]	Av [cm ²]	Wx [cm ³]	Jx [cm ⁴]	Wy [cm ³]	Jy [cm ⁴]
16.0 x 30.0	0.0°	480.0	342.7	2400.0	36000.0	1280.0	10240.0

Interasse: $i = 120.0 \text{ cm}$

Luce di calcolo: $L = L_o / \cos \alpha = 330.0 / 1.00000 = 330.0 \text{ cm}$

Spessore tavolato in legno: $t_w = 6.0 \text{ cm}$

Angolo inclinazione falda: $\alpha = 0.0^\circ$

MATERIALI

Legno:

Le normative EN dividono i legnami per costruzioni in classi (C, D, T, GL) per le quali vengono forniti dei valori caratteristici di resistenza, modulo elastico e densità.

Caratteristiche meccaniche del legno:

f_{mk}	Resistenza a flessione
f_{t0}	Resistenza a trazione parallela alle fibre
f_{t90}	Resistenza a trazione perpendicolare alle fibre
f_{c0}	Resistenza a compressione parallela alle fibre
f_{c90}	Resistenza a compressione perpendicolare alle fibre
f_{vk}	Resistenza a taglio
E_m	Modulo elastico medio
G_m	Modulo elastico tangenziale medio
ρ_k	Massa volumica caratteristica

ρ_m Massa volumica media

L'applicazione di coefficienti correttivi legati a fattori ambientali e durata dei carichi e i coefficienti parziali di sicurezza permettono di ottenere i valori di progetto (d) da quelli caratteristici (k) con le seguenti relazioni:

Per i valori di resistenza: $X_d = K_{mod} \cdot X_k / \gamma_m$

Per verifiche a flessione e a trazione parallela alla fibratura i valori possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h che tiene conto della dimensione massima della sezione.

Per le deformazioni a lungo termine i moduli elastici risultano ridotti: $M_{m,fin} = M_m / (1 + K_{def})$

Nel caso in esame i coefficienti correttivi valgono:

Classe di servizio 1 - (caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.)

$K_{mod} = 0.90$ per classe di durata dei carichi variabili di breve durata (meno di 1 settimana)

$K_{mod} = 0.60$ per classe di durata dei carichi variabili permanenti

$K_{def} = 0.60$ per classe di servizio 1

Legno travi:

Classe: GL24h - EN14080:2013 Legno lamellare incollato

γ_m = Coef. parziale di sicurezza = 1.45

$k_h = 1.072$ ($L_{max} = 30.0$ cm)

K_{cf} = Coef. riduzione a taglio per fessurazione = 0.71

Em	Em,fin	Gm	Gm,fin	ρ_k	ρ_m
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/m ³	kg/m ³
115000.0	71875.0	6500.0	4062.5	385.0	420.0

Resistenza	f_{mk}	f_{t0}	f_{t90}	f_{c0}	f_{c90}	f_{vk}
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
caratteristica	240.0	192.0	5.0	240.0	25.0	35.0
prog. ($K_{mod} = 0.90$)	159.7	127.7	3.1	149.0	15.5	21.7
prog. ($K_{mod} = 0.60$)	106.4	85.2	2.1	99.3	10.3	14.5

Legno tavolato:

Classe: C24 - EN338:2016 Legname di conifere e di pioppo Classe C

γ_m = Coef. parziale di sicurezza = 1.50

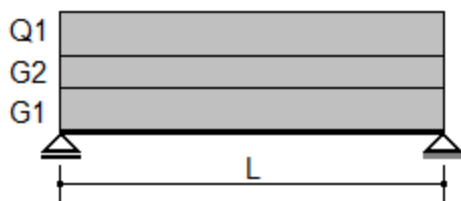
$k_h = 1.000$ ($L_{max} = 25.0$ cm - larghezza delle tavole)

K_{cf} = Coef. riduzione a taglio per fessurazione = 0.50

Em	Em,fin	Gm	Gm,fin	ρ_k	ρ_m
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	kg/m ³	kg/m ³
110000.0	71875.0	6900.0	4312.5	350.0	420.0

Resistenza	f_{mk}	f_{t0}	f_{t90}	f_{c0}	f_{c90}	f_{vk}
	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²
caratteristica	240.0	145.0	4.0	210.0	25.0	40.0
prog. ($K_{mod} = 0.90$)	144.0	87.0	2.4	126.0	15.0	24.0
prog. ($K_{mod} = 0.60$)	96.0	58.0	1.6	84.0	10.0	16.0

SCHEMA STATICO:



ANALISI DEI CARICHI:

Carichi permanenti:

- tavolato in legno	25.2	daN/mq
$g_1 =$	25.2	daN/mq

$g_1 \times \text{interasse travi}$	30.2	daN/m
peso proprio trave	20.2	daN/m
$G_1 =$	50.4	daN/m

Carichi permanenti non strutturali:

- manto di copertura	500.0	daN/mq
- impermeabilizzazione+coibentazione	0.0	daN/mq
$g_2 =$	500.0	daN/mq

$G_2 = g_2 \times \text{interasse travi (1.20 m)}$	600.0	daN/m
--	-------	-------

Carichi variabili:

$q = \text{carico da neve}$	590.0	daN/mq
$q' = q \cos \alpha$	590.0	daN/mq
$Q_1 = q' \times \text{interasse travi}$	708.0	daN/m

VERIFICHE FALSO PUNTONE IN LEGNO:

Combinazione di carico: permanenti + variabili ($K_{mod} = 0.900$)

$$Q \text{ (ortogonale)} = (G_1 \gamma_{g1} + G_2 \gamma_{g2} + Q_1 \gamma_{q1}) \cos \alpha = 2027.52 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

Verifica a flessione:

$$M = (Q L^2) / 8 = 275996.2 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_w = M / W_x = 115.0 \text{ daN/cm}^2 < f_{md} = 159.66 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V = (Q L) / 2 = 3345.4 \text{ daN}$$

$$\tau_w = 1,5 V / A_v = 14.6 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 21.72 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Combinazione di carico: soli carichi permanenti ($K_{mod} = 0.600$)

$$Q \text{ (ortogonale)} = (G_1 \gamma_{g1} + G_2 \gamma_{g2}) \cos \alpha = 965.52 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

Verifica a flessione:

$$M = (Q L^2) / 8 = 131431.4 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_w = M / W_x = 54.8 \text{ daN/cm}^2 < f_{pmd} = 106.44 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V = (Q L) / 2 = 1593.1 \text{ daN}$$

$$\tau_w = 1,5 V / A_v = 7.0 \text{ daN/cm}^2 < f_{pvd} = 14.48 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Frecce in esercizio:

Deformazione istantanea per effetto dei carichi permanenti:

$$G_k = G_1 + G_2 = 50.40 + 600.00 = 650.40 \text{ daN/m}$$

$$U_{1i} = ((5 G_k L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 G_k L^2) / (8 G_m A)) = 2.766 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea per effetto dei carichi variabili:

$$U_{2i} = ((5 Q_1 L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 Q_1 L^2) / (8 G_m A)) = 3.011 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea (combinazione rara):

$$U_i = U_{1i} + U_{2i} = 5.778 \text{ mm}$$

Deformazione finale per effetto dei carichi permanenti + variabili (combinazione quasi permanente):

$$U_{fin} = U_{1i} (1 + K_{def}) + U_{2i} (1 + \psi_2 K_{def}) = 7.438 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi_2 = 0.00):$$

Verifiche di deformazione:

$$U_i / L = 1 / 571 < 1 / 300 \text{ (Ok)}$$

$$U_{fin} / L = 1 / 444 < 1 / 200 \text{ (Ok)}$$

VERIFICHE DEL TAVOLATO IN LEGNO:

Dimensioni di calcolo: larghezza = 100 cm, spessore = 6.0 cm, luce = 120.0 cm

$$G_{1x} = G_1 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m}$$

$$G_{1y} = G_1 \cos \alpha = 25.20 \text{ daN/m}$$

$$G_{2x} = G_2 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m}$$

$$G_{2y} = G_2 \cos \alpha = 500.00 \text{ daN/m}$$

$$Q_{1x} = Q_1 \sin \alpha = 0.00 \text{ daN/m}$$

$$Q_{1y} = Q_1 \cos \alpha = 590.00 \text{ daN/m}$$

Combinazione di carico: permanenti + variabili ($K_{mod} = 0.900$)

$$Q_x = G_{1x} \gamma_{g1} + G_{2x} \gamma_{g2} + Q_{1x} \gamma_{q1} = 0.00 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

$$Q_y = G_{1y} \gamma_{g1} + G_{2y} \gamma_{g2} + Q_{1y} \gamma_{q1} = 1667.76 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

Verifica a flessione deviata:

$$M_x = (Q_y L^2) / 8 = 30019.7 \text{ daN cm}$$

$$M_y = (Q_x L^2) / 8 = 0.0 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_{wx} = M_x / W_x = 50.03 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{wy} = M_y / W_y = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$(\sigma_{wx} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{wy} / f_{md}) = 0.347 < 1 \text{ (Ok)}$$

$$(\sigma_{wy} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{wx} / f_{md}) = 0.243 < 1 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V_y = (Q_y L) / 2 = 1000.7 \text{ daN}$$

$$V_x = (Q_x L) / 2 = 0.0 \text{ daN}$$

$$\tau_{wy} = 1,5 V_y / A = 5.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{wx} = 1,5 V_x / A = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_w = (\tau_{wx}^2 + \tau_{wy}^2)^{1/2} = 5.00 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 24.00 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Combinazione di carico: soli carichi permanenti ($K_{mod} = 0.600$)

$$Q_x = G_{1x} \gamma_{g1} + G_{2x} \gamma_{g2} = 0.00 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

$$Q_y = G_{1y} \gamma_{g1} + G_{2y} \gamma_{g2} = 782.76 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50)$$

Verifica a flessione deviata:

$$M_x = (Q_y L^2) / 8 = 14089.7 \text{ daN cm}$$

$$M_y = (Q_x L^2) / 8 = 0.0 \text{ daN cm}$$

$$\sigma_{wx} = M_x / W_x = 23.48 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{wy} = M_y / W_y = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$(\sigma_{wx} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{wy} / f_{md}) = 0.245 < 1 \text{ (Ok)}$$

$$(\sigma_{wy} / f_{md}) + 0,7 (\sigma_{wx} / f_{md}) = 0.171 < 1 \text{ (Ok)}$$

Verifica a taglio:

$$V_y = (Q_y L) / 2 = 469.7 \text{ daN}$$

$$V_x = (Q_x L) / 2 = 0.0 \text{ daN}$$

$$\tau_{wy} = 1,5 V_y / A = 2.35 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{wx} = 1,5 V_x / A = 0.00 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_w = (\tau_{wx}^2 + \tau_{wy}^2)^{1/2} = 2.35 \text{ daN/cm}^2 < f_{vd} = 16.00 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

Frecce in esercizio:

Deformazione istantanea per effetto dei carichi permanenti:

$$U1Xi = ((5 G1x L^4) / (384 E_m J_y)) + ((1.2 G1x L^2) / (8 G_m A)) = 0.000 \text{ mm}$$

$$U1Yi = ((5 G1y L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 G1y L^2) / (8 G_m A)) = 0.744 \text{ mm}$$

$$U1i = (U1Xi^2 + U1Yi^2)^{1/2} = 0.744 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea per effetto dei carichi variabili:

$$U2Xi = ((5 Q1x L^4) / (384 E_m J_y)) + ((1.2 Q1x L^2) / (8 G_m A)) = 0.000 \text{ mm}$$

$$U2Yi = ((5 Q1y L^4) / (384 E_m J_x)) + ((1.2 Q1y L^2) / (8 G_m A)) = 0.835 \text{ mm}$$

$$U2i = (U2Xi^2 + U2Yi^2)^{1/2} = 0.835 \text{ mm}$$

Deformazione istantanea (combinazione rara):

$$U_i = U1i + U2i = 1.579 \text{ mm}$$

Deformazione finale per effetto dei carichi permanenti + variabili (combinazione quasi permanente):

$$UX_{fin} = U1Xi (1 + K_{def}) + U2Xi (1 + \psi^2 K_{def}) = 0.000 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi^2 = 0.00):$$

$$UY_{fin} = U1Yi (1 + K_{def}) + U2Yi (1 + \psi^2 K_{def}) = 2.025 \text{ mm} \quad (K_{def} = 0.600, \psi^2 = 0.00):$$

$$U_{fin} = (UX_{fin}^2 + UY_{fin}^2)^{1/2} = 2.025 \text{ mm}$$

Verifiche di deformazione:

$$U_i / L = 1 / 760 < 1 / 300 \text{ (Ok)}$$

$$U_{fin} / L = 1 / 593 < 1 / 200 \text{ (Ok)}$$

8.12 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

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

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "Ir,crit":

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello

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

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

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_q = \psi_c = 1$.

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

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

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

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

- N_q, N_c, N_{ϕ} fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_{ϕ} coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_{ϕ} coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_{ϕ} coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

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

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

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

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

Formulazione di Hansen (1970)

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

- se $\phi = 0$ si ha:

Formulazione di Vesic (1975)

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

- se $\phi = 0$ si ha:

Formulazione di Brinch-Hansen

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

- se $\phi = 0$ si ha:

Formulazione Eurocodice 7

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

- se H è parallela al lato B si ha:

- se H è parallela al lato L si ha:

- se $\phi = 0$ si ha:

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\phi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- ca adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- PV spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- KS coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può

variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

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

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

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

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

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

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

Formulazione di Terzaghi (1943)

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

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

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

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- TSd componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- NSd componente verticale del carico agente sulla fondazione

- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

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

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

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

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

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

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

SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

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

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

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

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di

fondazione per la combinazione di carico in esame

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

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento

- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

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

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di $Q_{lim\ q}$, $Q_{lim\ g}$, $Q_{lim\ c}$ e di $Q_{res\ P}$ (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ q}$ termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ g}$ termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{lim\ c}$ termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- $Q_{res\ P}$ termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Q_{max} / Q_{lim} rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- T_{Blim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- T_B / T_{Blim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- T_{Llim} valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- T_L / T_{Llim} rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

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

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il

primo corrisponde al cedimento $w_{lmp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Brinch - Hansen
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20.0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20.0 %

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

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2.50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3.00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3.00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3.00

Combinazioni di carico:

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

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

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

- Coeff. M1 per $\tan \varphi$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \varphi$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2.30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1.10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7

- Frazione di spinta passiva fSp: 50.00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1.30

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

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

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / PALU'

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0.0 a -1500.0 cm	1500.0 cm	001 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente

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

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

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

Elemento: Trave 43

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4612	0.6890	1.0834	0.00E+00	3.2336	0.4267	0.1320
031 SLV A1 Sism	1.3034	0.6177	0.8725	0.00E+00	2.7936	0.3971	0.1421

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	1.0	609.2	0.0017	009 SLU STR	2.8	271.9	0.0104
026 SLV A1 Sism	31.0	452.6	0.0684	028 SLV A1 Sism	49.9	171.8	0.2905

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	1.267	-0.002	2.8	1.0	-397.3	-0.3521	-0.4267
026 SLV A1 Sism	-0.122	-0.002	5.7	-31.0	-228.2	-0.2215	-0.2261
028 SLV A1 Sism	-1.342	-0.002	49.9	14.9	-177.6	-0.1565	-0.1921
031 SLV A1 Sism	1.703	0.002	-43.4	2.8	-358.9	-0.3065	-0.3971

Elemento: Trave 44

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1

009 SLU STR	1.4600	0.6885	1.0819	0.00E+00	3.2303	0.4384	0.1357
031 SLV A1 Sism	1.2950	0.6138	0.8675	0.00E+00	2.7763	0.4092	0.1474

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	1.7	735.8	0.0023	009 SLU STR	4.8	435.5	0.0111
026 SLV A1 Sism	50.2	539.4	0.0930	028 SLV A1 Sism	81.1	274.1	0.2958

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	1.277	-0.004	4.8	1.7	-643.6	-0.3609	-0.4384
026 SLV A1 Sism	-0.105	-0.006	8.6	-50.2	-369.3	-0.2274	-0.2318
028 SLV A1 Sism	-1.296	-0.005	81.1	24.2	-287.5	-0.1611	-0.1966
031 SLV A1 Sism	1.691	0.005	-70.1	4.6	-584.0	-0.3161	-0.4092

....

....

....

....

Elemento: Trave 267

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.5877	0.7151	1.1539	0.00E+00	3.4567	0.6738	0.1949
027 SLV A1 Sism	1.3256	0.6019	0.8792	0.00E+00	2.8067	0.4959	0.1767

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	11.9	828.1	0.0144	009 SLU STR	0.8	512.7	0.0015
030 SLV A1 Sism	86.7	532.3	0.1630	014 SLV A1 Sism	51.9	295.2	0.1759

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	0.021	-0.040	-0.8	-11.9	-909.1	-0.6531	-0.6738
014 SLV A1 Sism	-0.256	0.002	-51.9	-59.6	-399.4	-0.2856	-0.2972
027 SLV A1 Sism	0.228	-0.061	25.7	78.3	-654.0	-0.4591	-0.4959
030 SLV A1 Sism	0.145	0.037	-25.6	-86.7	-385.4	-0.2747	-0.2881

Elemento: Plinto 18

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.1994	0.8563	1.3095	0.00E+00	4.3652	0.5600	0.1283
042 SLV A1 Sism	2.0038	0.7826	1.1328	0.00E+00	3.9192	0.3200	0.0816

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
001 SLU STR	22.4	1524.6	0.0147	009 SLU STR	109.8	1979.0	0.0555
017 SLV A1 Sism	213.9	1179.3	0.1814	037 SLV A1 Sism	278.8	1060.8	0.2628

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001 SLU STR	-1.087	0.312	52.2	-22.4	-2028.0	-0.2800	-0.3500
009 SLU STR	-1.424	0.213	109.8	-27.5	-3205.1	-0.4400	-0.5600
017 SLV A1 Sism	-0.718	0.344	120.7	-213.9	-1368.8	-0.2000	-0.2300
037 SLV A1 Sism	-0.507	0.023	278.8	-138.2	-1051.3	-0.1600	-0.1700
042 SLV A1 Sism	-1.186	0.561	-206.2	3.4	-1815.7	-0.2500	-0.3200

Macro platea: 1

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0540 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.4694	0.6728	1.7835	0.00E+00	3.9257	0.9060	0.2308
032 SLV A1 Sism	0.9784	0.4812	0.00E+00	0.00E+00	1.4596	0.6000	0.4111

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	594.7	26830.4	0.0222	009 SLU STR	236.6	29181.1	0.0081
030 SLV A1 Sism	6644.1	11150.3	0.5959	020 SLV A1 Sism	4082.1	17422.6	0.2343

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	30.219	-2.507	236.6	-594.7	-55471.0	-0.1566	-0.9060
020 SLV A1 Sism	77.138	2.745	4082.1	-128.6	-35657.0	-0.0824	-0.6527
030 SLV A1 Sism	79.931	-41.232	742.2	-6644.1	-24922.5	-0.0168	-0.5615
032 SLV A1 Sism	106.453	-34.278	2791.3	-5525.7	-26595.2	-0.0282	-0.6000

Macro platea: 6

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2160 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	1.9288	3.2679	1.2255	0.00E+00	6.4223	1.8603	0.2897
028 SLV A1 Sism	2.0081	3.3966	1.3218	0.00E+00	6.7266	1.3879	0.2063

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	1434.2	9565.7	0.1499	009 SLU STR	121.3	10356.3	0.0117
041 SLV A1 Sism	1199.8	5587.2	0.2147	017 SLV A1 Sism	958.6	6174.4	0.1553

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	0.163	-6.836	121.3	1434.2	-20572.2	-0.5904	-1.8603
017 SLV A1 Sism	-0.166	-0.373	-958.6	303.0	-10555.3	-0.3407	-0.8454
028 SLV A1 Sism	0.153	-13.549	455.6	103.0	-13778.2	-0.3185	-1.3879
041 SLV A1 Sism	0.418	6.133	-517.0	1199.8	-10766.1	-0.3295	-0.7746

Macro platea: 12

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.0225 daN/cm²

Verifica di portanza verticale:

Cmb.	Qlim c	Qlim q	Qlim g	Qres P	Qlim	Qmax	Qmax/Qlim
Num. e tipo	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	Ok < 1
009 SLU STR	2.2797	0.3847	0.1820	0.00E+00	2.8465	4.6343	1.6281

030 SLV A1 Sism	2.0139	0.3417	0.1483	0.00E+00	2.5038	3.5993	1.4375
-----------------	--------	--------	--------	----------	--------	--------	--------

Verifica di scorrimento longitudinale e trasversale:

Cmb.	TL	TLlim	TL / TLlim	Cmb.	TB	TBlim	TB / TBlim
Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1	Num. e tipo	daN	daN	Ok < 1
009 SLU STR	8.3	492.2	0.0168	009 SLU STR	4.3	500.4	0.0087
027 SLV A1 Sism	74.8	169.2	0.4419	011 SLV A1 Sism	71.7	226.4	0.3167

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
009 SLU STR	-0.032	-0.206	-4.3	-8.3	-1196.0	-4.4602	-4.6343
011 SLV A1 Sism	0.023	0.035	71.7	29.2	-505.5	-1.9024	-1.9209
027 SLV A1 Sism	0.057	0.335	51.1	74.8	-375.0	-1.3607	-1.4508
030 SLV A1 Sism	-0.049	-0.332	-53.9	-80.3	-915.4	-3.3861	-3.5993

VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento: Trave 43

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.167 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.130 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.196 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.152 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	0.614	0.000	1.0	0.5	-264.2	-0.2470	-0.2710

Elemento: Trave 44

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.166 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.126 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.194 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.147 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	0.625	0.000	1.7	0.9	-428.9	-0.2538	-0.2790

Elemento: Trave 45

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.159 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.114 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.186 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.133 cm in Cmb n. 043

.....

.....

.....

.....

Elemento: Plinto 18

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.245 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.094 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.286 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.110 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-0.989	0.342	32.9	-16.6	-1412.6	-0.2000	-0.2400

Elemento: Platea macro n. 1

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.320 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.037 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.374 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.043 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	25.088	8.219	107.0	-202.0	-36128.4	-0.1243	-0.6368

Elemento: Platea macro n. 12

Cedimento massimo a espansione laterale impedita = -0.356 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale impedita = -0.298 cm in Cmb n. 043

Cedimento massimo a espansione laterale libera = -0.417 cm in Cmb n. 043

Cedimento minimo a espansione laterale libera = -0.348 cm in Cmb n. 043

Sollecitazioni:

Cmb	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n. e tipo	cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
043 SLE q.p.	-0.018	-0.138	-1.4	-2.8	-645.2	-2.4185	-2.4800