

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE
COMMESSA

E 1 0 B

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 2

CATEGORIA
OPERA

O A

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

===

TRATTA SARONNO-COMO OPERE SOSTITUTIVE
PL KM 31+267 NEI COMUNI DI CADORAGO E LOMAZZO
Progetto Definitivo

PASSERELLA PEDONALE VIA ALLA FONTE (CADORAGO)
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	Maggio 25	REVISIONE A SEGUITO DI VERIFICA		
	0	Luglio 24	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Laura Stiriti

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione



REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1. Normative.....	7
2.2. Documenti di riferimento.....	7
3. CLASSE D'USO E VITA NOMINALE	8
4. MATERIALI.....	9
4.1. Nuova costruzione.....	9
4.1.1. Opere in c.a.	9
4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica	10
4.1.3. Bulloni ad alta resistenza.....	11
4.1.4. Saldature.....	11
4.2. Malte allettamento e resine.....	11
4.2.1. Installazione componenti (baggioli e piastre post installate).....	11
4.2.2. Resine inghisaggi	12
4.3. Coefficienti di sicurezza sui Materiali.....	12
5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO.....	13
6. CRITERI DI CALCOLO	14
6.1. Combinazioni di carico	14
6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)	17
6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi.....	18
6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)	18
6.3.1. Fondazioni su pali	19
6.3.2. Pali in gruppo.....	22
6.4. Codici di calcolo	23
7. ANALISI DEI CARICHI	24
7.1. Pesì propri.....	24
7.2. Sovraccarichi permanenti g _{2k}	24
7.3. Sovraccarico variabile q _k , folla	24

7.4. Vento	24
7.5. Azione trasmesse dalla passerella	26
7.6. Azione d'urto	26
7.7. Azione sismica	26
8. MODELLO DI CALCOLO.....	29
8.1. Modello di calcolo	29
8.2. Combinazioni di carico	33
8.3. Modi di vibrare	35
9. RISULTATI E VERIFICHE	39
9.1. Principali risultati di calcolo.....	39
9.2. Verifiche carpenteria metallica	44
9.3. Verifica fondazione.....	50
9.4. Verifica setto-spalla	59
10. VERIFICA MICROPALI DI FONDAZIONE	62
10.1. Verifica geotecnica	64

1. PREMESSA

La presente Relazione tecnica e di calcolo strutturale è relativa all'intervento denominato: *“Tratta Saronno-Como opere sostitutive PL km 31+267 nei comuni di Cadorago e Lomazzo”* riguardante nello specifico la realizzazione di un nuovo sovrappasso pedonale, denominato Opera B, da realizzare in corrispondenza del passaggio a livello situato in Via alla Fonte nei pressi del comune di Cadorago (CO).

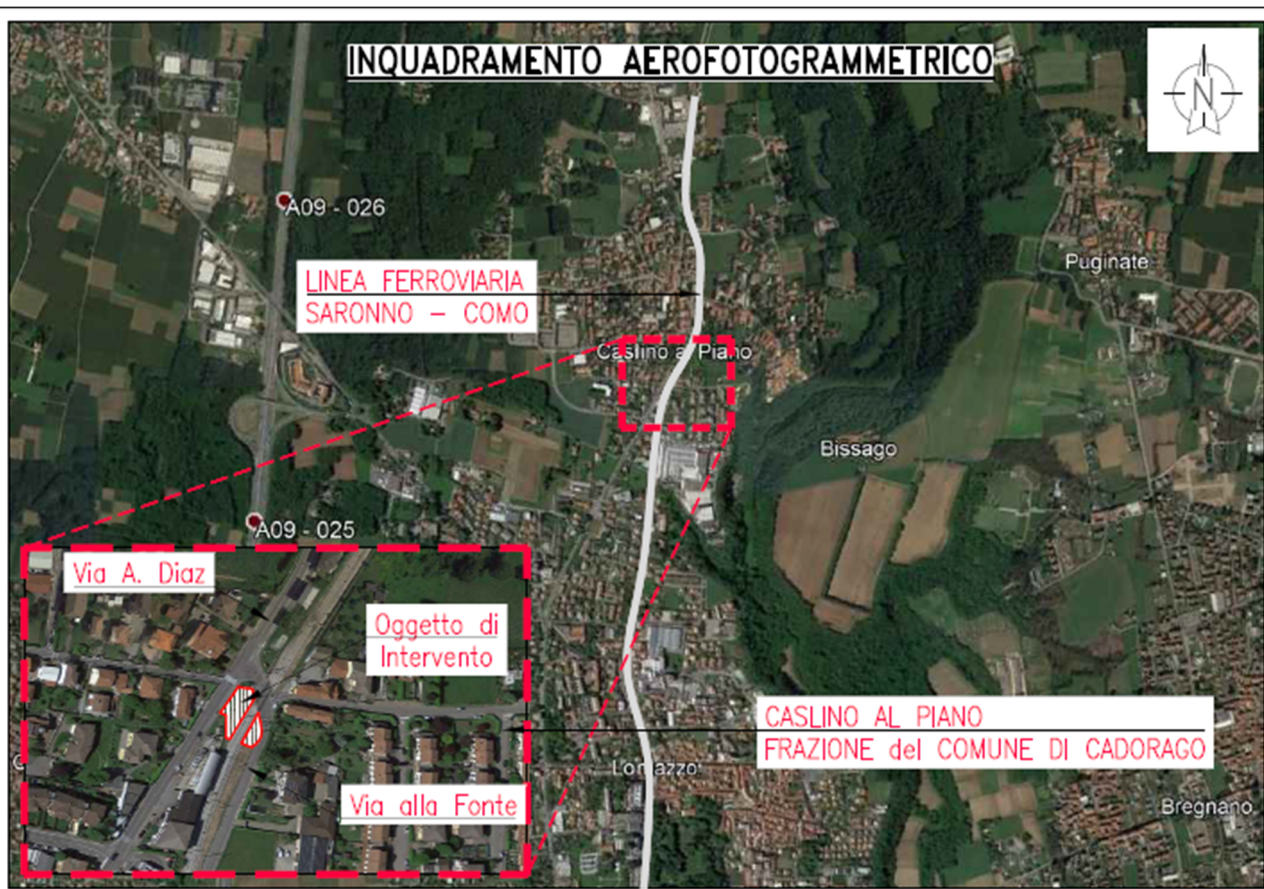


Figura 1 – Inquadramento Aerofotogrammetrico

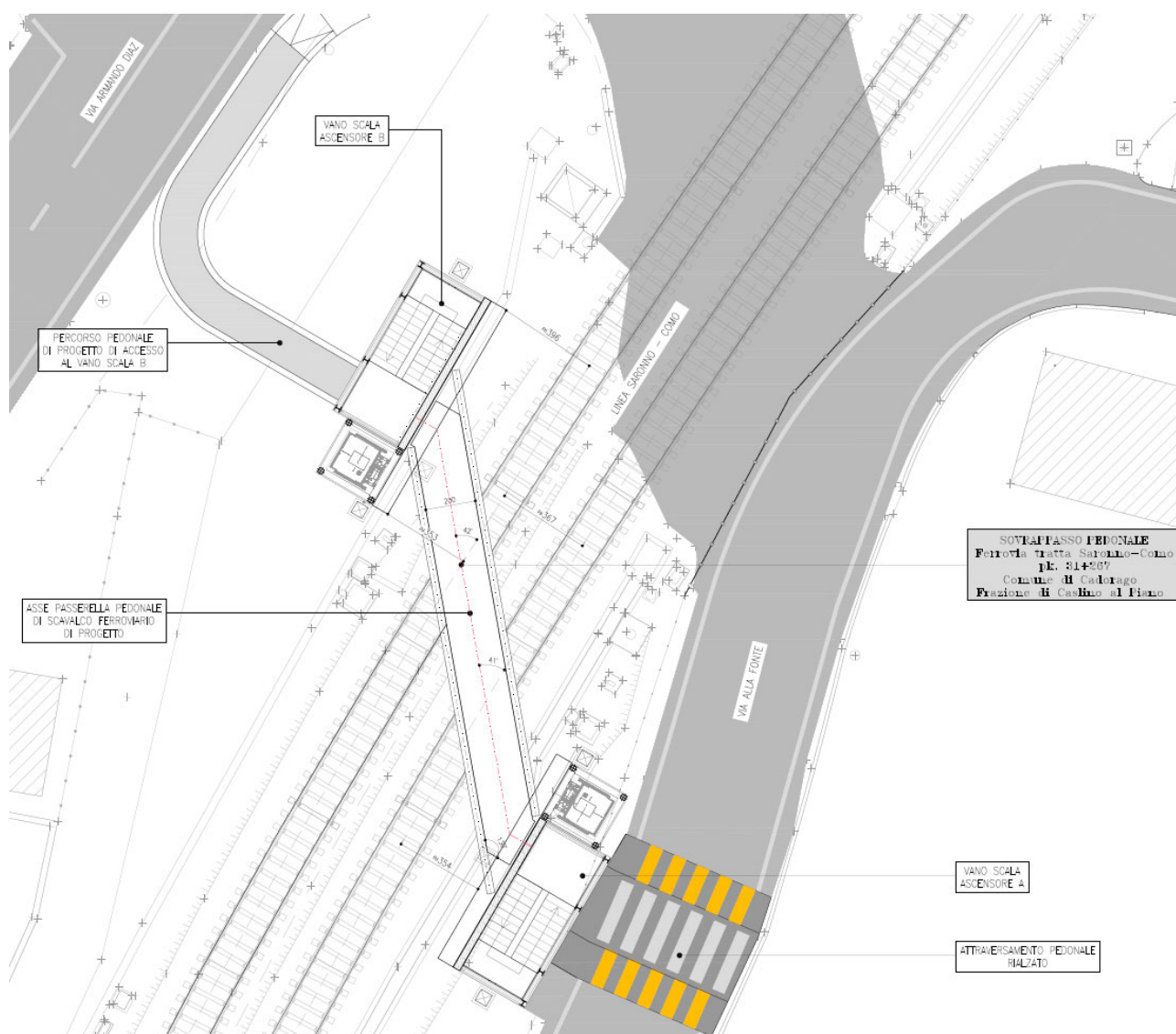


Figura 2 – Planimetria Ciclo Pedonale di progetto

L'intervento è sostanzialmente divisibile in due parti d'opera:

- l'impalcato di scavalco pedonale
- le sottostrutture di sostegno costituite dagli annessi vani scala/ascensore A e B

la presente **relazione di calcolo tratta le sottostrutture costituite dal vano scala/ascensore.**

I due vani scala ed ascensore A e B sono simmetrici e speculari, differiscono solo in altezza per circa 35cm a causa della differente quota d'imposta legata al piano campagna sui due lati dell'attraversamento. Le analisi interessano pertanto un vano scala sola in quanto la differenza è trascurabile ai fini ingegneristici.

I vani scala sono posti agli estremi dell'impalcato di scavalco e collocati parallelamente ai binari sono posti ad una distanza dall'asse binario più vicino $\geq 3.50m \leq 4.00m$ misurata perpendicolarmente.

Nella progettazione è stata recepita la prescrizione che prevede, per distanze dal binario dagli elementi strutturali in adiacenza alla ferrovia comprese tra i 3.50m e i 4.00m, la realizzazione di setti continui con spessore minimo $S=100\text{cm}$ e larghezza L almeno uguale al 60% della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia, con un minimo di $L=4.00\text{m}$.

Vedasi Manuale di Progettazione RFI "Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – sezione 2 Ponti e Strutture" – RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20/12/2019. Cap.2.6 PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DI CAVALCAVIA E PASSERELLE PEDONALI SULLA SEDE FERROVIARIA (ex RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria, rev. A del 21/12/11).

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al § 3.6.3.4. del DM 17.01.2018."

Inoltre, nella progettazione dovranno essere portate in conto le seguenti prescrizioni:

- Per distanze dal binario degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia comprese tra i 3,50 m e i 4,00 m sono da prevedersi setti continui con spessore minimo $S = 100\text{ cm}$ e larghezza L almeno uguale al 60 % della larghezza dell'impalcato sovrappassante la ferrovia, con un minimo di $L = 4,00\text{ m}$;

Il vano scala è costituito da una platea di fondazione in c.a. sulla quale è innestato un setto a tutta altezza che funge da piano di appoggio della passerella di scavalco; in affiancamento al setto è posta la scala metallica ed il vano ascensore che permettono agli utenti di raggiungere la quota di scavalco ove si trova la passerella di sovrappasso alla linea ferroviaria.

La platea è realizzata su micropali per limitare i cedimenti differenziali tra i due appoggi della passerella, che comunque risulta isostatica, oltre a far fronte alle azioni dovute principalmente al peso dei setti spalla stessi e alle annesse azioni da urto del treno.

La struttura metallica della scala è costituita da profili metallici della serie:

- HEA 220 per le colonne
- HEA140 per i traversi di piano
- IPE100 per gli impalcati di piano
- Piatti 200x10mm per i cosciali
- Gradini e pianerottoli in grigliato metallico Classe 1 (portata pedonale, si fa poi riferimento alla cat.C scale $q_k=4.00\text{ kN/mq}$)

La struttura metallica del vano ascensore è costituita da:

- Colonne tubolari 180x180x6.3mm

- Traversi tubolari 180x180x6.3mm
- La copertura è in lamiera grecata a secco, rasata con c.l.s. per consentire la successiva posa dell'impermeabilizzazione.

Il setto in c.a.

Per ulteriori dettagli circa la geometria della stessa vedasi elaborati di progetto.

2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normative

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica **NTC 2018**, facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- **Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018.**
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»»".

Istruzioni RFI

- Manuale di Progettazione RFI "Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – sezione 2 Ponti e Strutture" – RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20/12/2019.
 - Cap.2.6 PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DI CAVALCAVIA E PASSERELLE PEDONALI SULLA SEDE FERROVIARIA (ex RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria, rev. A del 21/12/11)

Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
-

2.2. Documenti di riferimento

- TRATTA SARONNO – COMO - OPERE SOSTITUTIVE PL 31+267 NEI COMUNI DICADORAGO E LOMAZZO - Codice commessa E.10.B. - Doc. n. "E10BDb001IG--R0_Rel geologica" novembre 2023
- INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE PER PROGETTO PASSERELLA PEDONALE VIA ALLA FONTE, eseguite da Gia-Consulting nell'aprile 2023
 - Report analisi ambientale - Via alla Fonte
 - Report indagini Geofisiche Via alla Fonte
 - Report indagini Geognostiche via alla Fonte

RELAZIONE SISMICA + RELAZIONE GEOTECNICA” redatta da TecnoIn, rev.0 del settembre 2020.

3. CLASSE D’USO E VITA NOMINALE

In relazione alla tipologia dell’opera ed alla sua funzionalità si prevede una vita nominale pari a 50 anni:

Vn = 50 anni

Classificandola nella tipologia *“Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”*.

Classe IV: “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica”.

Cu = 2

Periodo di Riferimento per l’azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2,0 = 100$ anni

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V _N [Anni] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ V<250 Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ V ≥ 250 km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere. (2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Figura 3 – Stralcio MdP RIF rev.D

4. MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali adottati per le opere in progetto:

4.1. Nuova costruzione

4.1.1. Opere in c.a.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei c.l.s. a prestazione garantita (UNI EN 206 e UNI 11104) da utilizzarsi per le singole parti d'opera:

Parte d'opera	Classe Resistenza	Classe di Esposizione	Max d inerti [mm]	Lavorabilità (Slump)	Copriferro min [mm]	Note
c.l.s. magro	C12/15	X0	-	-	-	
Miscela cementizia micropali berlinesi	C25/30	XC2	10	S5	35	Miscela cementizia
Fondazioni	C25/30	XC2	30	S4	35	
Elevazioni	C32/40	XC4+XF2+XD1	30	S4	35	
Soletta Impalcato	C32/40	XC4+XF2	20	S5	35	

Acciaio da cemento armato normale:

Barre ad aderenza migliorata B450C

Snervamento $f_{yk} \geq 450$ MPa

Rottura $f_{tk} \geq 540$ MPa

Tutti i copriferri dovranno essere garantiti con appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità.

Il copriferro è stato calcolato come $c=c1+c2+c3$

ove si è posto:

c1 Secondo tab. C4.1.IV Circ.n.7/2019 di cui alle NTC2018 in ragione della Classe di Calcestruzzo e della classe di esposizione ambientale sopra definite

c2 0mm per $V_N=50$ anni e 10 mm per $V_N=100$ anni concordemente alla tab.2.4.I NTC2018

c3=10-5=5 mm tolleranza di costruzione 10mm il quale è stato ridotto di 5mm per le prescrizioni previste a progetto precedentemente indicate (appositi distanziatori e verifica del copriferro in controllo di qualità).

4.1.2. Acciaio da carpenteria metallica

La **classe di esecuzione** delle strutture metalliche della **passerella di scavalco** è fissata in **EXC3**, avendo adottato quale classe di conseguenza CC3:

La **classe di esecuzione** delle strutture metalliche della **scala/ascensore** è fissata in **EXC2**, avendo adottato quale classe di conseguenza CC2:

Tabella 1 – Determinazione delle classi di esecuzione secondo UNI EN 1993-1-1:2005/A1:2014 (tab. C.1 Appendice C)

Classi di Affidabilità (RC) o Classi di Conseguenze (CC)	Tipo di carico	
	Quasi-statico e/o classe di duttilità sismica DCL (¹)	Soggette a fatica (²) e/o classe di duttilità sismica DCM o DCH (¹)
RC3 o CC3	EXC3(³)	EXC3(³)
RC2 o CC2	EXC2	EXC3
RC1 o CC1	EXC1	EXC2

(¹) Classi di duttilità definite in EN 1998-1; DCL=bassa, DCM=media, DCH=alta.
(²) Vedi EN 1993-1-9.
(³) Per strutture nelle quali il superamento degli stati limite di servizio ed ultimi porti a conseguenze giudicate particolarmente onerose, può essere specificata la classe EXC4.

Passerella

Lamiere saldate, profili e piastrame in acciaio S355 zincato:

S355-J2 $t \leq 20 \text{ mm}$

S355-J2 $20 \text{ mm} < t \leq 40 \text{ mm}$

$f_{tk} \geq 490 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

$f_{yk} \geq 345 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento ($t \geq 40 \text{ mm}$)

Prima della tracciatura dei pezzi devono essere definiti gli eventuali interventi sulla carpenteria imposti dal sistema di montaggio e varo.

Scale e ascensore

Profili laminati, tubolari e piastrame in acciaio S355 zincato:

S355-J0

$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura

$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento

Gli acciai devono recare la marcatura CE inoltre devono essere conformi ai requisiti delle seguenti normative europea armonizzata: UNI EN 10025, UNI EN 10210-1, UNI EN 10219-1

Produzione, fornitura e controlli strutture in carpenteria metallica

- EN 1090 Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio

4.1.3. Bulloni ad alta resistenza

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme secondo NTC2018 e UNI EN 14399:2005; appartenenti alle classi sottoindicate:

- vite classe 10.9
- dado classe 10
- rosette C50

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4.1.4. Saldature

Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle Norme CNR 10011 e in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018).

Le giunzioni saldate sono realizzate mediante saldature di I classe, effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e soggette a controlli non distruttivi (circolare 02/02/2009 n 617 c.s.ll.pp. par c4.2.4.1.4.4, tab. C4.2.XIV e C4.2.XV).

È richiesta approvazione del progetto di saldatura da parte di ente certificato (I.I.S.)

4.2. Malte allettamento e resine**4.2.1. Installazione componenti (baggioli e piastre post installate)**

Malta cementizia premiscelata di allettamento ad alta resistenza ed espansiva classe R4

Resistenza min 1gg ≥ 35 MPa

Resistenza min 7gg ≥ 50 MPa

Resistenza min 28gg ≥ 65 MPa

Caratteristiche espansive: in fase plastica $>0.3\%$

4.2.2. Resine inghisaggi

Inghisaggi di barre d'armatura post-installate e ancoranti (barre filettate e/o tasselli) con resina epossidica avente tensione di adesione in calcestruzzo non fessurato non minore di:

- inghisaggio Tasselli della barriera di sicurezza: $\tau_{RK,ucr} = 14.0$ MPa;
- Inghisaggio armatura di rinforzo cordolo: $\tau_{RK,ucr} = 14.0$ MPa.

L'installazione dovrà avvenire con modalità operative e sistemi di controllo tali da garantire un elevato standard di installazione.

Per le barre filettate da utilizzare nelle installazioni prevedere barre filettate zincate cl. 8.8

4.3. Coefficienti di sicurezza sui Materiali

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo NTC2018, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_c=1.50$
SLE	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_m
SLU: resistenza sezioni Cl.1-2-3-4	$\gamma_{m0}=1.05$
SLU: resistenza instabilità	$\gamma_{m1}=1.05$
SLU: resistenza instabilità ponti	$\gamma_{m1}=1.10$
SLU: resistenza sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{m2}=1.25$
SLE	1.00

5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

La geotecnica di riferimento è stata dedotta dalla relazione GEOLOGICO-SISMICA e GEOTECNICA elencata nei documenti di riferimento [1]. Tale relazione riporta le indagini effettuate nel comune di Lomazzo per altre opere appartenenti alla tratta oggetto di studio.

La stratigrafia di progetto è di seguito richiamata:

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -3.1	Sabbia limosa passante a limo sabbioso con presenza di ghiaia e laterizi (terreno riportato)	<<25°	non determinabile
2	Da 3.1 a -8.2	Sabbia limosa ed argillosa con ghiaia e rari ciottoli, sono presenti strati di limo sabbioso ed argilloso con ghiaia e strati di ghiaia prevalente	25°÷35°	non determinabile
3	da - 8.2 a -9.00	Ghiaia fine e media con sabbia limosa	>28° (più densa a partire da -9 in base alla prova SPT)	non determinabile

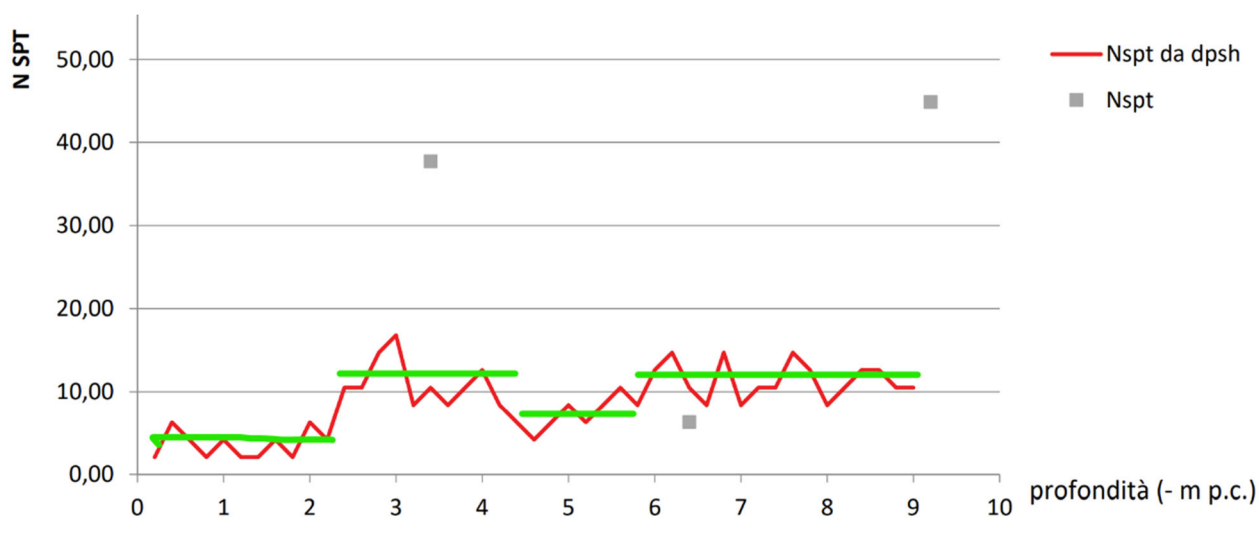


Tabella 5-1: Modello geotecnico di calcolo

In sede di progettazione esecutiva andranno approfondite le indagini geologico-geotecniche spingendosi ad una profondità superiore ai 9.00m da p.c. al fine di verificare l'estendersi delle caratteristiche meccaniche dello strato 3 oltre la profondità indagata. La necessità nasce dalla presenza di fondazioni profonde (micropali).

Come riportato nella suddetta relazione “Nel corso della perforazione non è stata rilevata presenza di falda, comunque rilevabile nel piezometro installato nel foro di sondaggio”, pertanto si assume il livello di falda > 20.00m da p.c., ovvero non interferente con le opere (livello acquifero > 70m da Geologia).

La classificazione sismica del territorio del Comune di Cadorago è di seguito riportata:

Zona sismica 4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. È la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
AgMax 0,041184	Accelerazione massima presente all'interno del territorio comunale.

Categoria di suolo sismico: **B**

Categoria topografica: **T1**

6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni, in accordo con le NTC 2018, avviene secondo il metodo semi-probabilistico degli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili alla generalità dei casi.

6.1. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLU sono le seguenti:

Nel caso di carichi statici:

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

Nel caso di carichi sismici:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso di combinazioni connesse ad azioni eccezionali di progetto si ha:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU).

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Tale tabella nel caso specifico dei ponti ferroviari è così “modificata” dalle NTC 2018:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili

γ_P coefficiente parziale delle azioni di precompressione

γ_{Ced} coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tale tabella nel caso specifico dei ponti stradali è così "modificata" dalle NTC 2018:

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Le combinazioni di carico prese in esame agli effetti delle verifiche agli SLE sono le seguenti:

a) *Comb. Rara*:
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

b) *Comb. Frequente*:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

c) *Comb. Quasi permanente*:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

6.2. Criteri di dimensionamento strutturale (STR)

La sicurezza strutturale, nell'ambito dell'applicazione del metodo semi-probabilistico degli stati limite, viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto prodotto dalle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} ed F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze ed il frattile (superiore od inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In generale i frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj}=F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e di stato tensionale e fessurativo.

6.2.1. Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nelle NTC 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti" delle NTC 2018 ed a quanto indicato nell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) al cap. 6.2, per gli elementi soggetti a carichi uniformemente distribuiti, lo sforzo di taglio di progetto non deve essere verificato ad una distanza minore di d , misurata dalla faccia dell'appoggio, quindi la verifica a taglio viene eseguita alla distanza d dal filo piedritto. Inoltre, sempre secondo quanto indicato nell'Eurocodice 2, per elementi soggetti a carichi applicati all'estradosso a distanza $0,5d \leq a_v \leq 2d$ a partire dal bordo dell'appoggio, il contributo di questo carico allo sforzo di taglio V_{Ed} può essere ridotto con il fattore $\beta = a_v / 2d$.

6.3. Criteri di dimensionamento geotecnico (GEO/GTC)

L'approccio progettuale NTC2018 prevede per le verifiche di resistenza SLU una semplice disequaglianza $E_d \leq R_d$. Utilizzando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ($A1, A2$) per i parametri geotecnici ($M1, M2$) e per le resistenze ($R1, R2$ e $R3$).

I suddetti gruppi sono poi scelti in base a due approcci progettuali:

Approccio 1:

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$

Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Approccio 2:

Combinazione 1: A1 + M1 + R3

Esiste poi una terza combinazione di azioni per le verifiche a corpo rigido (EQU) che si traduce in una verifica $E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$.

Gli approcci sopra descritti di verifica sono tutti implementati con i coefficienti per le combinazioni di azioni (A1, A2, EQU) e i coefficienti per i parametri geotecnici di seguito richiamati. I coefficienti per le resistenze (R1, R2 e R3) nonché gli approcci da seguire sono definiti in base alla tipologia d'opera oggetto di verifica.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 6-1 Estratto della tabella 6.2.I NTC 2018

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6-2 Estratto della tabella 6.2.II NTC 2018

6.3.1. Fondazioni su pali

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $Ed \leq Rd$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Le verifiche di resistenza geotecnica devono essere affrontate con l'Approccio 2 secondo la combinazione A1+M1+R3, fa eccezione la verifica di stabilità globale da affrontare con la combinazione 1 dell'Approccio 2 A2+M2+R2.

I coefficienti parziali sulle resistenti sono riportati in Tab. 6.4.II per carico verticale e tab. 6.4.VI per carico orizzontale secondo le NTC2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Il metodo di calcolo utilizzato è del tipo analitico, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito.

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

6.3.1.1. Portata assiale Micropali

Per il dimensionamento dei micropali si è utilizzato l'approccio di Bustamante e Doix (1985) che sostanzialmente affida la trasmissione del carico completamente per attrito laterale.

La portata limite del micropalo valvolato è data da:

$$Q_{lim} = Q_{Punta} + Q_{Laterale} = Q_{Punta} + \alpha \cdot s \cdot \pi \cdot L \cdot D$$

ove la portata di punta è generalmente trascurata.

Il valore della resistenza tangenziale all'interfaccia "s" da introdurre nei calcoli è ricavabile dal valore medio della resistenza a rottura determinabile a partire dagli abachi di Bustamante e Doix (figura seguente). In essi sono riportati, in base alla litologia dell'ammasso e alla tecnologia di iniezione, i valori limite di resistenza dell'interfaccia. In funzione della resistenza alla penetrazione (NSPT) o dai risultati di prove pressiometriche, è possibile ricavare il valore della resistenza laterale unitaria s.

La curva a cui fare riferimento dipende dal tipo di iniezione secondo quanto riportato nella tabella seguente dove con IRS viene ad essere indicata una tipologia di iniezione ripetuta e selettiva, mentre con IGU viene ad essere indicata una tipologia di iniezione effettuata in una unica soluzione.

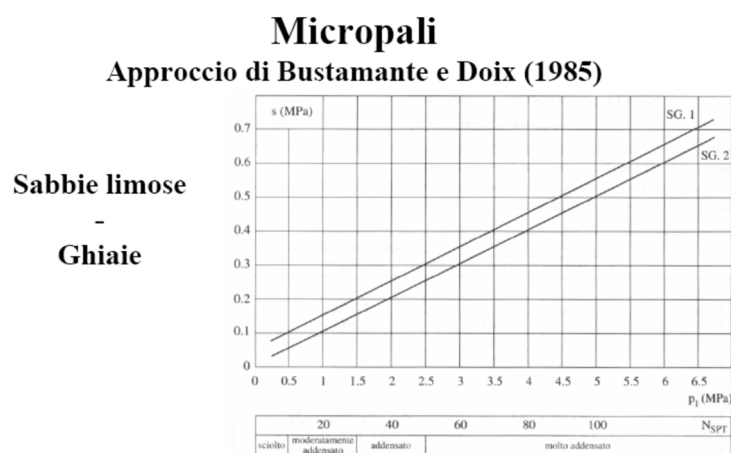


Figura 6-1 : Resistenza Laterale secondo Bustamante e Doix

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1,8	1,3-1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5-1,6	1,2-1,3	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia media	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia fine	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 Vs	1,5 Vs
Sabbia limosa	1,4-1,5	1,1-1,2	(1,5-2) Vs	1,5 Vs
Limo	1,4-1,6	1,1-1,2	2 Vs	1,5 Vs
Argilla	1,8-2,0	1,2	(2,5-3) Vs	(1,5-2) Vs
Marne	1,8	1,1-1,2	(1,5-2) Vs per strati compatti	
Calcari marnosi	1,8	1,1-1,2	(2-6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1-1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Figura 6-2 : Correlazione tra α ed il tipo di iniezione

TERRENO	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Figura 6-3 : Tipo di iniezione

Relativamente al criterio di dimensionamento sono state inoltre adottate le seguenti limitazioni:

- Iniezioni Ripetute (IRS) $\alpha \cdot \tau_{lim} = 200 \text{ kPa}$
- Iniezioni Semplici (IGU) $\alpha \cdot \tau_{lim} = 150 \text{ kPa}$
- Iniezioni a gravità $\alpha \cdot \tau_{lim} = 100 \text{ kPa}$

τ_{lim} = attrito limite

α = coefficiente di maggiorazione del diametro del bulbo

6.3.2. Pali in gruppo

L'efficienza della palificata è stata calcolata con la formula di Converse-Labarre in funzione del numero e dell'interasse dei pali secondo la relazione:

$$\eta = 1 - (\Phi/90) [(n-1) m + (m-1) n] / (m n) = 0.65$$

dove:

- η efficienza del gruppo
- n numero di pali per fila
- m numero di file
- $\Phi = \arctg (D/i)$
- D diametro del palo
- i interasse dei pali

La portanza del gruppo è data dal prodotto della somma della portanza dei singoli pali per l'efficienza del gruppo (η).

6.4. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

La modellazione strutturale e il calcolo delle sollecitazioni sono state condotte con il codice di calcolo:

- **MIDAS GEN (ver.2023 1.1)**, prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea, distribuito da Harpaceas s.r.l. di Milano, licenza U001-10498. Per i test di validazione si rimanda alla documentazione prodotta dalla software house e presente sul sito.

Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. e c.a.p. sono condotte utilizzando il codice di calcolo:

- **Vca-SLU** Programma di verifica a presso-flessione di sezioni generiche in c.a. e c.a.p. Versione 7.7 del 30.08.2011. Redazione Prof. Piero Gelfi

7. ANALISI DEI CARICHI

Si procede di seguito nella definizione dei principali carichi insistenti sull'opera

7.1. Pesi propri

I pesi propri degli elementi sono stati valutati secondo i pesi specifici dei materiali:

- Opere in c.a. p.s. 25.0 kN/mc
- Opere in acciaio p.s. 78.5 kN/mc

Il SW di calcolo implementa in automatico i pesi propri degli elementi modellati, per quelli secondari e/o non modellati è stata introdotta una condizione di carico elementare "g1k-man" nella quale sono introdotti manualmente le eventuali quote di peso/massa mancanti.

Inoltre, nel caso specifico sono state introdotte le azioni derivanti dalla passerella di scavalco come di seguito richiamato.

7.2. Sovraccarichi permanenti g2k

I sovraccarichi permanenti sono relativi al:

- | | |
|--|------------|
| - Peso soletta in lamiera grecata | 2.00 kN/mq |
| - Peso per grigliati: | 0.25 kN/mq |
| - Peso parapetti: | 0.50 kN/mq |
| - Peso rivestimento ed annessa baraccatura vano scala: | 0.20 kN/mq |
| - Peso vetrate rivestimento ascensore: | 0.40 kN/mq |

7.3. Sovraccarico variabile q_{k,folia}

Facendo riferimento al cat.C per scale q_{k,folia} 4.00 kN/mq

7.4. Vento

Zona vento = 1

Velocità base della zona, V_{b.o} = 25 m/s (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, A_o = 1000 m (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, A_s = 76 m

Velocità di riferimento, $V_b = 25.00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 25.00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: (Entroterra fino a 500 m di altitudine) tipo II

($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05 \text{ m}$; $Z_{min} = 4 \text{ m}$)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$

Altezza della struttura, $h = 12.0 \text{ m}$

Coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$: $C_e = C_e(z_{min}) = 1.80$

per $z = z_{max}$: $C_e = C_e(12\text{m}) = 2.47$

Pertanto, nel modello di calcolo si inserirà:

- per $z < z_{min}$ $C_e = 1.80$;
- per $z \geq z_{min}$ il valore medio $C_e = (1.80 + 2.47) / 2 = 2.13$.

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$

Pressione del vento, $p_k = q_b C_e C_p C_d = 0.705 \times C_p \text{ kN/mq}$

Pressione	$c_p = 0.8$	$z < z_{min}$	$p_{k,vento} = 0.56 \text{ kN/mq}$	si adotta $q_{k,vento} = 0.60 \text{ kN/mq}$
		$z \geq z_{min}$	$p_{k,vento} = 0.66 \text{ kN/mq}$	si adotta $q_{k,vento} = 0.70 \text{ kN/mq}$
Depressione	$c_p = 0.4$	$z < z_{min}$	$p_{k,vento} = 0.28 \text{ kN/mq}$	si adotta $q_{k,vento} = 0.30 \text{ kN/mq}$
		$z \geq z_{min}$	$p_{k,vento} = 0.33 \text{ kN/mq}$	si adotta $q_{k,vento} = 0.35 \text{ kN/mq}$

7.5. Azione trasmesse dalla passerella

Di seguito si riportano le azioni che la passerella trasmette alla “spalla” e che vengono applicate nei nodi appositamente implementati.

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1	qkw-VentoY	-1	-16	-27
1	qk-folla	1	0	66
1	g1k-pp	1	0	58
1	g2k-perm	0	0	11
2	qkw-VentoY	0	-20	-27
2	qk-folla	-1	0	50
2	g1k-pp	-1	0	49
2	g2k-perm	0	0	10
3	qkw-VentoY	1	-14	25
3	qk-folla	1	0	51
3	g1k-pp	1	0	49
3	g2k-perm	0	0	10
4	qkw-VentoY	0	-20	30
4	qk-folla	-1	0	65
4	g1k-pp	-1	0	58
4	g2k-perm	0	0	11

Tabella 7.1 Azioni caratteristiche trasmesse dalla passerella alla spalla

7.6. Azione d’urto

Si applicano le azioni da urto da traffico ferroviario secondo quanto previsto nelle NTC2018 cap.3.6.3.4 con particolare riferimento al caso $d < 5\text{m}$:

- per $d \leq 5\text{ m}$:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

Le azioni sono state applicate al setto in c.a. con funzione di spalla.

7.7. Azione sismica

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

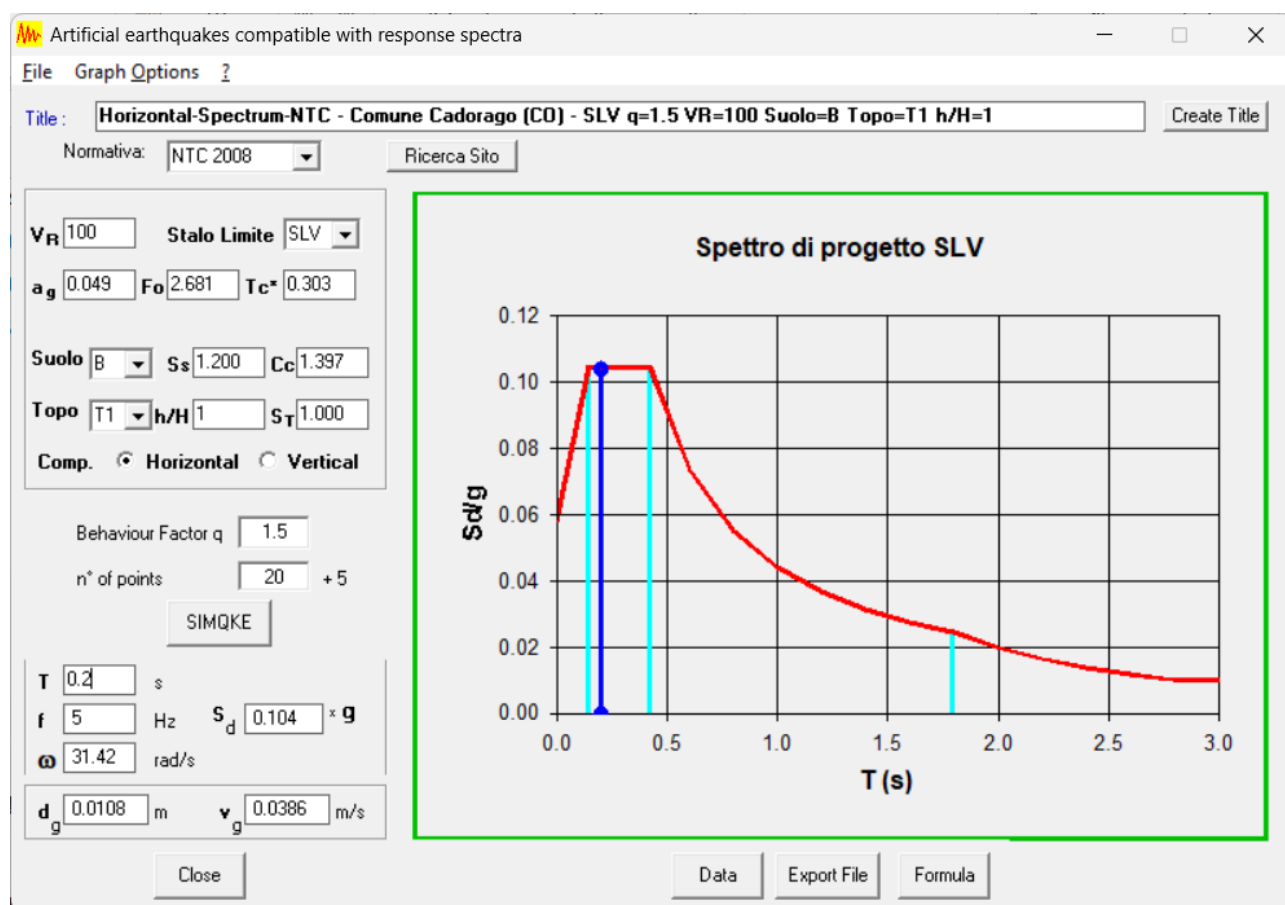
ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

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

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

Parametri					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2.0	100.0	B	T1

Di seguito lo spettro di progetto SLV associato a $q=1.5$ per le componenti orizzontali e $q=1$ per la componente verticale.



Add/Modify/Show Response Spectrum Functions

Function Name: **NTC2018 H-DESIGN**

Import File Design Spectrum

	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.0588
2	0.0250	0.0670
3	0.0500	0.0752
4	0.0750	0.0834
5	0.1000	0.0916
6	0.1250	0.0998
7	0.1411	0.1051
8	0.1500	0.1051
9	0.1750	0.1051
10	0.2000	0.1051
11	0.2250	0.1051
12	0.2500	0.1051
13	0.2750	0.1051
14	0.3000	0.1051

Spectral Data Type: ☒ Normalized Accel. ☐ Acceleration ☐ Velocity ☐ Displacement

Scaling: ☒ Scale Factor 1 ☐ Maximum Value 0 g

Gravity: 9.806 m/sec²

Damping Ratio: 0.05

Graph Options: ☐ X-axis log scale ☐ Y-axis log scale

Description: NTC2018 H-DGN: G=B,S=1.20,Tb=0.14,Tc=0.42,Td=1.80,ag=0.05g,Fo=2.7,Tc*=0.30,q=1.50

OK Cancel Apply

Artificial earthquakes compatible with response spectra

File Graph Options ?

Title: **Horizontal-Spectrum-NTC - Comune Cadorago (CO) - SLV q=1.5 VR=100 Suolo=B Topo=T1 h/H=1** Create Title

Normativa: **NTC 2008** Ricerca Sito

VR 100 Stato Limite **SLV**

ag 0.049 Fo 2.681 Tc* 0.303

Suolo **B** Ss 1.000 Cc 1.397

Topo **T1** h/H 1 ST 1.000

Comp. ☐ Horizontal ☒ Vertical

Behaviour Factor q 1

n° of points 20 + 4

SIMQKE

T 0.15 s

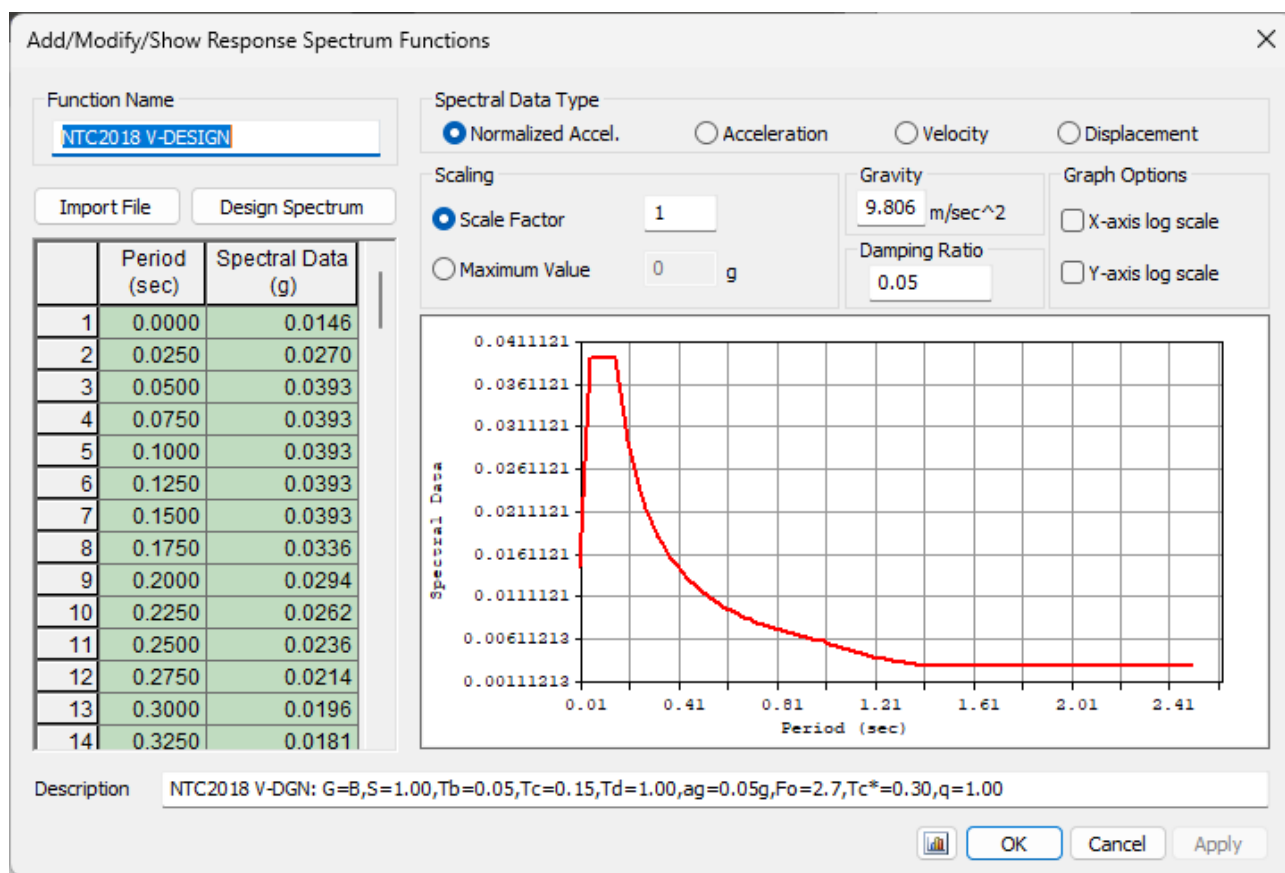
f 6.667 Hz Sd 0.039 x g

ω 41.89 rad/s

Close

Spettro di progetto SLV

Data Export File Formula



8. MODELLO DI CALCOLO

8.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo prevede l'utilizzo di elementi beam ed elementi plate con le seguenti caratteristiche:

Elementi beam:

- HEA 220 per le colonne scala
- HEA140 per i traversi di piano scala
- IPE100 per gli impalcati di piano scala
- Piatti 200x10mm per i cosciali scala
- Colonne tubolari 180x180x6.3mm
- Traversi tubolari 180x180x6.3mm

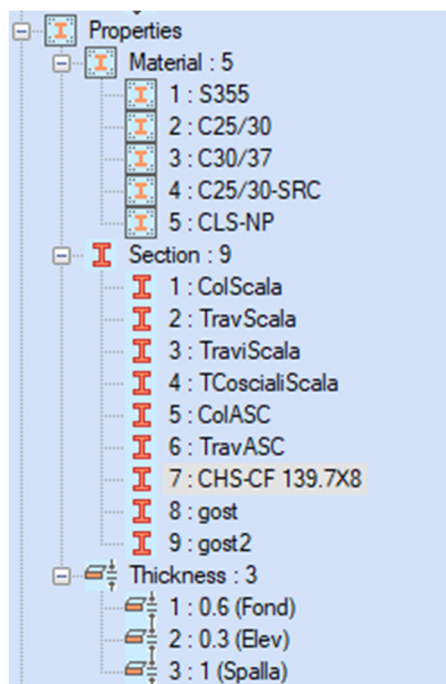
Gli elementi beam sono poi stati svincolati agli estremi con funzionamento in semplice appoggio per i principali elementi trave e traversi.

Elementi plate:

- Sp.60cm per la fondazione
- Sp.100 cm per il setto spalla
- Sp.30 cm per le elevazioni sino a q.ta+1.20 sulla quale sono innestate le colonne metalliche.

Sono poi stati implementati i tre principali materiali:

- Acciaio S355 per le parti di carpenteria metallica
- C25/30 per il calcestruzzo di fondazione
- C30/37 per il calcestruzzo di elevazione
- C25/30-SRC per implementare le sezioni miste
- CLS-NP un c.l.s. senza peso per implementare degli elementi “gost” di tipo beam funzionali solamente all’applicazione dei carichi ed aventi sezione ininfluyente ai fini della rigidezza.



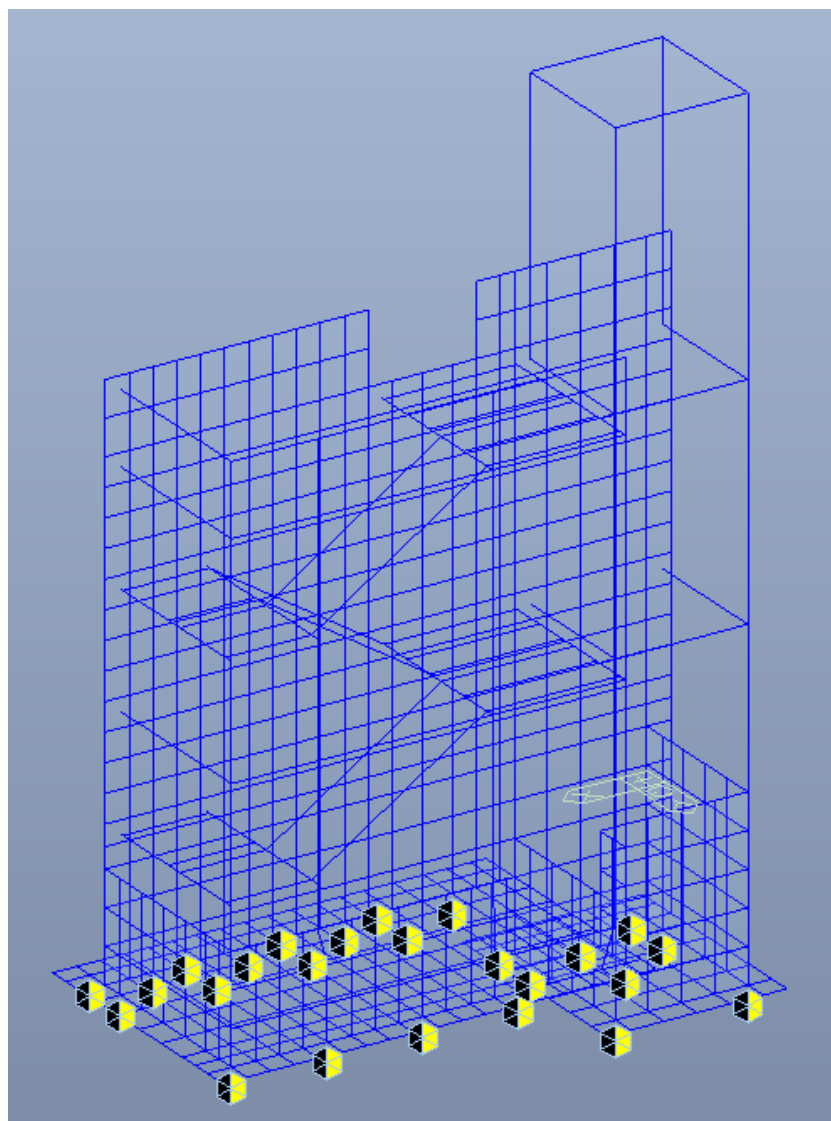


Figura 8-1 Modello di calcolo, vista 3D

Nel modello di calcolo l'asse X è preso coincidente con l'asse longitudinale della parete che funge da spalla per la passerella, mentre l'asse Y è trasversale alla scala, va da se che l'asse Z è verticale. L'origine degli assi è stata posizionata sull'asse di un micropalo d'angolo ponendo la quota 0.00 coincidente con la quota finito del piano terra in progetto.

Ai soli fini di introdurre degli elementi puntuali sui quali individuare le azioni sui pali di fondazione, sono stati introdotti elementi beam a sezione mista acciaio-clc CHS-CF 139.7x8mm pari alla sezione dei micropali tubolari.

Gli stessi sono stati vincolati a terra con molle di rigidezza elevata $k_z=10000000\text{kN/m}$ e $k_x=k_y=100000\text{kN/m}$ al fine di non smorzare la struttura sismicamente con una riduzione di rigidezza,

ma allo stesso tempo lasciare quella minima deformabilità che eviti di concentrare le azioni puntualmente in situazioni di mesh non particolarmente fitta.

Figura 8-2 Modello di calcolo, vista 3D

Node	Type	Fixed	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)	SRx (kN*m/[rad])	SRy (kN*m/[rad])	SRz (kN*m/[rad])
1001	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1002	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1003	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1004	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1005	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1006	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1007	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1008	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1009	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1010	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1011	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1012	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1013	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1014	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1015	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1016	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1017	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1018	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1019	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1020	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1021	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1022	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1023	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00
1024	Linear	000000	1000000.00	100000.000	100000.000	0.00	0.00	0.00

Tabella 8.1 Caratteristiche vincoli a terra appoggi con rigidezza costante

8.2. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento alle NTC 2018, con riferimento alle ipotesi semplificative effettuate ai punti precedenti, a seconda dell'elemento studiato si alterneranno come dominanti (se presenti) le seguenti azioni variabili:

- carico folla $Q_{k,folia}$
- azione del vento $F_{k,vento}$

I parametri di scelta delle NTC2018 sono i seguenti:

γ_{G1} 1.00 - 1.35 coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio

γ_{G2} 0 - 1.35 coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente

γ_{Qk} 0 - 1.35 coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico/folla

γ_{Qk} 0 - 1.5 coefficiente moltiplicativo per i carichi da folla cat.C

$\gamma_{Fk,vento}$ 0 - 1.50 coefficiente moltiplicativo per i carichi vento

Condizione di carico	Ψ_0 (SLU, SLE,rara)	Ψ_1 (SLE,freq)	Ψ_2 (SLE,q.perm)
Folla (da cap.4 ponti)	-	0.75	-
Folla cat.C (da cap.3 Carichi)	0.7	0.70	0.6
Vento	0.6	0.2	-

Relativamente alla folla, intesa come sovraccarico sulla passerella (riferimento cap.4 ponti) e poi sulle scale (rif. Cap.3 carichi), è stata utilizzata la condizione più sfavorevole sia per i coeff. amplificativi sia per i coeff. di combinazione.

Le combinazioni di carico implementate nel modello FEM risultano pertanto:

dominante	combinazione	g1k-SW+man (scala+ponte)	g1k-SW+man (scala+ponte)	q5k-folla (scala+ponte)			qvk-vento(X-)			qvk-vento(Y-)			Urto(X-) Urto(Y+)		Sisma		
		γ_i	γ_i	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	Ψ_i	$\gamma_i\Psi_i$	γ_i	γ_i	SIS X	SIS Y	SIS Z
	SLE, q.perm-0	1	1	0		0.00	0		0.00	0		0.00					
folla	SLE,freq.-1	1	1	1	0.75	0.75	1	0	0.00	1	0	0.00					
vento X	SLE,freq.-2	1	1	1	0.6	0.60	1	0.2	0.20	0.3	0.2	0.06					
vento Y	SLE,freq.-3	1	1	1	0.6	0.60	0.3	0.2	0.06	1	0.2	0.20					
folla	SLE,rara-1	1	1	1	1	1.00	0.3	0.6	0.18	1	0.6	0.60					
vento X	SLE,rara-2	1	1	1	0.7	0.70	1	1	1.00	0.3	1	0.30					
vento Y	SLE,rara-3	1	1	1	0.7	0.70	0.3	1	0.30	1	1	1.00					
folla	SLU-1	1.35	1.35	1.5	1	1.50	1.5	0.6	0.90	0.45	0.6	0.27					
vento X	SLU-2	1.35	1.35	1.5	0.7	1.05	1.5	1	1.50	1.5	0.3	0.45					
vento Y	SLU-3	1.35	1.35	1.5	0.7	1.05	1.5	0.3	0.45	1.5	1	1.50					
sis X	SLV -1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	0	0	1	0.3	0.3
sis Y	SLV -2	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	0	0	0.3	1	0.3
sis Z	SLV -3	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	0	0	0.3	0.3	1
Urto X-	ECC-1	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0			
Urto Y+	ECC-2	1	1	1	0	0.00	1	0	0.00	1	0	0.00	0	1			

Tabella 8.2 combinazione dei carichi implementate nel modello di calcolo

8.3. Modi di vibrare

Di seguito si riportano i principali modi di vibrare della spalla:

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	15.7407	2.5052	0.3992		3.0267e-27							
	2	16.3959	2.6095	0.3832		3.0267e-27							
	3	28.1570	4.4813	0.2231		3.0267e-27							
	4	50.8706	8.0963	0.1235		3.0267e-27							
	5	82.8420	13.1847	0.0758		3.0267e-27							
	6	133.7753	21.2910	0.0470		3.0267e-27							
	7	144.8519	23.0539	0.0434		3.0267e-27							
	8	174.4004	27.7567	0.0360		3.0267e-27							
	9	188.1418	29.9437	0.0334		3.0267e-27							
	10	219.0521	34.8632	0.0287		3.0267e-27							
	11	227.7936	36.2545	0.0276		3.0267e-27							
	12	232.8192	37.0543	0.0270		3.0267e-27							
	13	247.9223	39.4581	0.0253		3.0267e-27							
	14	261.9557	41.6915	0.0240		2.3382e-24							
	15	277.9281	44.2336	0.0226		1.3996e-17							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	9.5449	9.5449	0.0532	0.0532	0.0001	0.0001	0.2003	0.2003	28.2293	28.2293	0.7452	0.7452
	2	0.0500	9.5949	12.3211	12.3743	0.0017	0.0018	42.2336	42.4339	0.1228	28.3521	12.2831	13.0284
	3	0.0352	9.6302	0.0051	12.3795	0.0000	0.0018	0.0143	42.4482	0.2467	28.5987	2.9071	15.9355
	4	0.0142	9.6444	83.1608	95.5402	0.3870	0.3888	1.2014	43.6497	0.0002	28.5989	0.6240	16.5595
	5	32.1066	41.7510	0.0329	95.5732	0.0581	0.4469	0.0035	43.6531	0.0914	28.6903	7.4136	23.9731
	6	52.2767	94.0276	0.0000	95.5732	0.5023	0.9492	0.0104	43.6636	6.3378	35.0281	5.1497	29.1228
	7	0.0289	94.0565	0.0000	95.5732	0.0006	0.9498	0.0000	43.6636	0.0184	35.0465	0.0155	29.1382
	8	0.0378	94.0943	0.0646	95.6378	0.0000	0.9498	0.6577	44.3212	0.2920	35.3385	1.5724	30.7107
	9	0.9446	95.0389	0.0017	95.6395	0.0012	0.9510	0.0001	44.3213	19.8976	55.2361	3.2579	33.9686
	10	0.0000	95.0389	0.2154	95.8549	0.0138	0.9648	1.4510	45.7723	0.8539	56.0900	27.2293	61.1979
	11	0.3086	95.3475	0.0541	95.9090	4.6911	5.6560	0.8442	46.6166	2.0975	58.1875	0.2995	61.4974
	12	0.0005	95.3480	0.0648	95.9738	1.7811	7.4370	0.6586	47.2751	0.0017	58.1892	2.3906	63.8880
	13	0.0409	95.3888	0.0060	95.9798	0.3108	7.7478	0.0030	47.2782	0.1794	58.3686	10.0198	73.9078
	14	0.0161	95.4049	0.0022	95.9820	0.3007	8.0485	0.3434	47.6216	0.4551	58.8237	13.5879	87.4958
	15	0.0060	95.4109	0.0031	95.9851	0.2032	8.2517	0.0282	47.6497	0.0243	58.8480	0.7042	88.2000

Tabella 8.3 Modi di vibrare modello di calcolo

Si evince che i primi tre modi di vibrare sono associati al torrino dell'ascensore che rappresenta la parte più in quota e maggiormente flessibile.

Il quarto modo comincia ad impegnare il setto scala nella direzione di minor inerzia (asse Y) con la relativa massa partecipante.

Il quinto modo interessa principalmente la carpenteria delle scale nella direzione asse X con la relativa ma modesta massa.

Il sesto modo comincia a divenire un moto a corpo rigido del vano scala, legato alla deformabilità dei pali nel modello di calcolo; infatti, comincia ad impegnare l'intero setto spalla in direzione di massima rigidità (asse X).

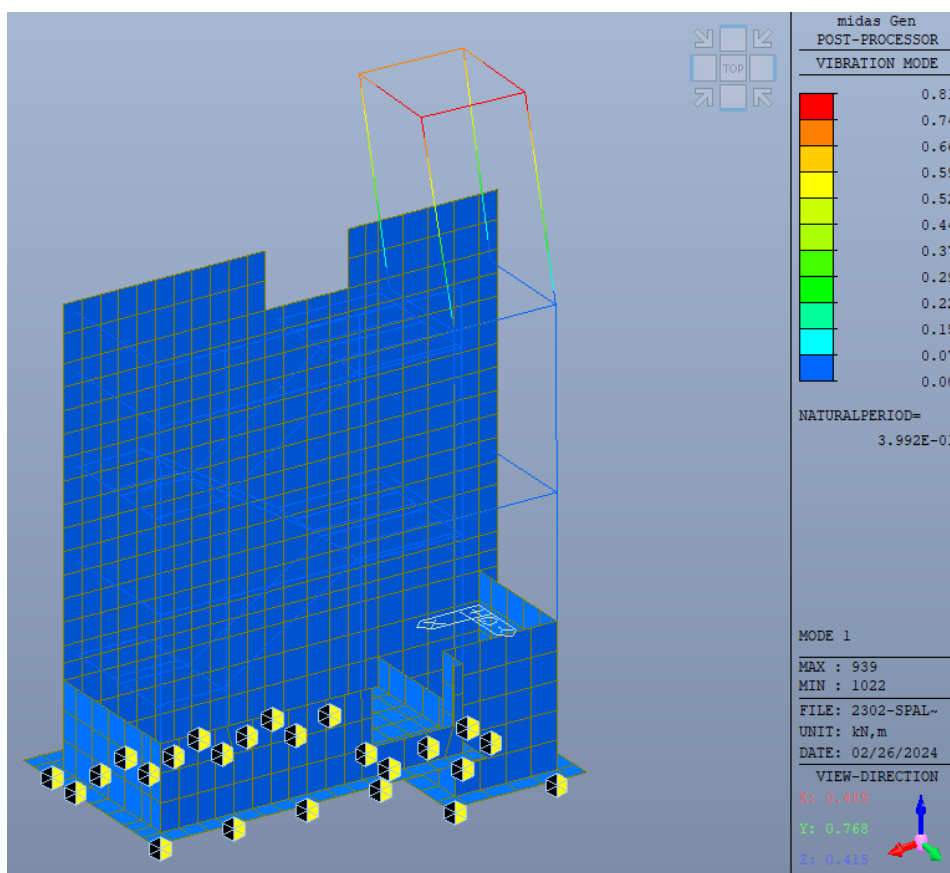


Figura 8-3 Modo di vibrare n.1

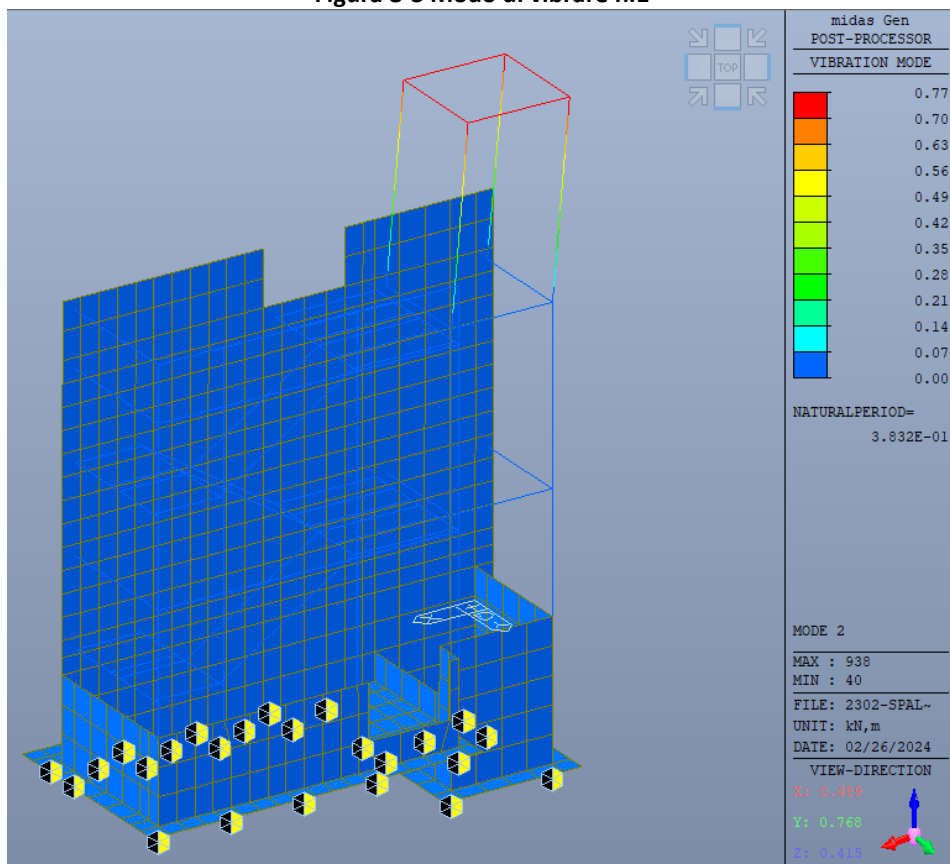


Figura 8-4 Modo di vibrare n.2

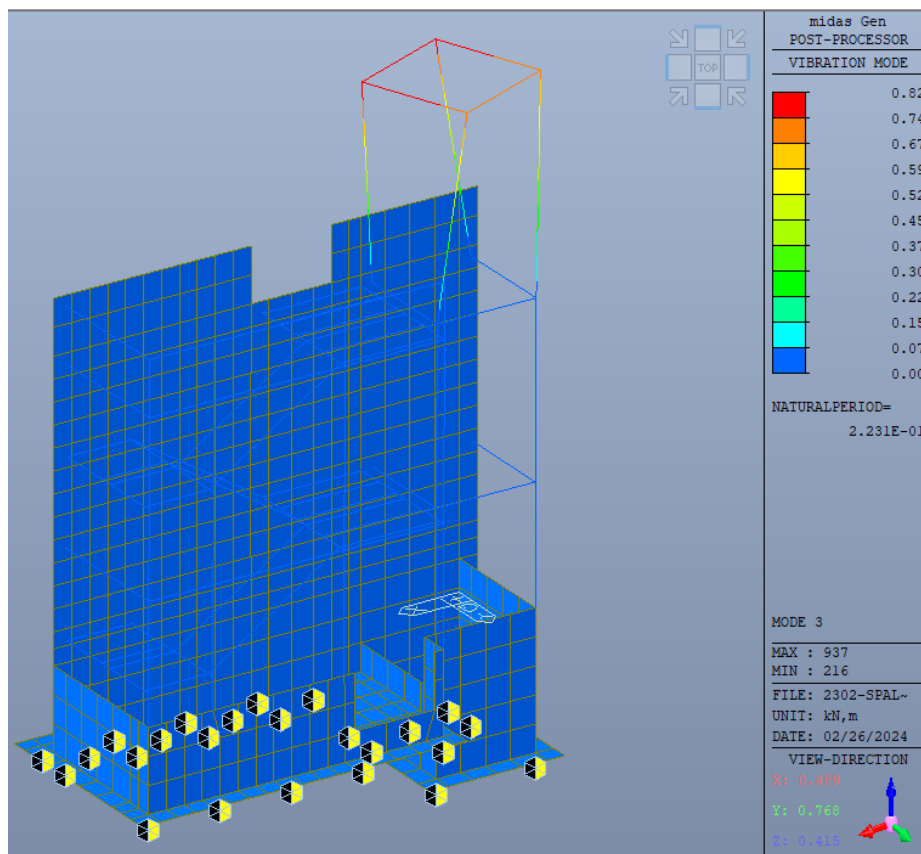


Figura 8-5 Modo di vibrare n.3

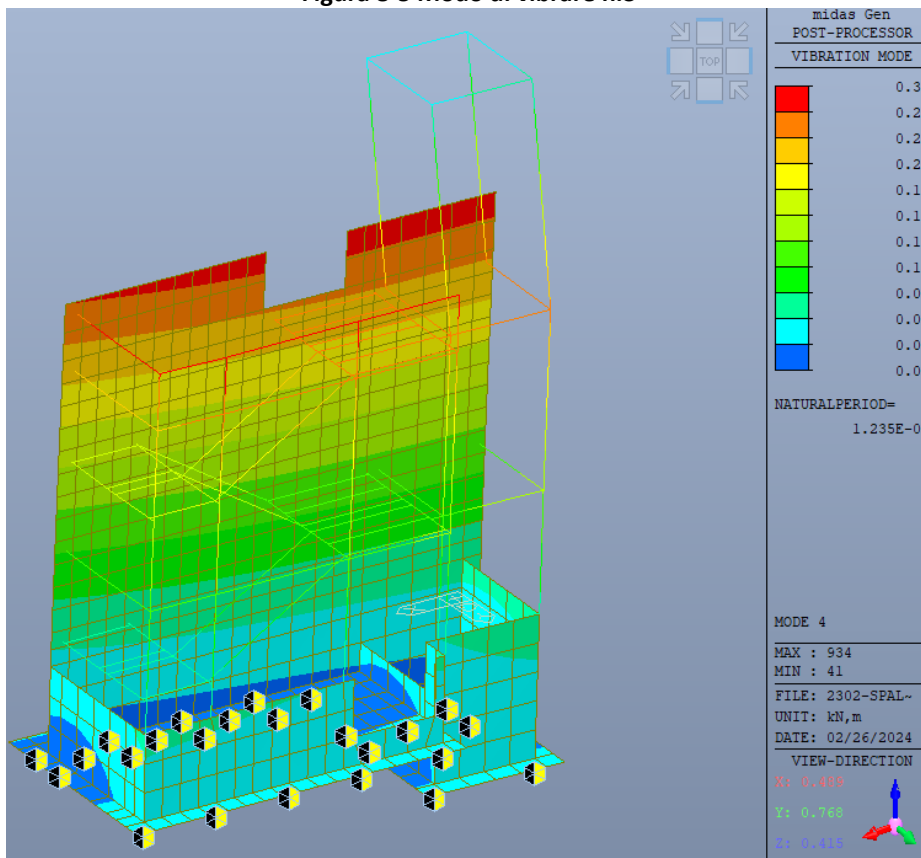


Figura 8-6 Modo di vibrare n.4

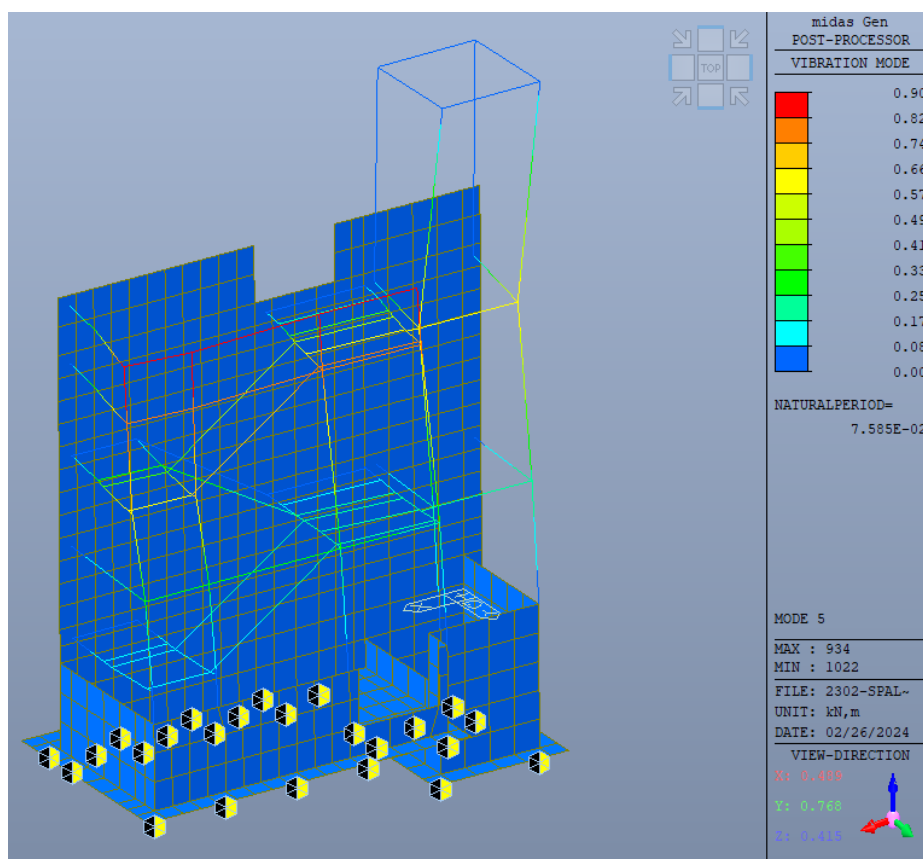


Figura 8-7 Modo di vibrare n.5

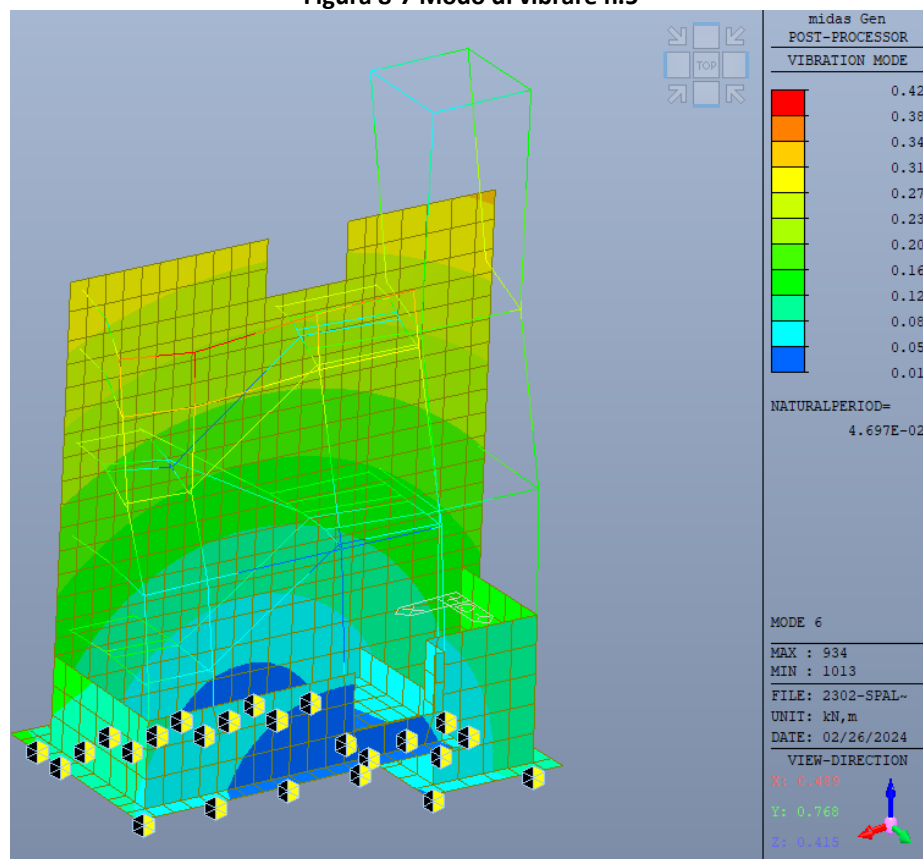


Figura 8-8 Modo di vibrare n.6

9. RISULTATI E VERIFICHE

9.1. Principali risultati di calcolo

Si riportano di seguito i diagrammi di sollecitazione massima per le combinazioni SLU e SLE rara per gli elementi beam che costituiscono in corpo scala ed ascensore metallico.

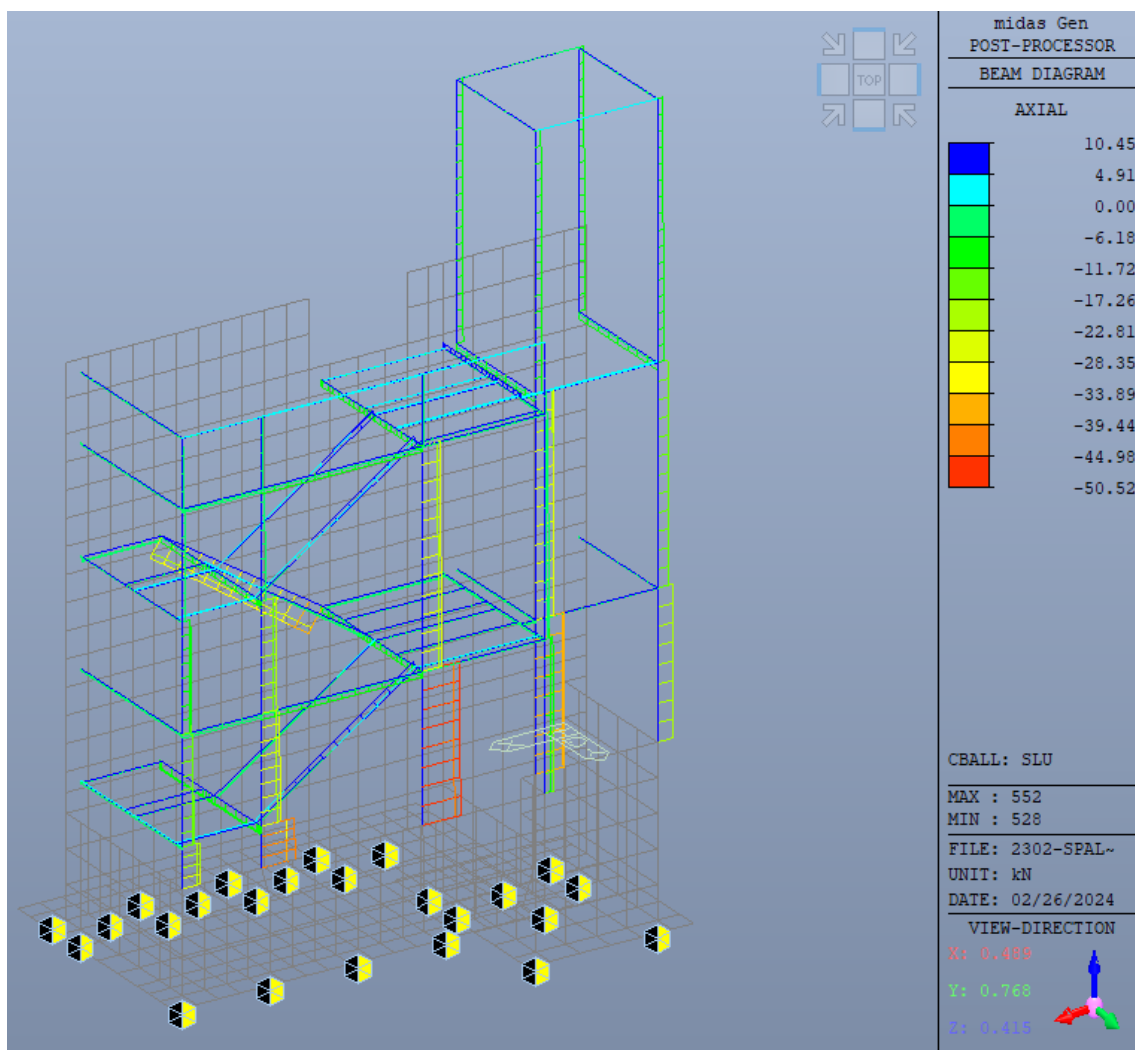


Figura 9-1 massima sollecitazione assiale Fx SLU

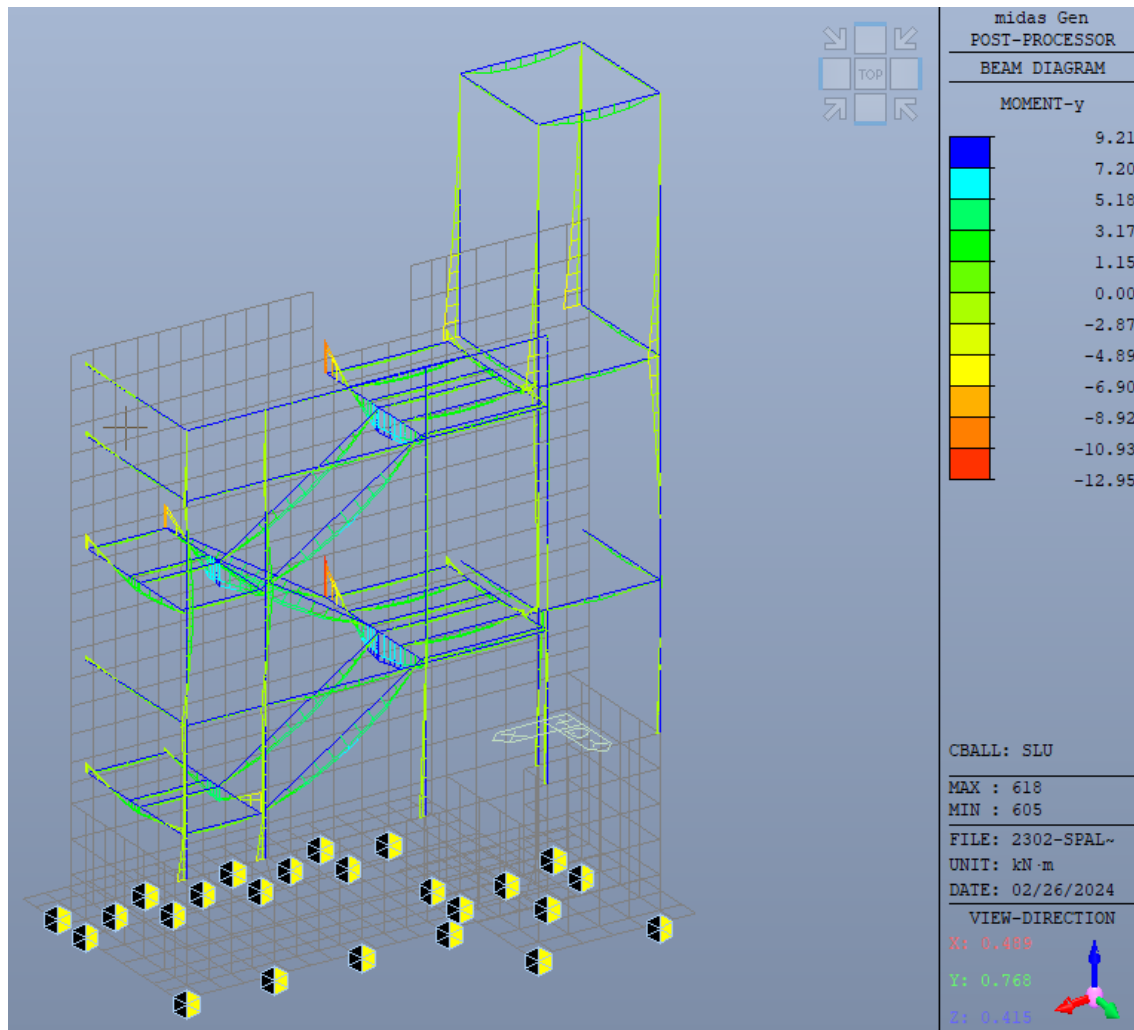


Figura 9-2 massima sollecitazione flettente My SLU

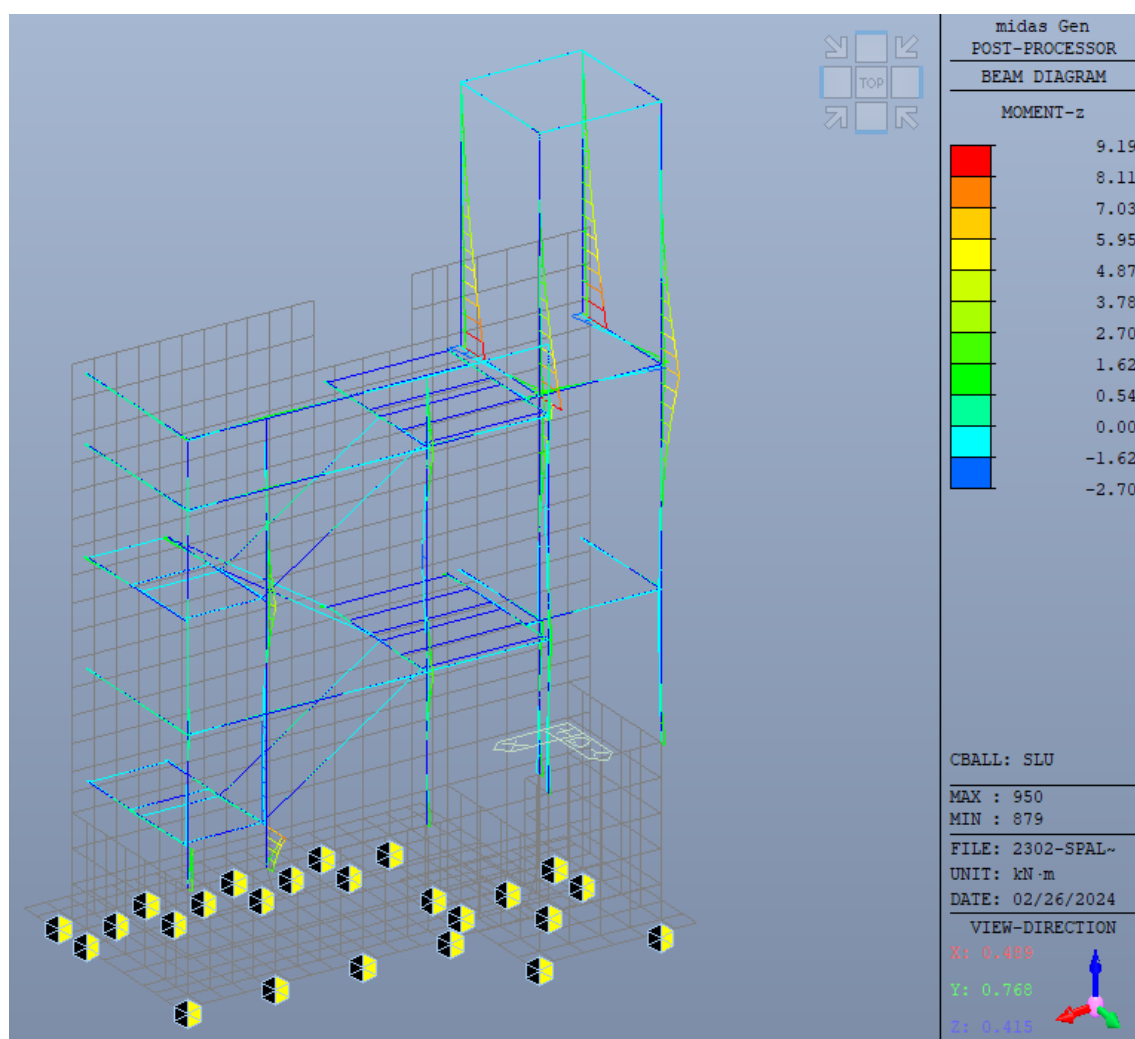


Figura 9-3 massima sollecitazione flettente Mz SLU

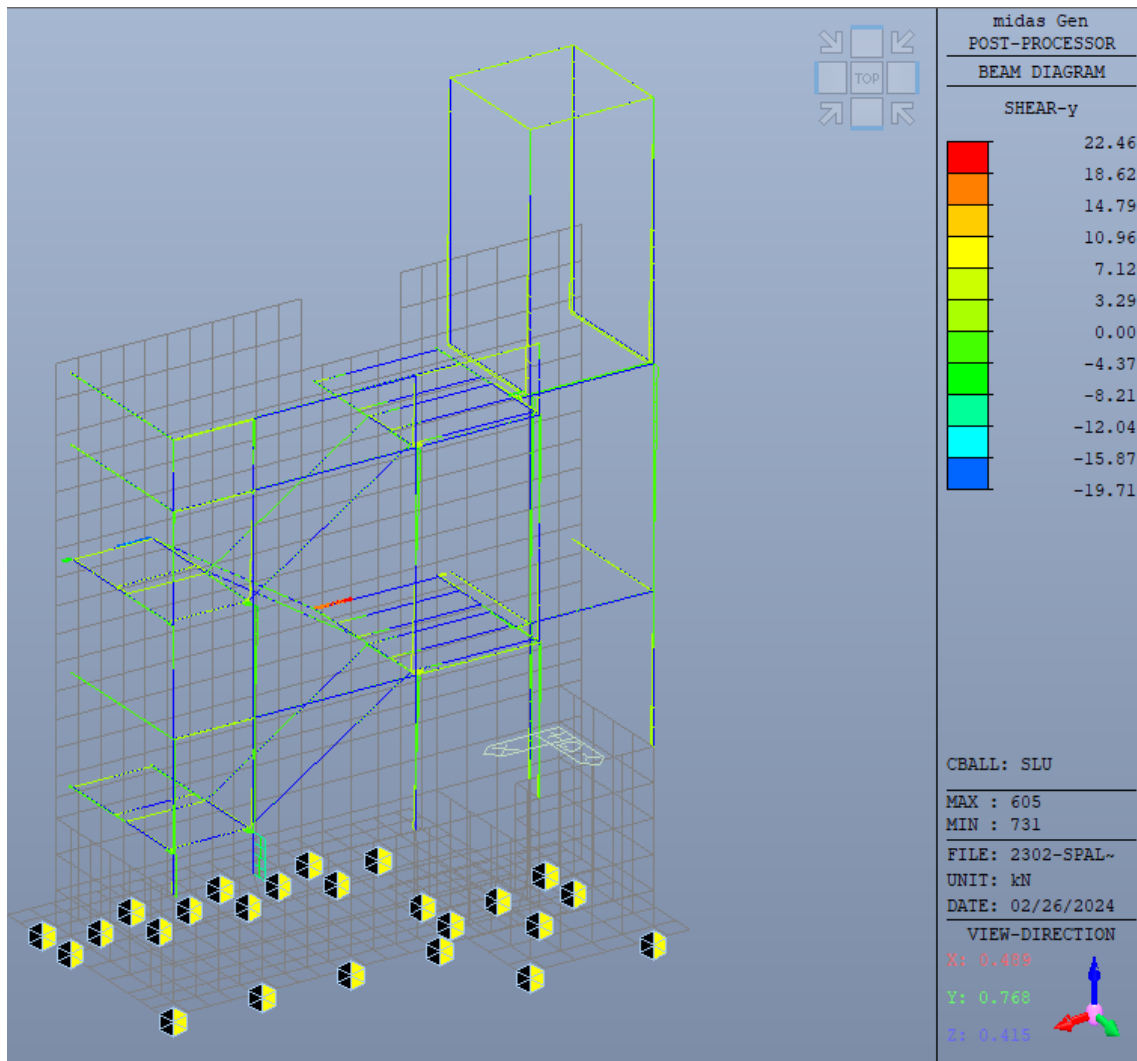


Figura 9-4 massima sollecitazione tagliante Fy SLU

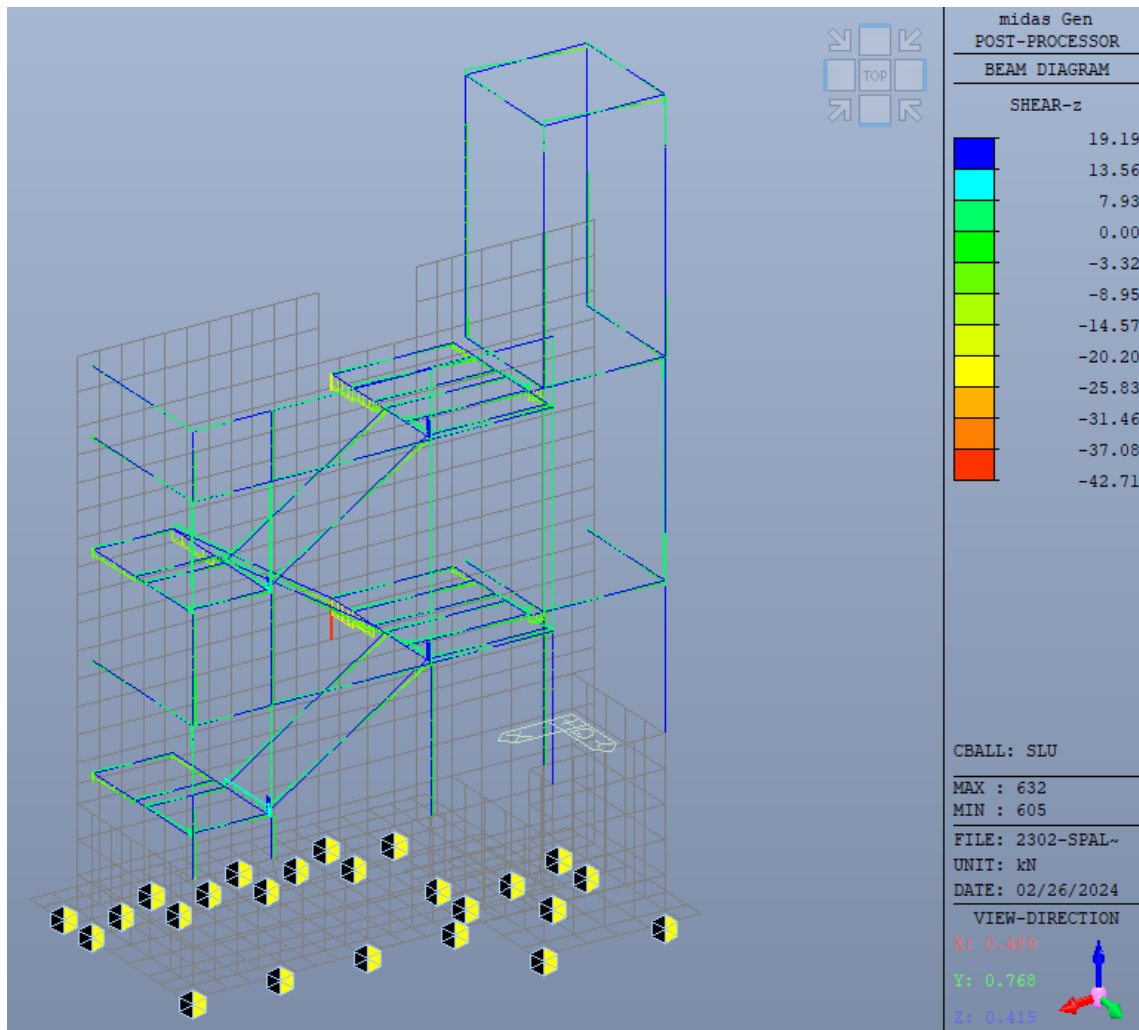


Figura 9-5 massima sollecitazione tagliante Fz SLU

Si riportano anche le deformate sotto l'azione del vento in direzione X e Y:

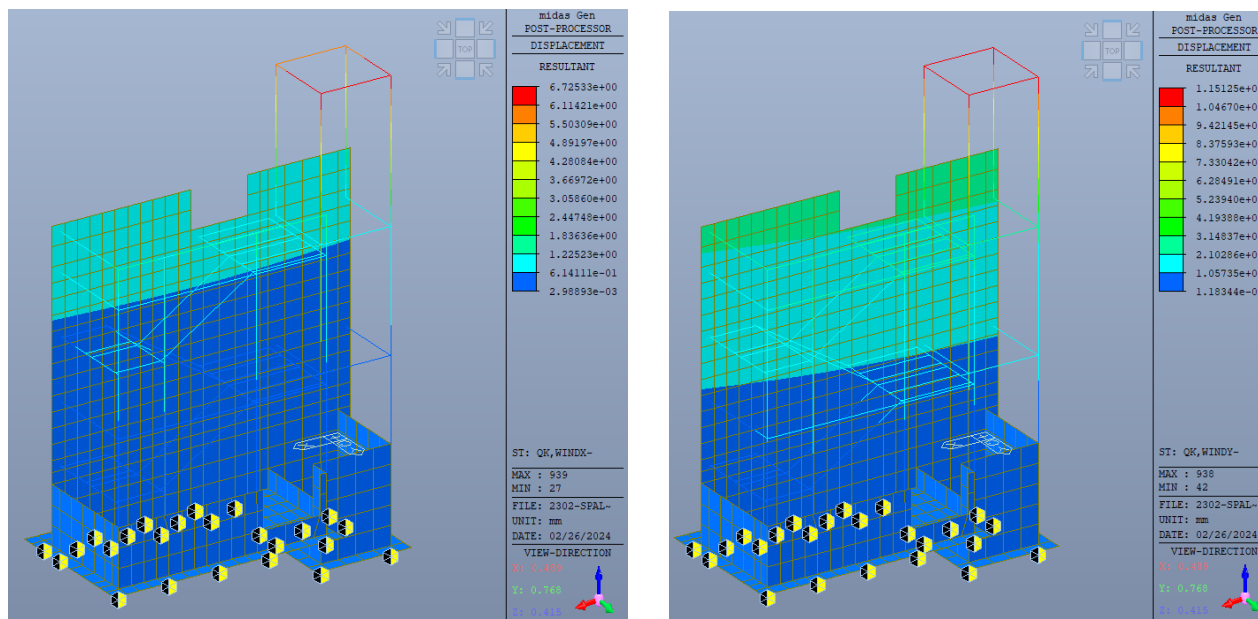


Figura 9-6 deformata per c.c. Vento X- e Vento Y

9.2. Verifiche carpenteria metallica

Relativamente alla verifica delle sezioni principali delle travi, traversi e colonne della scala ed ascensore si riporta il report delle verifiche di resistenza a flessione e taglio eseguite dal SW in automatico:

Code : EC3:05				Unit : kN , m		Primary Sorting Option																
Sorted by				<input type="radio"/> Member <input checked="" type="radio"/> Property		Change...		Update...		<input type="radio"/> SECT <input checked="" type="radio"/> MEMB												
CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Class Req.	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa			
				Material	Fy																	
OK	485	1	<input type="checkbox"/>	ColScala, HEA220		8	Class2	0.70000	0.70000	1.000	0.850	-43.882	-	-1.1429	7.36324	11.3882	2.99998	-	0.00077			
	0.107	0.011		S355	355000		-	0.70000	0.70000	1.000	0.850	2173.95	-	192.038	90.7796	998.250	402.696	-	0.00400			
OK	605	2	<input type="checkbox"/>	TravScala, HEA140		8	Class1	0.06700	0.06700	1.000	1.000	-1.8142	-	-12.947	1.46637	22.4565	42.7104	-	-0.0003			
	0.274	0.216		S355	355000		-	0.06700	0.06700	1.000	1.000	1061.62	-	58.6257	28.4599	488.389	197.298	-	0.00480			
OK	623	3	<input type="checkbox"/>	TravScala, IPE100		8	Class1	2.22000	2.22000	1.000	1.000	-1.1202	2.18669	2.18669	0.00000	0.00000	3.93999	-	-0.0024			
	0.343	0.040		S355	355000		-	2.22000	2.22000	1.000	1.000	348.238	6.47561	13.3210	3.04069	130.147	98.8041	-	0.00888			
OK	950	5	<input type="checkbox"/>	ColASC, RHS-CF 180X180		10	Class1	4.45000	4.45000	1.000	0.850	-8.6804	-	-1.5406	9.18814	3.31631	2.45363	0.21576	0.01003			
	0.117	0.008		S355	355000		-	4.45000	4.45000	1.000	0.850	1433.86	-	96.4408	96.4408	413.379	412.625	68.9630	0.01483			
OK	891	6	<input type="checkbox"/>	TravASC, RHS-CF 180X18		10	Class1	0.26000	0.26000	1.000	1.000	2.36876	-	-2.3688	-0.2222	6.58195	9.20110	3.24151	-0.0003			
	0.029	0.047		S355	355000		-	0.26000	0.26000	1.000	1.000	1433.86	-	96.4408	96.4408	413.091	409.932	68.9630	0.00885			

Tabella 9.1 Travi principali: sollecitazioni e resistenze per sezioni maggiormente sfruttate

Di seguito si riporta la verifica mediante SW Midas Gen.

midas Gen

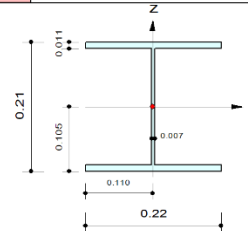
Steel Checking Result



Company		Project Title	
Author	GM	File Name	2302-Spala-01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 485
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name ColScala (No:1)
(Rolled : HEA220).
Member Length : 0.70000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -43.882$ (LCB: 8, POS:J)
Bending Moments $M_y = -1.1429$, $M_z = 7.36324$
End Moments $M_{yi} = -2.0643$, $M_{yj} = -1.1429$ (for Lb)
 $M_{zi} = -2.0643$, $M_{zj} = -1.1429$ (for Ly)
 $M_{zi} = -0.5175$, $M_{zj} = 7.36324$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 11.3882$ (LCB: 8, POS:J)
 $F_{zz} = 2.99998$ (LCB: 8, POS:I)

Depth	0.21000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00643	Asz	0.00147
Qyb	0.03882	Qzb	0.00605
Iyy	0.00005	Izz	0.00002
Ybar	0.11000	Zbar	0.10500
Wely	0.00052	Welz	0.00018
ry	0.09170	rz	0.05510

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 0.70000$, $L_z = 0.70000$, $L_b = 0.70000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 69.0 < 200.0$ (Memb:747, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 43.88/2173.95 = 0.020 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.143/192.038 = 0.006 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 7.3632/90.7796 = 0.081 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.107 < 1.000$.. O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.011 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.007 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0040 > 0.0008$ (Memb:921, LCB: 7, Dir-Y)..... O.K

Modelling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2024

Print Date/Time : 02/26/2024 15:51

midas Gen

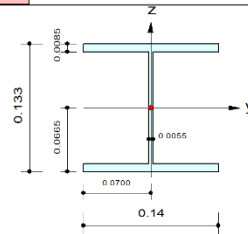
Steel Checking Result



Company		Project Title	
Author	GM	File Name	2302-Spala-01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 605
Material S355 (No:1)
(Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name TravScala (No:2)
(Rolled : HEA140).
Member Length : 0.06700



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -1.8142 (LCB: 8, POS:I)
Bending Moments My = -12.947, Mz = 1.46637
End Moments Myi = -12.947, Myj = -10.086 (for Lb)
Myi = -12.947, Myj = -10.086 (for Ly)
Mzi = 1.46637, Mzj = -0.0382 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 22.4565 (LCB: 8, POS:I)
Fzz = 42.7104 (LCB: 8, POS:I)

Depth	0.13300	Web Thick	0.00550
Top F Width	0.14000	Top F Thick	0.00850
Bot.F Width	0.14000	Bot.F Thick	0.00850
Area	0.00314	Asz	0.00073
Qyb	0.01515	Qzb	0.00245
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.07000	Zbar	0.06650
Wely	0.00016	Welz	0.00006
ry	0.05730	rz	0.03520

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.06700, Lz = 0.06700, Lb = 0.06700
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 83.2 < 200.0$ (Memb:635, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 1.81/1061.62 = 0.002 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 12.9470/58.6257 = 0.221 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1.4664/28.4599 = 0.052 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.274 < 1.000$.. O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.046 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.216 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0048 > 0.0003$ (Memb:740, LCB: 5, POS: 0.5m, Dir-Z)..... O.K

midas Gen

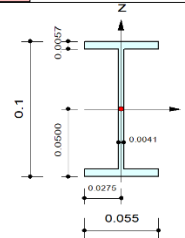
Steel Checking Result



Company		Project Title	
Author	GM	File Name	2302-Spala-01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 623
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name TraviScala (No:3)
(Rolled : IPE100).
Member Length : 2.22000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -1.1202$ (LCB: 8, POS:1/2)
Bending Moments $M_y = 2.18669$, $M_z = 0.00000$
End Moments $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb)
 $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly)
 $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces $F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 8, POS:I)
 $F_{zz} = 3.93999$ (LCB: 8, POS:I)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00410
Top F Width	0.05500	Top F Thick	0.00570
Bot.F Width	0.05500	Bot.F Thick	0.00570
Area	0.00103	Asz	0.00041
Qyb	0.00459	Qzb	0.00038
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02750	Zbar	0.05000
Wely	0.00003	Welz	0.00001
ry	0.04061	rz	0.01265

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 2.22000$, $L_z = 2.22000$, $L_b = 2.22000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 175.4 < 200.0$ (Memb:623, LCB: 8)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c_Rd}, N_{b_Rd}] = 1.120/348.238 = 0.003 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.18669/6.47561 = 0.338 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/3.04069 = 0.000 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$
 $R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.343 < 1.000$.. O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.040 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0089 > 0.0024$ (Memb:623, LCB: 5, POS: 1.1m, Dir-Z)..... O.K

midas Gen

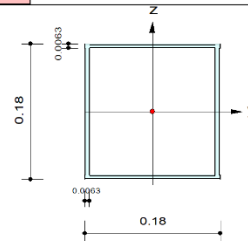
Steel Checking Result



Company		Project Title	
Author	GM	File Name	2302-Spala-01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 950
Material S355 (No:1)
($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name ColASC (No:5)
(Rolled : RHS-CF 180X180X6.3 UNI78).
Member Length : 4.45000



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = -8.6804$ (LCB: 10, POS:I)
Bending Moments $M_y = -1.5406$, $M_z = 9.18814$
End Moments $M_{yi} = -1.5406$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_b)
 $M_{zi} = -1.5406$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_y)
 $M_{zi} = 9.18814$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces $F_{yy} = 3.31631$ (LCB: 10, POS:I)
 $F_{zz} = 2.45363$ (LCB: 10, POS:I)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00630
Flg Width	0.18000	Top F Thick	0.00630
Web Center	0.17370	Bot.F Thick	0.00630
Area	0.00424	Asz	0.00227
Qyb	0.01132	Qzb	0.01132
Iyy	0.00002	Izz	0.00002
Ybar	0.09000	Zbar	0.09000
Wely	0.00023	Welz	0.00023
ry	0.07030	rz	0.07030

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 4.45000$, $L_z = 4.45000$, $L_b = 4.45000$
Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 63.3 < 200.0$ (Memb:950, LCB: 10)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 8.68/1433.86 = 0.006 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1.5406/96.4408 = 0.016 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 9.1881/96.4408 = 0.095 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y/\gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c.LT1} = N_{Ed}/(\chi_y \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$
 $R_{b.LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$
 $R_{c.LT2} = N_{Ed}/(\chi_z \cdot A \cdot f_y/\gamma_{M1})$
 $R_{b.LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy})/(\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y/\gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz})/(W_{plz} \cdot f_y/\gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{c.LT1} + R_{b.LT1}, R_{c.LT2} + R_{b.LT2})] = 0.117 < 1.000$.. O.K
Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 0.2158/68.9630 = 0.003 < 1.000$ O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.008 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/300.0 = 0.0148 > 0.0100$ (Memb:950, LCB: 7, Dir-Y)..... O.K

midas Gen

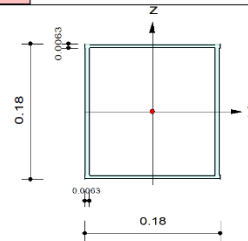
Steel Checking Result



Company		Project Title	
Author	GM	File Name	2302-Spala-01.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 891
 Material S355 (No:1)
 (Fy = 355000, Es = 210000000)
 Section Name TravASC (No:6)
 (Rolled : RHS-CF 180X180X6.3 UNI78).
 Member Length : 0.26000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 2.36876 (LCB: 9, POS:I)
 Bending Moments My = -2.3888, Mz = -0.2222
 End Moments Myi = -2.3888, Myj = -0.0016 (for Lb)
 Myi = -2.3888, Myj = -0.0016 (for Ly)
 Mzi = -0.2222, Mzj = 1.48912 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 6.58195 (LCB: 9, POS:I)
 Fzz = 9.20110 (LCB: 9, POS:I)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00630
Flg Width	0.18000	Top F Thick	0.00630
Web Center	0.17370	Bot.F Thick	0.00630
Area	0.00424	Asz	0.00227
Qyb	0.01132	Qzb	0.01132
Iyy	0.00002	Izz	0.00002
Ybar	0.09000	Zbar	0.09000
Wely	0.00023	Welz	0.00023
ry	0.07030	rz	0.07030

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.26000, Lz = 0.26000, Lb = 0.26000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio
 $KL/r = 32.1 < 200.0$ (Memb:614, LCB: 8)..... O.K
 Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 2.37/1433.86 = 0.002 < 1.000$ O.K
 Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 2.3888/96.4408 = 0.025 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2222/96.4408 = 0.002 < 1.000$ O.K
 Combined Resistance
 $R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^\alpha + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^\beta$
 $R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \max[R_{MNRd}, R_{BiM}, (R_{byN} + R_{byM})] = 0.029 < 1.000$ O.K
 Torsion Strength
 $T_{Ed}/T_{Rd} = 3.2415/68.9630 = 0.047 < 1.000$ O.K
 Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.016 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.022 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0089 > 0.0003$ (Memb:957, LCB: 5, POS: 1.1m, Dir-Z)..... O.K

9.3. Verifica fondazione

Si riportano per la fondazione i valori massimi di flessione e taglio in termini di involucro per le combinazioni SLU, SLV ed ECC.

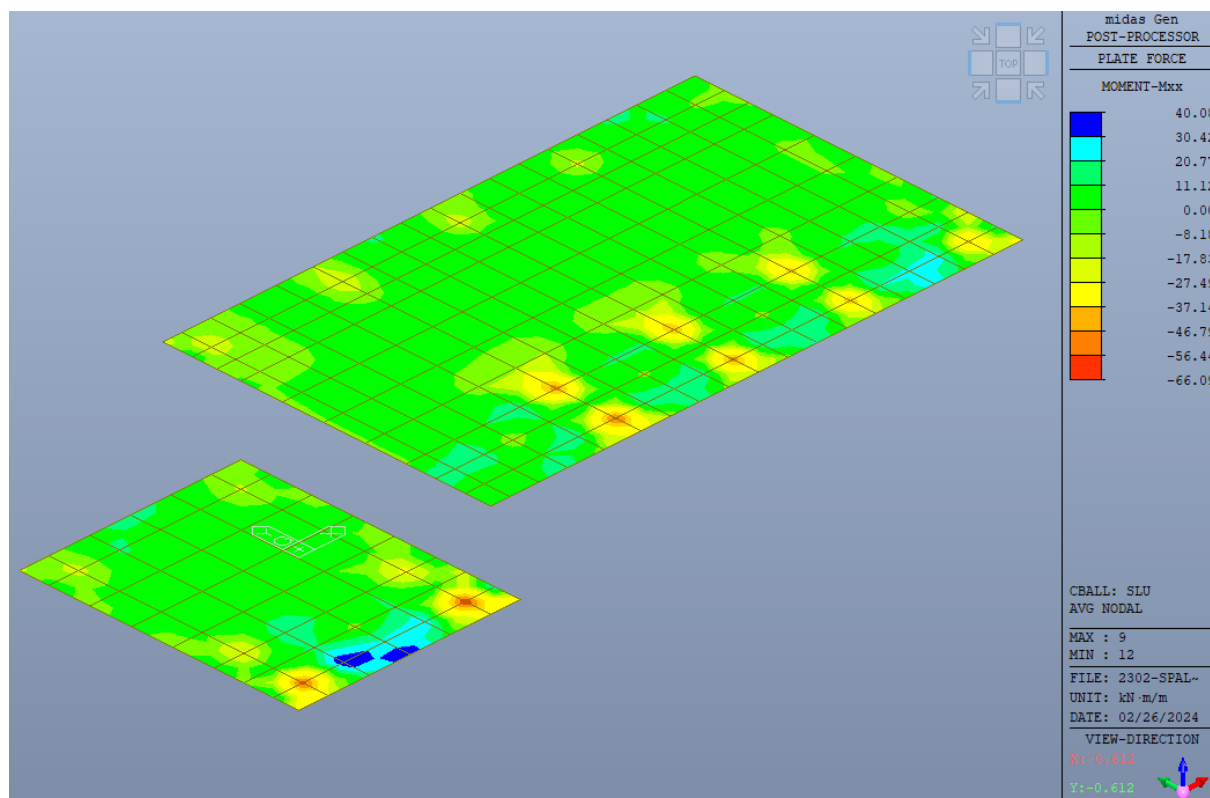


Figura 9-7 Azione flettente Mxx (armatura longitudinale) involucro SLU

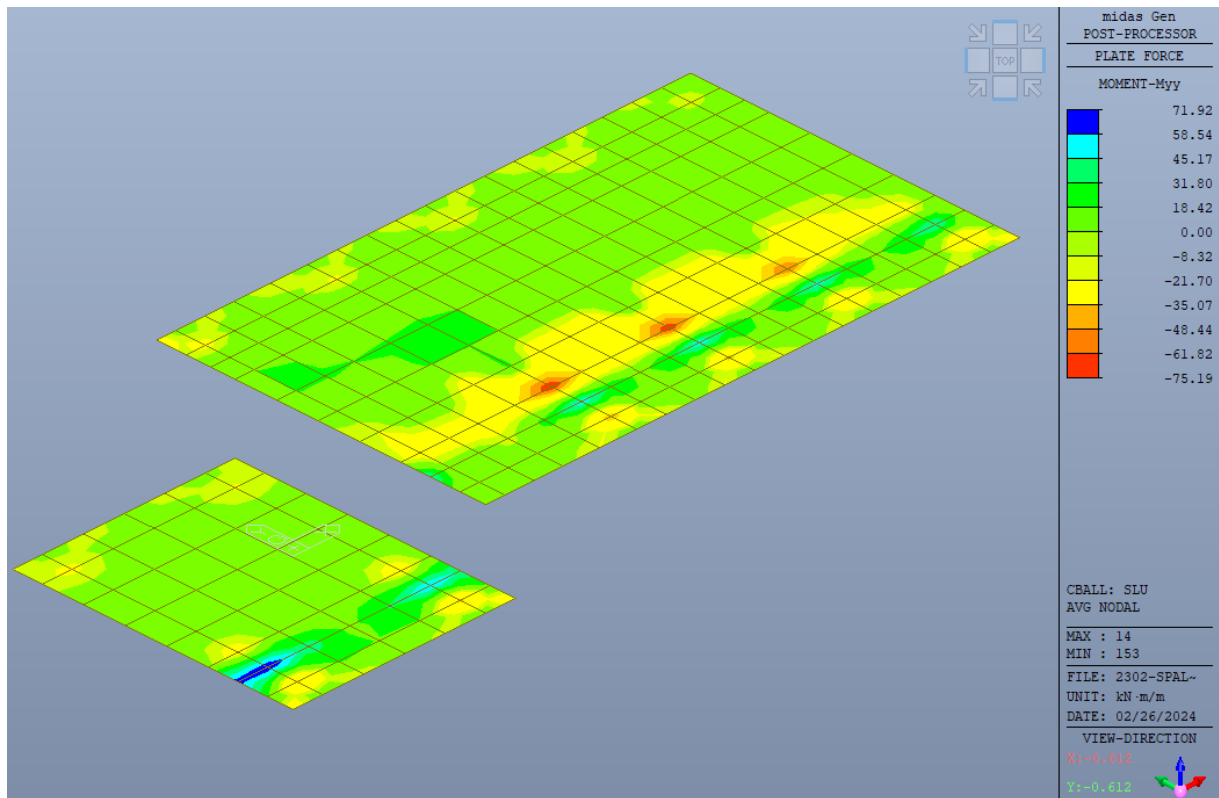


Figura 9-8 Azione flettente Myy (armatura trasversale) involuppo SLU

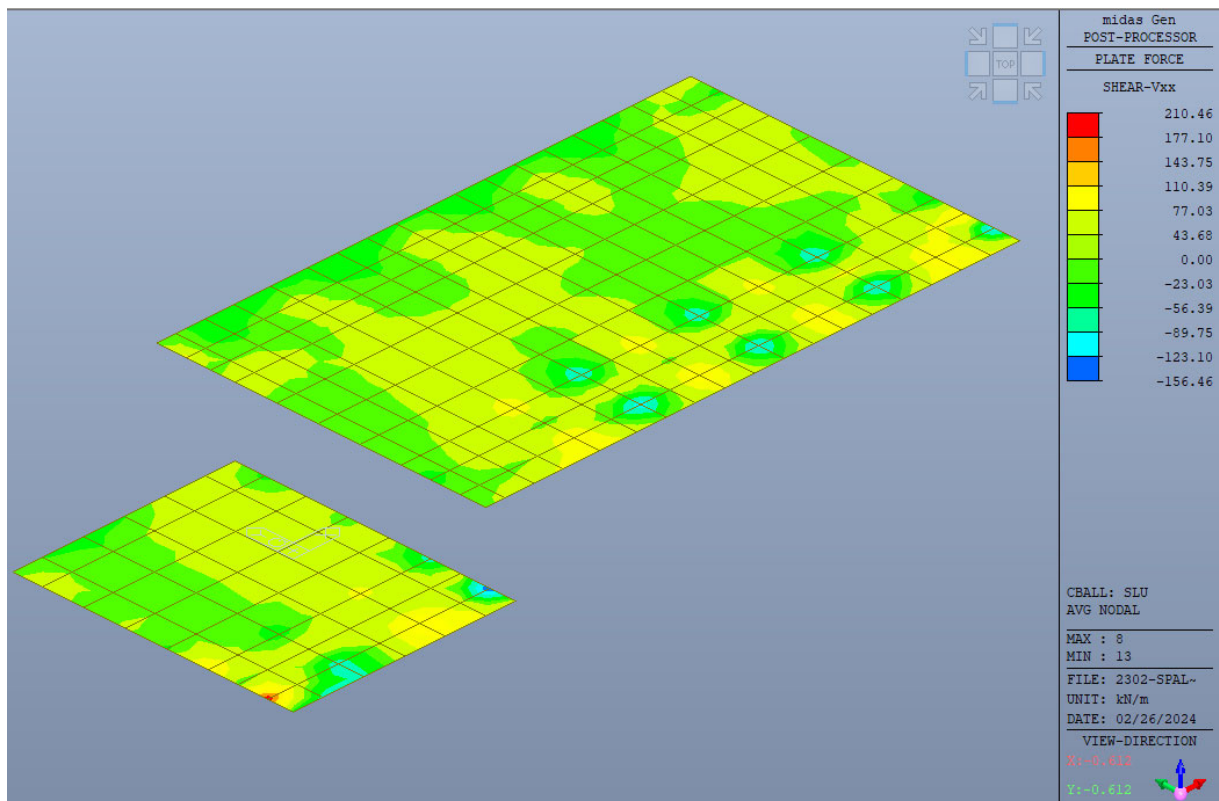


Figura 9-9 Azione tagliante Vxx involuppo SLU

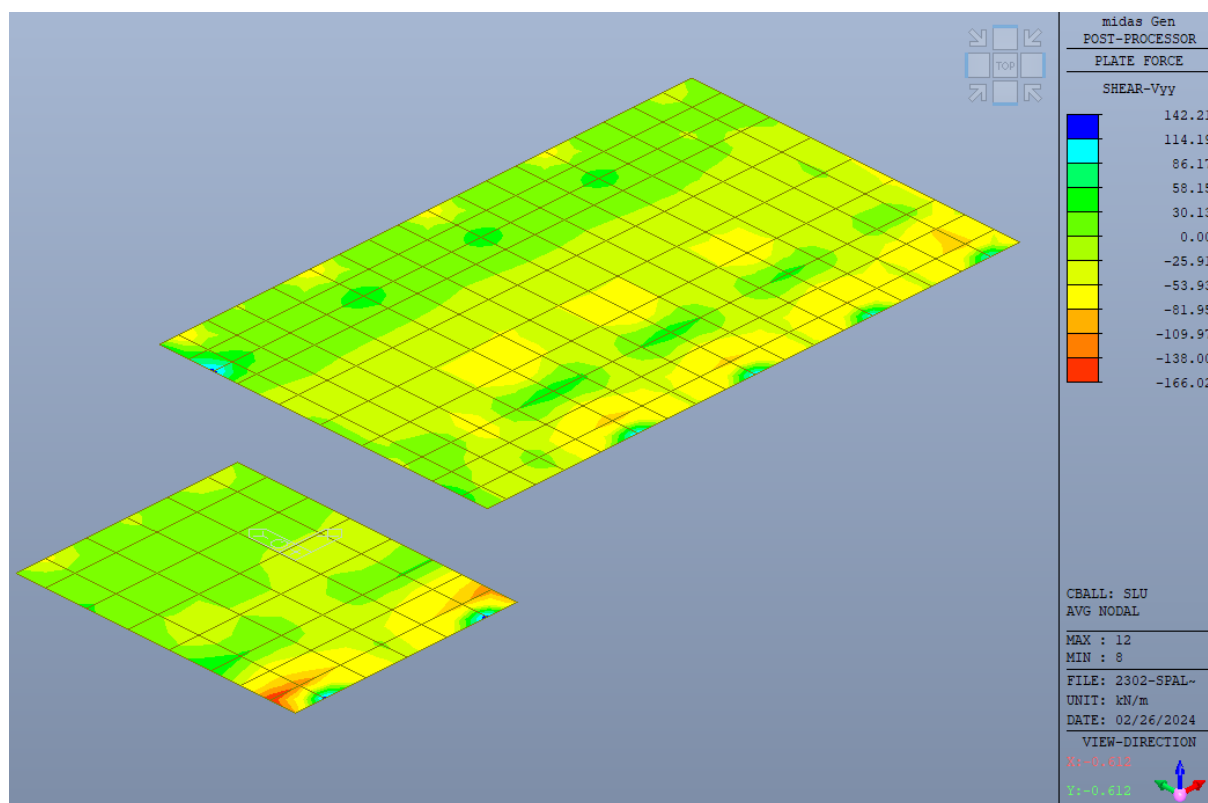


Figura 9-10 Azione tagliante Vyy involucro SLU

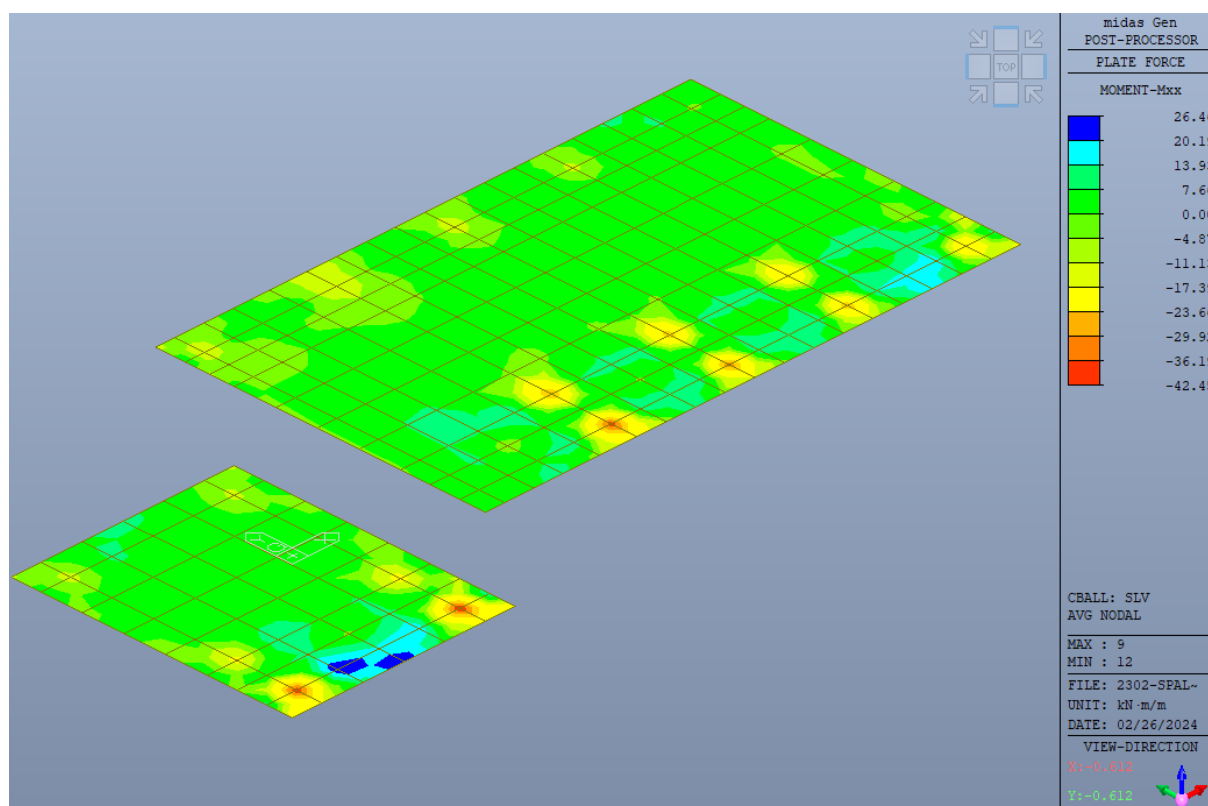


Figura 9-11 Azione flettente Mxx (armatura longitudinale) involucro SLV

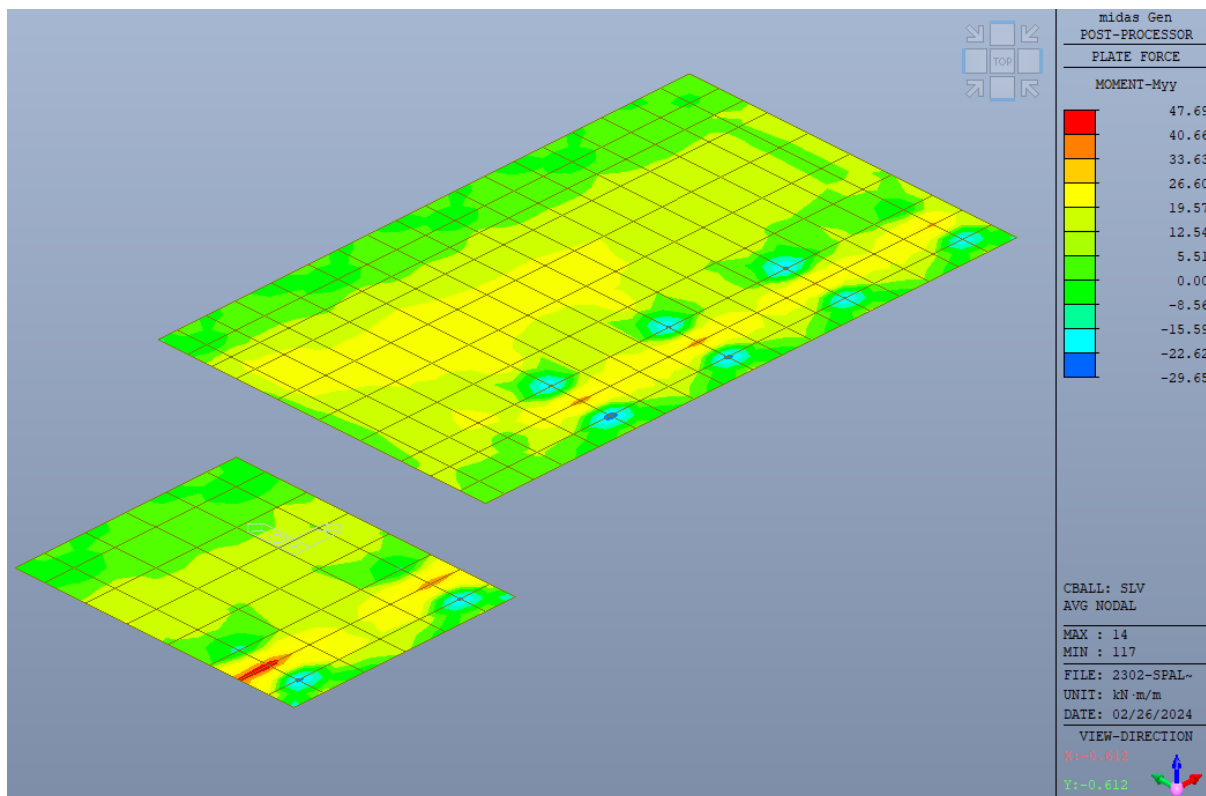


Figura 9-12 Azione flettente Myy (armatura trasversale) involucro SLV

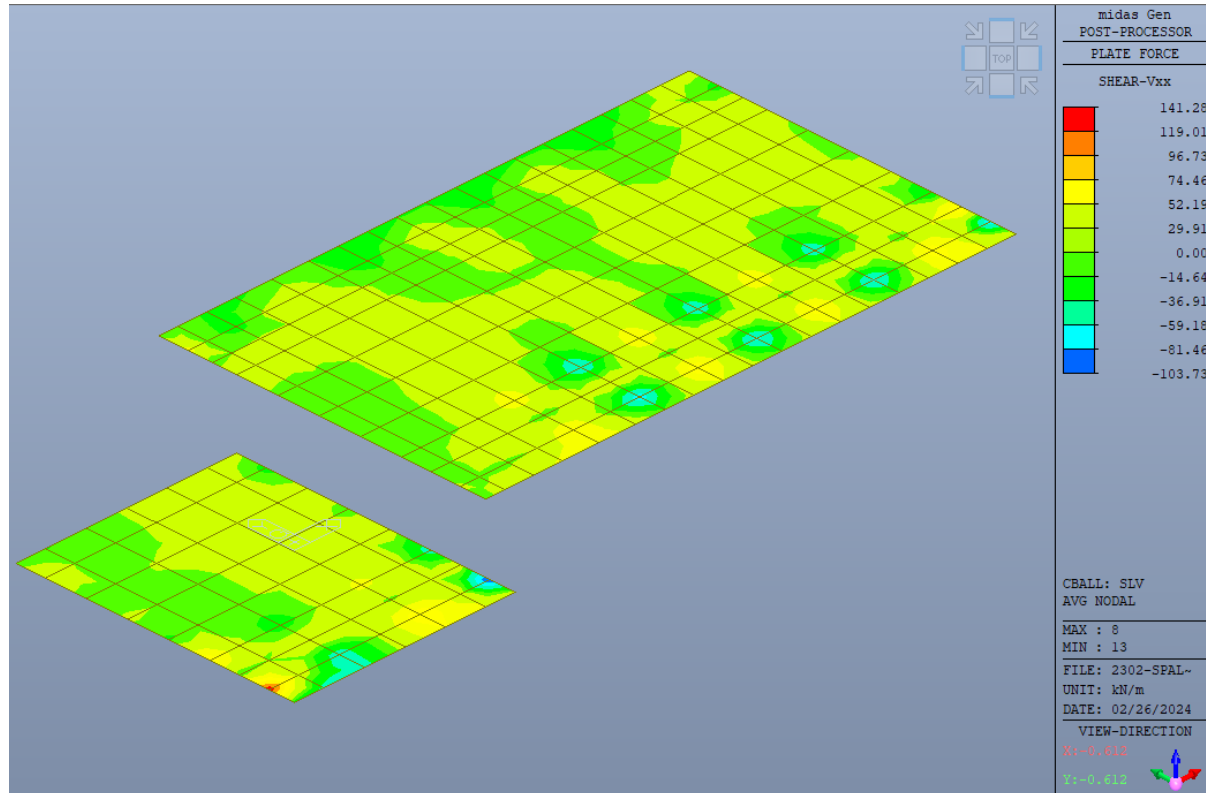


Figura 9-13 Azione tagliante Vxx involucro SLV

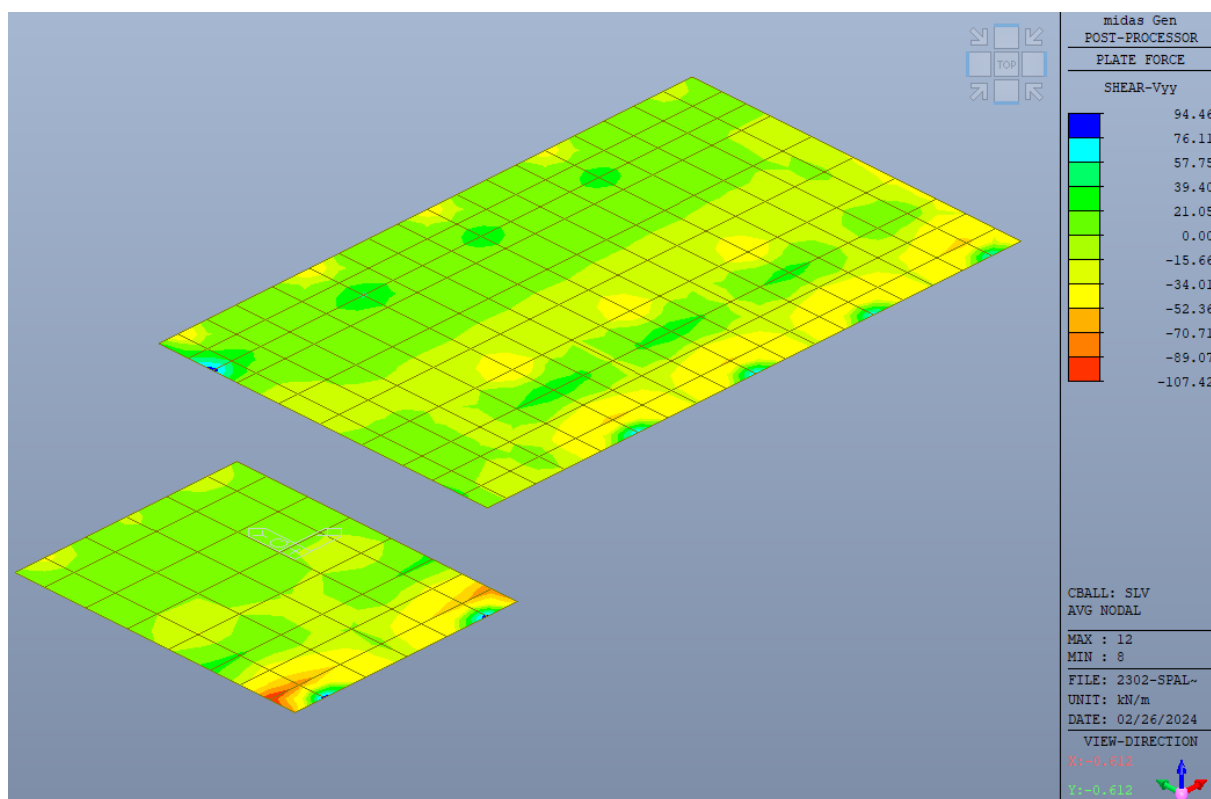


Figura 9-14 Azione tagliante Vyy involucro SLV

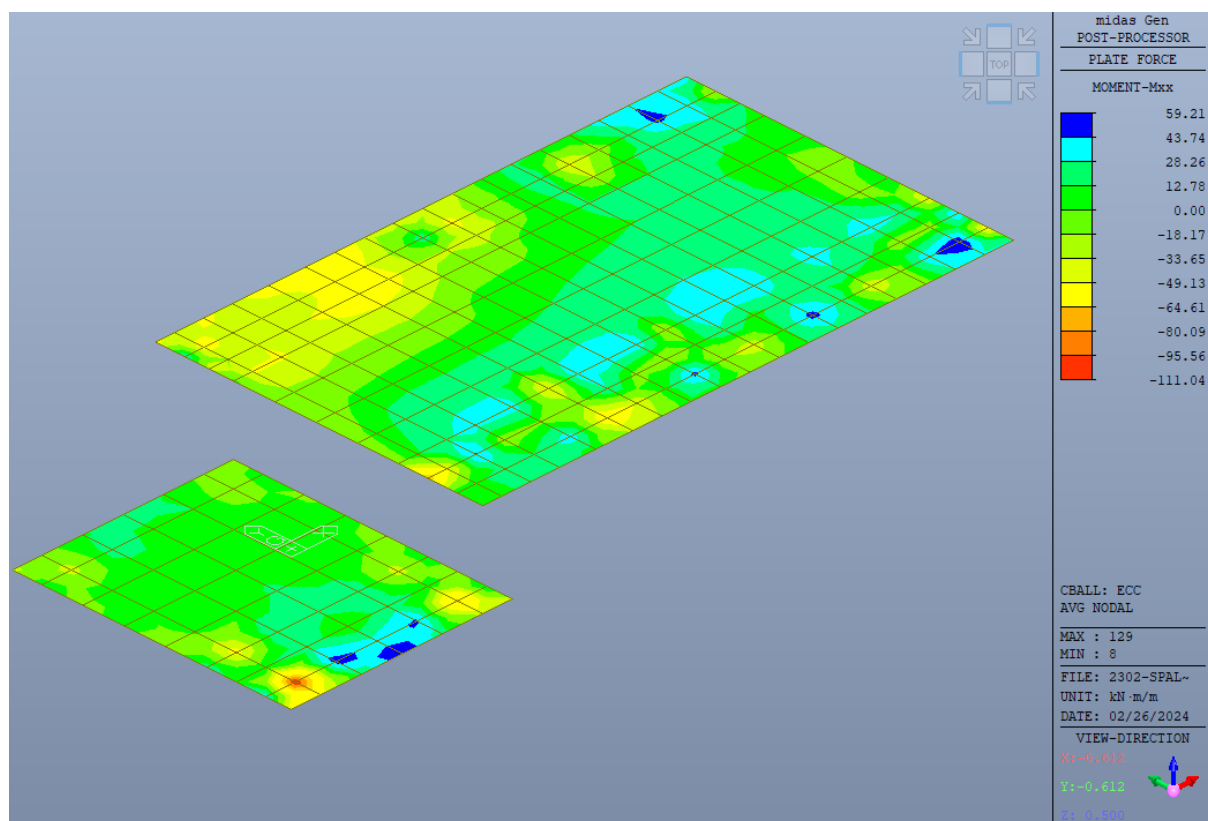


Figura 9-15 Azione flettente Mxx (armatura longitudinale) involucro ECC

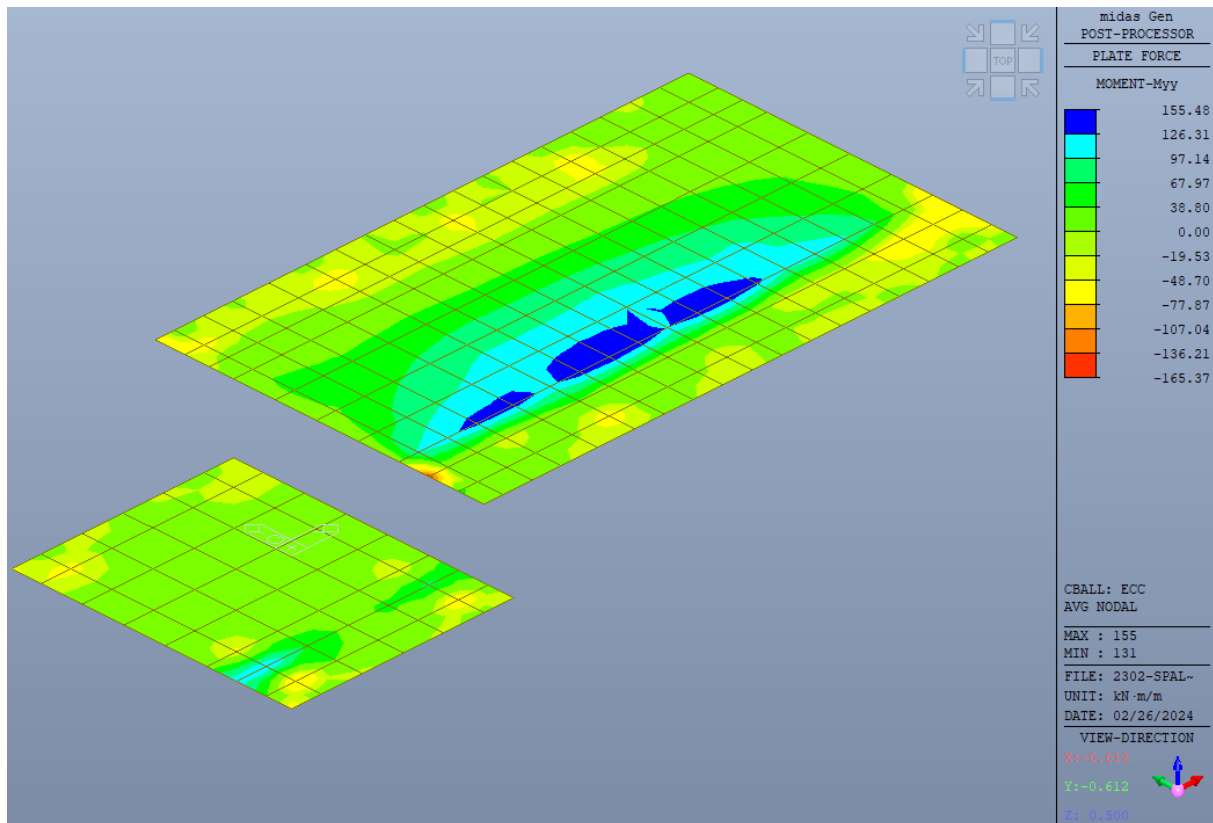


Figura 9-16 Azione flettente Myy (armatura trasversale) involucro ECC

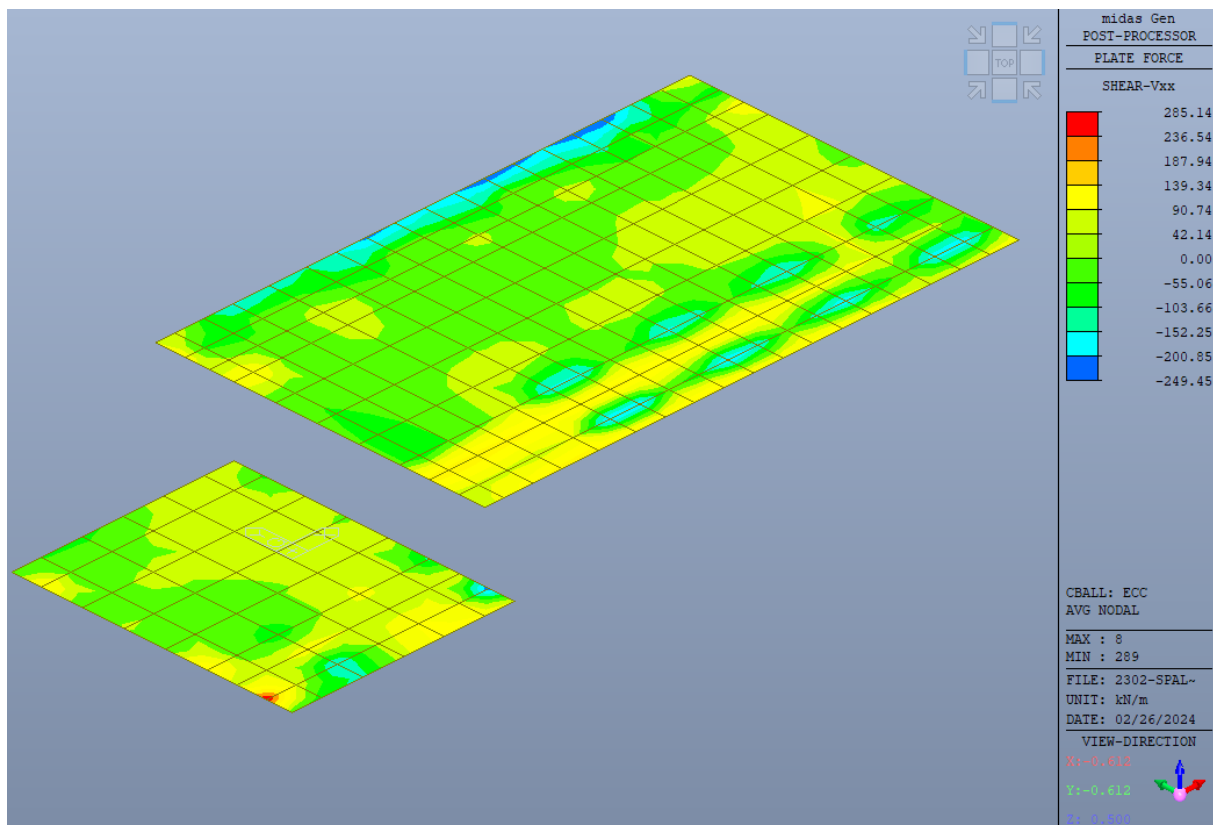


Figura 9-17 Azione tagliante Vxx involucro ECC

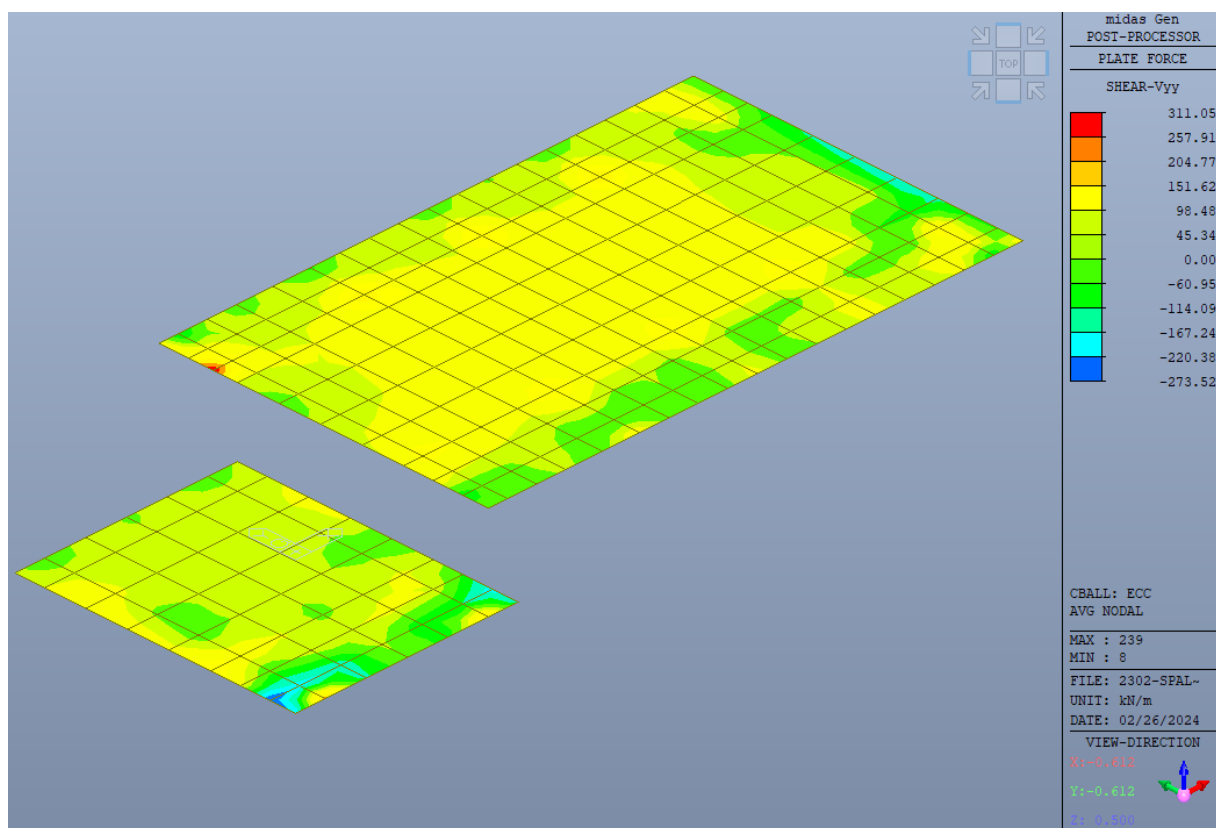


Figura 9-18 Azione tagliante Vyy inviluppo ECC

Si prevede per la fondazione la seguente armatura:

- Direzione longitudinale $\phi 20/25$ superiori e inferiori;
- Direzione trasversale $\phi 20/25$ superiori e inferiori.

Verifica C.A. S.L.U. - File:
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: Fondaz. Dir. Long

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	12.57	5
			2	12.57	55

Tipo Sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C25/30
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 262.4 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 37.25 %
d 55 cm
x/d 4.723 x/d 0.08588
δ 0.7

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
Metodo n
Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviato
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File:
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

Titolo: Fondaz. Dir. Trasv

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	12.57	5
			2	12.57	55

Tipo Sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura:
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
B450C C25/30
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 262.4 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 %
ε_s 37.25 %
d 55 cm
x/d 4.723 x/d 0.08588
δ 0.7

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
Metodo n
Tipo flessione:
☒ Retta ☐ Deviato
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
Precompresso

Di seguito la verifica:

- Direzione longitudinale $MRd=262 \text{ kNm/m} > MEd=111 \text{ kNm/m}$ Verificato
- Direzione longitudinale $MRd=262 \text{ kNm/m} > MEd=165 \text{ kNm/m}$ Verificato

La resistenza a taglio per sezioni non armate a taglio porge:

DM.2018

4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Rck [MPa] =	30	Calcestruzzo	
fck [MPa] =	24.9	fctk [MPa] =	1.79
γ_c =	1.5	fcd [MPa] =	14.11
α_{cc} =	0.85	fctd [MPa] =	1.19

Condizione di verifica

H [mm] =	600	Altezza della sezione	
d [mm] =	550	Altezza utile della sezione	
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio	
k =	1.6030	$=1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2	
Asl [mmq] =	1256 $\phi 20/25$	Armatura longitudinale in trazione	
ρ_l =	0.0023	$A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$	
v_{min} =	0.3545	$=0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$	

Calcolo del contributo della sezione compressa

Ac [mmq] =	600000	Area della sezione	
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione	
N_{Ed}/Ac [MPa] =	0.00	tensione nella sezione	
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	2.82	Tensione massima in compressione utilizzabile	
σ_c =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo	
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$	

V_R [kN] =	188.84	Resistenza di calcolo	
$V_{R,min}$ [kN] =	194.96	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15gc)bwd$	
V_R [kN] =	194.96	Resistenza di progetto	
V_{Sdu} [kN] =	194.00	Sollecitazione di progetto SLU	

Osservando i diagrammi di sollecitazione tagliante nelle due direzioni principali V_{xx} e V_{yy} si osserva che il valore di resistenza “copre” i diagrammi di sollecitazione tranne in qualche sporadica situazione per la quale si leggono dei valori di picco puntuale dovuta alla mesh non particolarmente fitta. Si ritiene comunque la verifica soddisfatta.

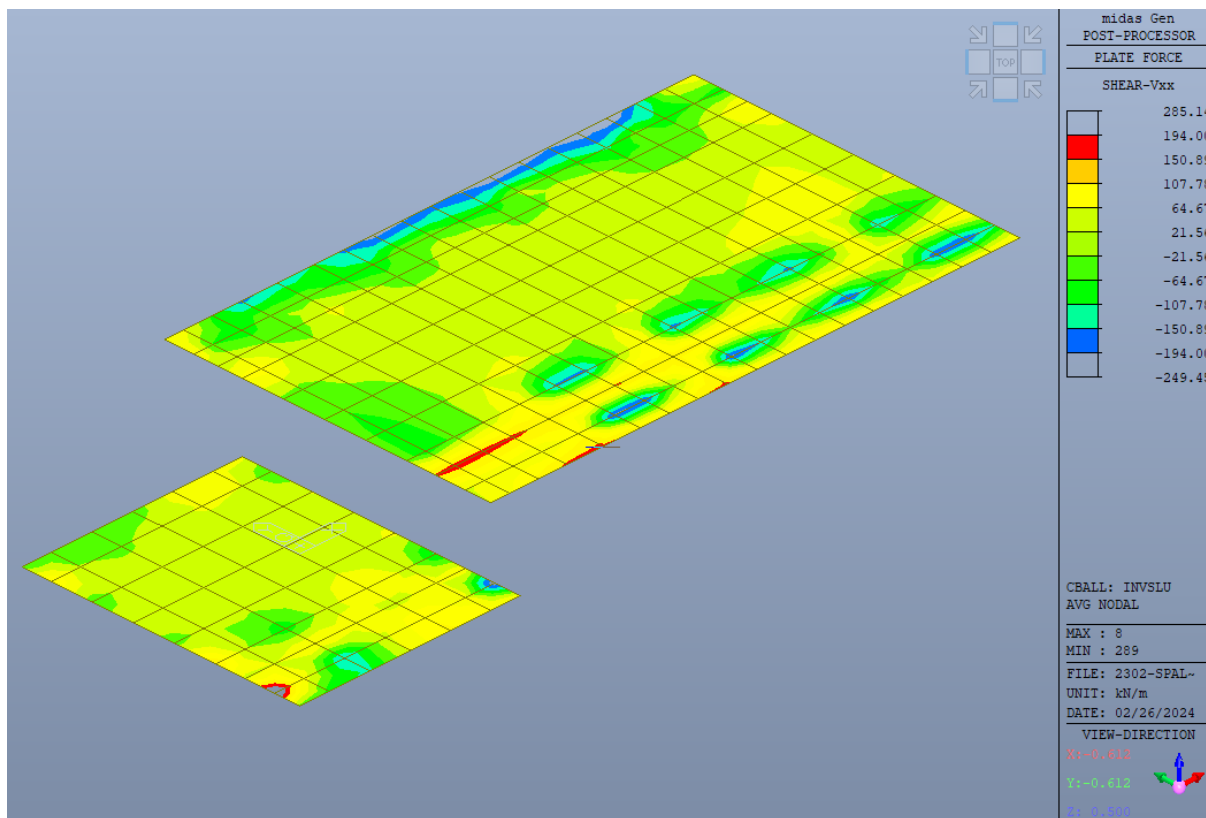


Figura 9-19 Azione tagliante Vxx involucro SLU+SLV+ECC

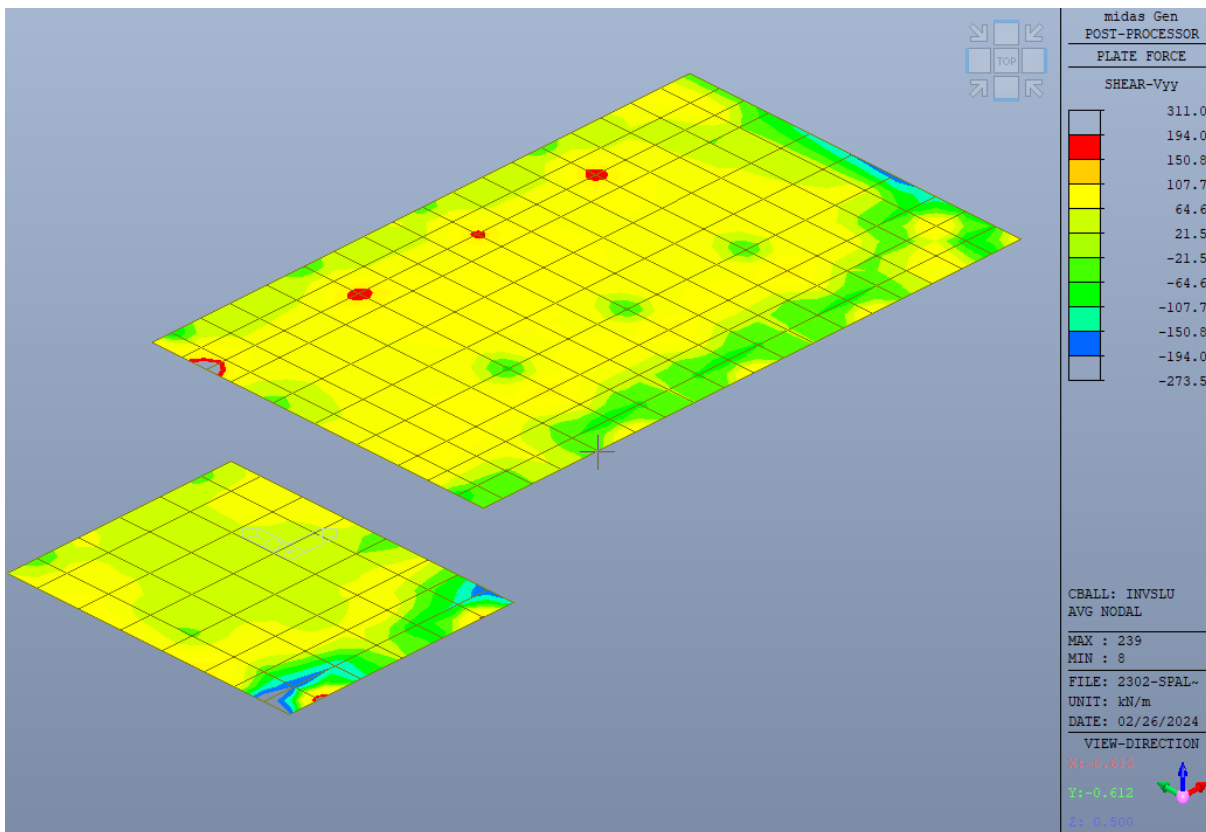


Figura 9-20 Azione tagliante Vyy involucro SLU+SLV+ECC

9.4. Verifica setto-spalla

Il setto spalla è particolarmente massivo (sp.100cm) per questioni normative ferroviarie, in particolare è facile constatare che esso è sovrabbondante per le azioni di progetto sia del vano scala sia della passerella; la situazione dimensionante è naturalmente l'azione d'urto del treno in svio.

A tal proposito si riporta di seguito la massima azione flettente sull'elevazione in condizioni d'urto con la relativa verifica.

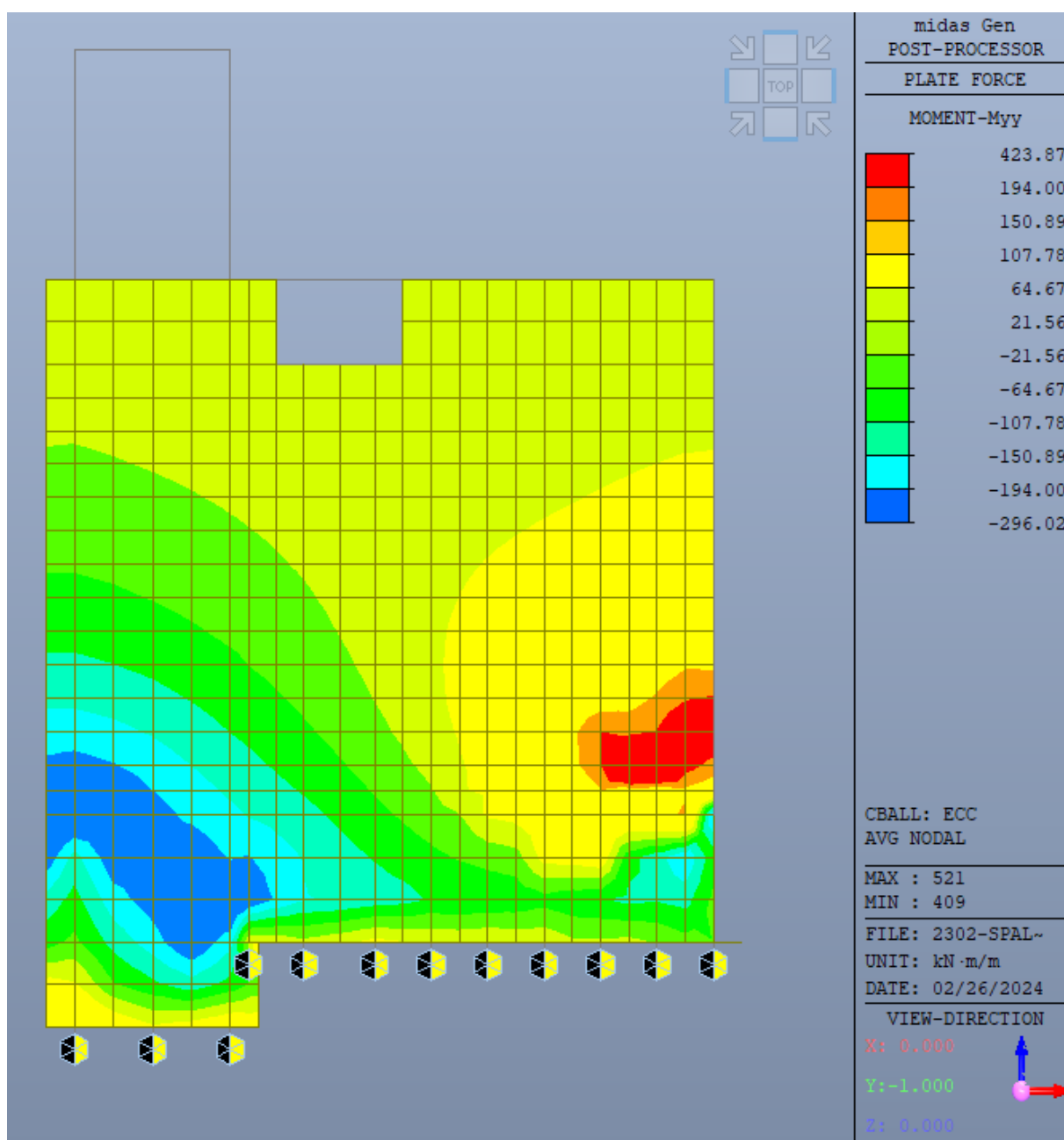


Figura 9-21 Azione flettente Myy - comb. ECC

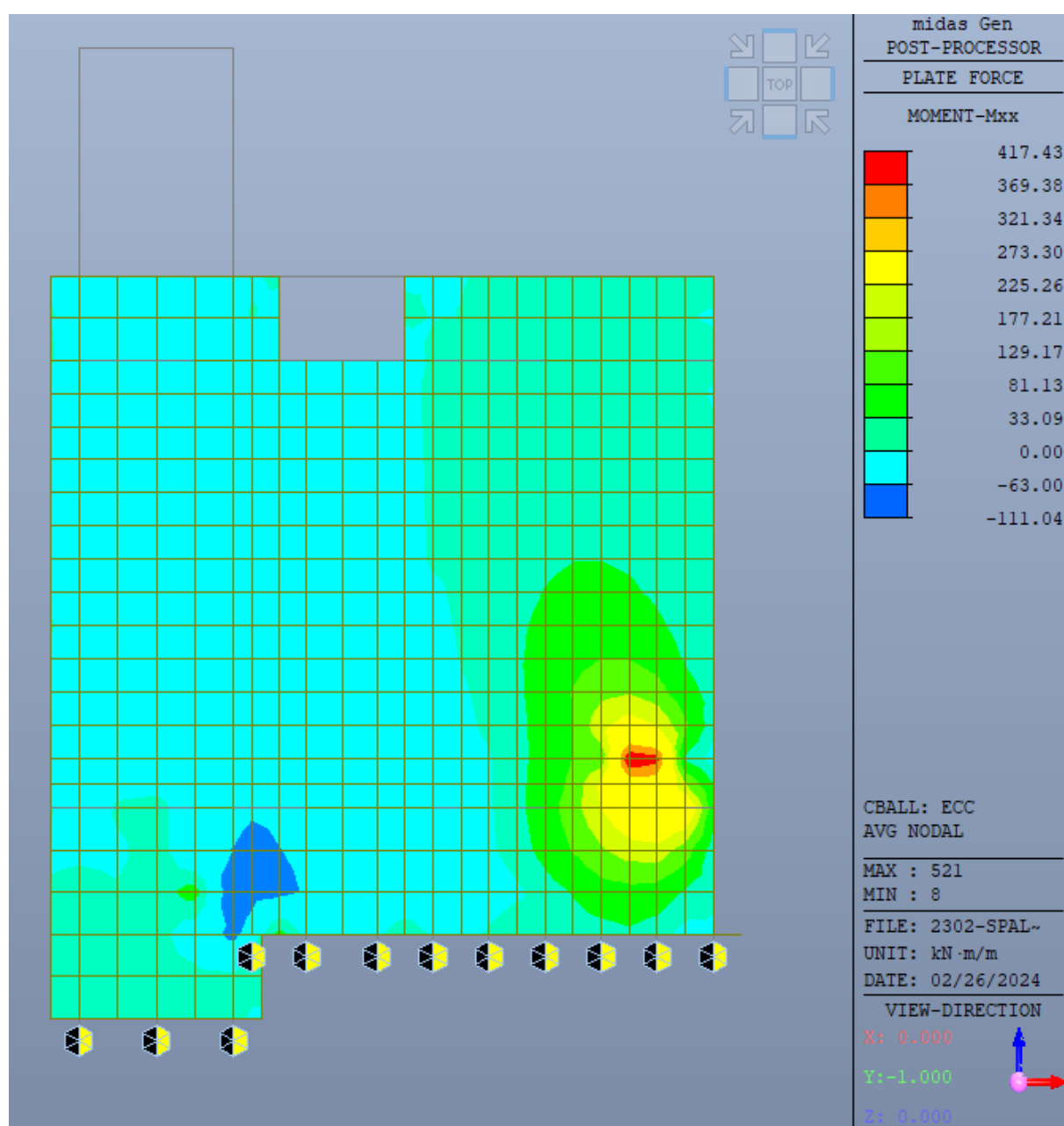


Figura 9-22 Azione flettente Mxx - comb. ECC

La parete è armata con:

- Armatura orizzontale n.3 strati con $\phi 20/25$;
- Armatura verticale n.3 strati con $\phi 24/25$.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018

TITOLO : parete arm. verticale

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	5
2	12.57	50
3	12.57	95

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{Ed} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baicentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Lato rottura
 Tipo calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiale

B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{cu} 2 ‰
 f_{yk} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17
 E_g/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 γ
 ϵ_{tyd} 1.957 ‰ $\sigma_{cs,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 295 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd 684.6 kNm

σ_c -197 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 51.65 ‰
 d 95 cm
 x 6.029 x/d 0.06346
 s 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettang. re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli o Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U.
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: parete arm. verticale

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18.10	5
2	18.10	50
3	18.10	95

N° strati barre: 3 Zoom

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0 kNm
N_{Ed} 0 kN
N_{yEd} 0 kN

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C30/37

E_s 67.5 % E_{c2} 2 %
E_y 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{C,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

MxRd 975.7 kNm

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s 41.82 ‰
d 95 cm
x 7.337 x/d 0.07723

Tipologia di sezione:
☒ Rettang. re ☐ Trapezio
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli o Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ S.L.S.
☒ Metodo n

Tipologia di flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M_r corretto
☐ Precompresso

0.7

Di seguito la verifica:

- Direzione orizzontale $M_{Rd} = 684 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 417 \text{ kNm/m}$ Verificato
- Direzione verticale $M_{Rd} = 975 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 423 \text{ kNm/m}$ Verificato

10. VERIFICA MICROPALI DI FONDAZIONE

I micropali di fondazione sono impegnati principalmente per azioni verticali. Di seguito si riportano le massime sollecitazioni agenti sugli stessi nelle diverse condizioni di carico SLU.

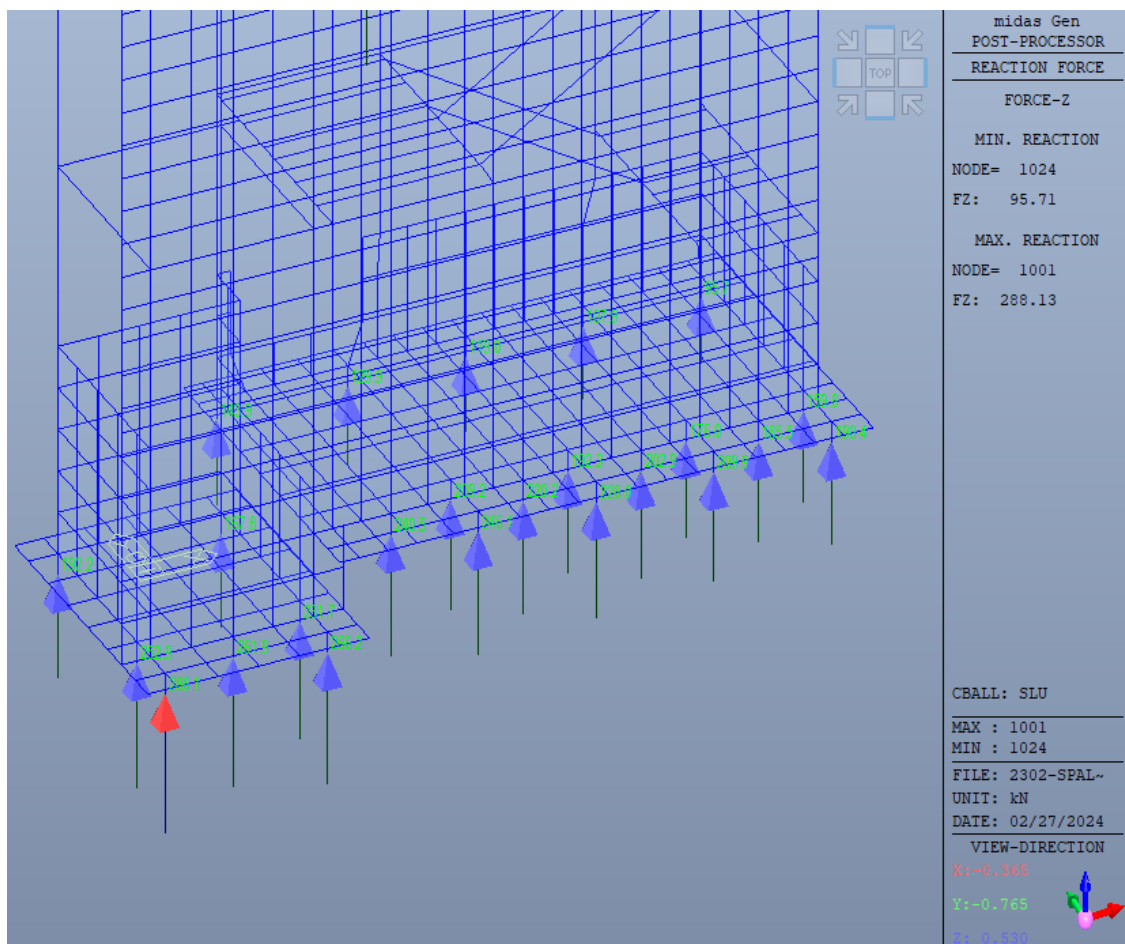


Figura 10-1 Azione assiale Fz - comb. SLU

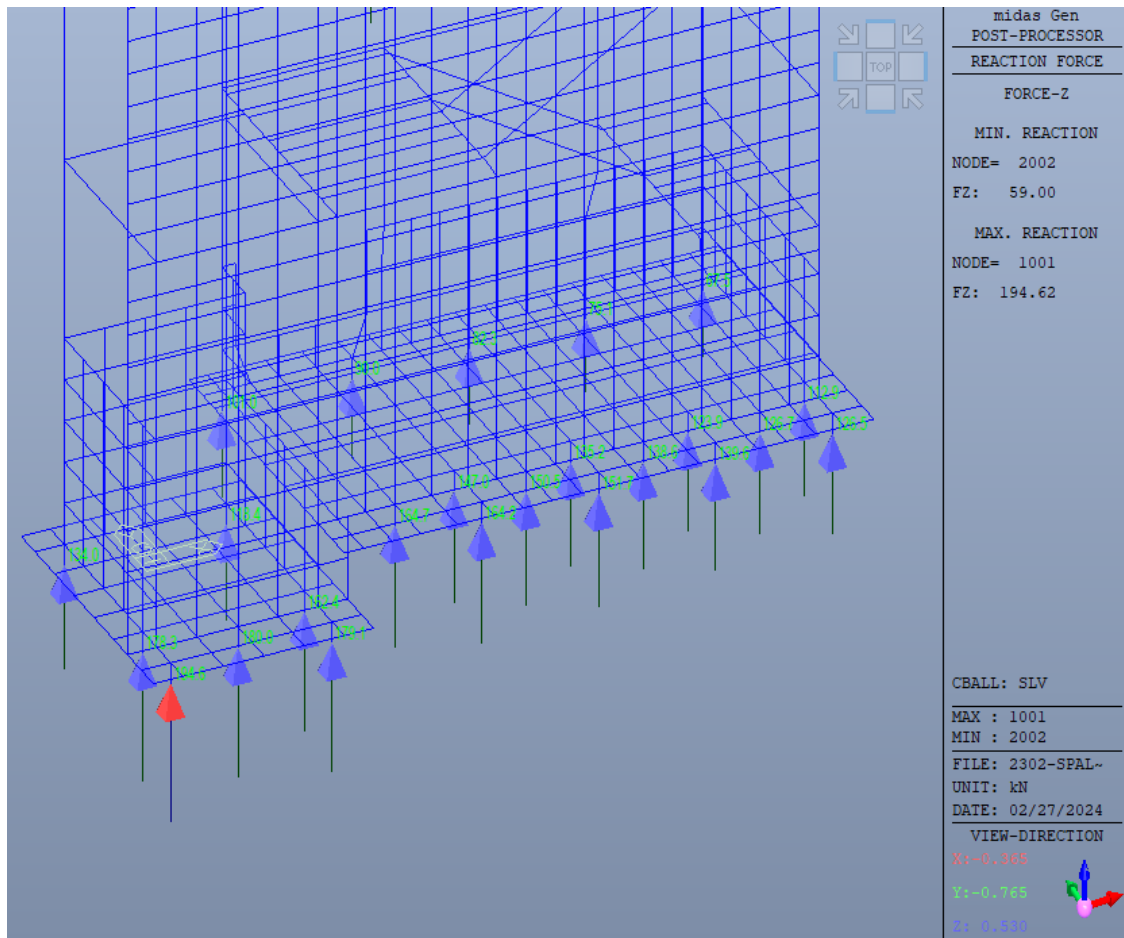


Figura 10-2 Azione assiale Fz - comb. SLV

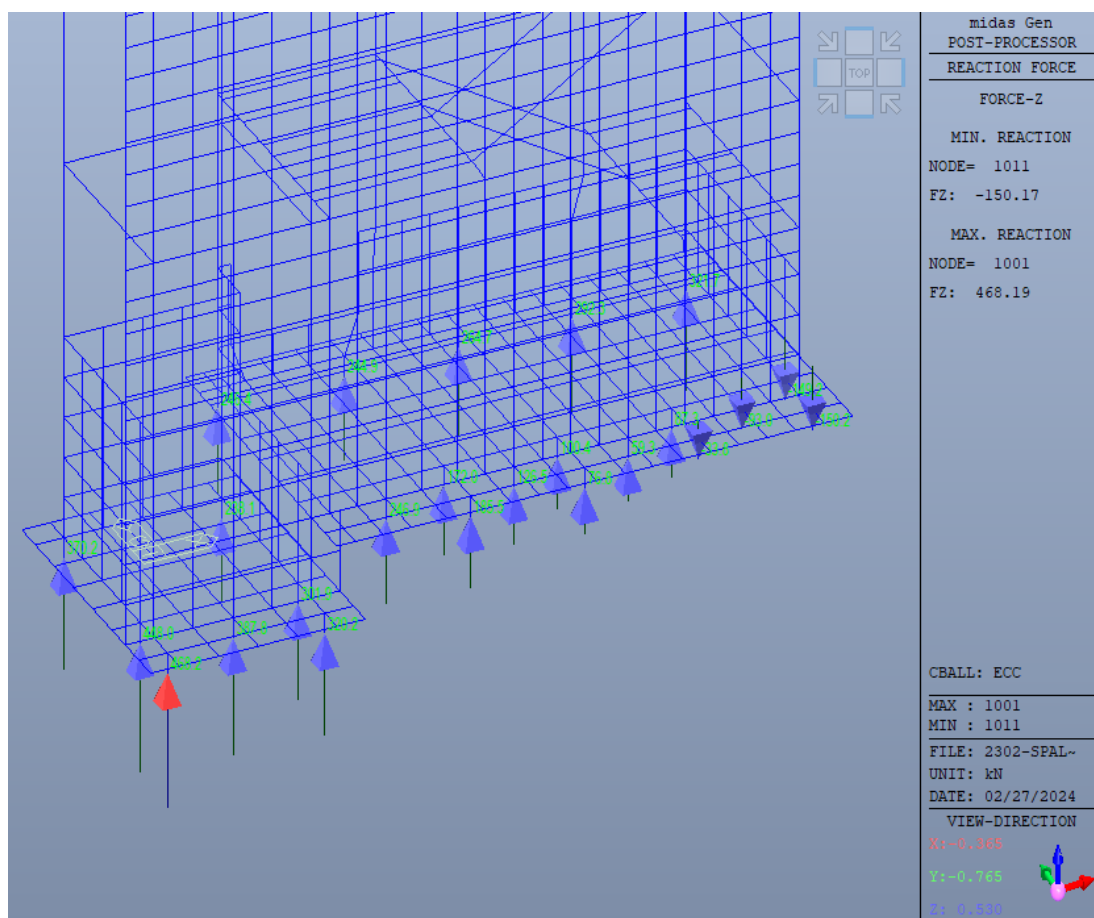


Figura 10-3 Azione assiale F_z - comb. ECC

10.1. Verifica geotecnica

La portata verticale dei micropali è di seguito calcolata:

[illegible]

Figura 10-4 Portata micropali

La verifica per le combinazioni di carico SLU e SLV è soddisfatta essendo:

$$N_{Rd} = 292 \text{ kN} > N_{Ed,SLU} = 285 \text{ kN} \quad \text{comb. SLU}$$

$$N_{Rd} = 292 \text{ kN} > N_{Ed,SLV} = 194 \text{ kN} \quad \text{comb. SLV}$$

Relativamente alla combinazione da urto la stessa andrebbe eseguita con coeff. sui materiali unitari; si vede che il valore caratteristico di resistenza è dell'ordine di $N_{Rk} = 482 \text{ kN}$ paragonabile alla massima azione in condizioni eccezionali d'urto $N_{ECC} = 468 \text{ kN}$.

Fermo restando la necessità di un'integrazione dell'indagine geologico geotecnica, come già segnalato in precedenza, si rimanda alla fase di Progettazione Esecutiva una verifica di dettaglio per questa combinazione di carico alla luce di indagini specifiche geotecniche.