

COMMITTENTE



DIREZIONE STAZIONI – INGEGNERIA E INVESTIMENTI STAZIONI

PROGETTAZIONE

MANDATARIA



NET Engineering S.R.L.

MANDANTE (se presente)



Alpina S.p.A.



VdP S.R.L.

STUDIO CATALANO srl

Studio Catalano S.R.L.

SOGGETTO TECNICO

DIREZIONE STAZIONI – INGEGNERIA STAZIONI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
STAZIONE DI BERGAMO

Riqualficazione e rifunzionalizzazione
del complesso di stazione

STRUTTURE

Relazione tecnico illustrativa delle strutture

PROGETTO	ANNO	SOTTOPRG.	LIVELLO	O.PRN. DISCIPL.	TIPO ELB.	F.FUNZ.	PROGRESSIV.	REV
3 2 6 2 2 2		S 0 1	P F	B G S R	R T	S X	E 0 1	A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato Il progettista	Data	Autorizzato Il Soggetto Tecnico	Data
A	Emissione finale	A. Triglia	12/09/22	F. Caobianco	12/09/22	F. Caobianco Timbro e Firma	12/09/22	S. Borrelli	12/09/22

POSIZIONE ARCHIVIO _____ LINEA _____ SEDE TECNICA _____ NOME DOC. _____ NUMERAZIONE _____

L 6 2 7

L O 0 6 3 2

Indice

1	PREMESSA	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	DOCUMENTI REFERENZIATI.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO ARMATO	6
3.1.1	CALCESTRUZZO.....	6
3.1.2	ACCIAIO IN BARRE	6
3.1.3	COPRIFERRO	6
3.2	CARPENTERIA METALLICA.....	7
3.3	PANNELLI DI TAMPONATURA E LUCERNARI	7
4	ELENCO PARTI STRUTTURALI.....	8
4.1	STRUTTURA SCAVALCO	8
4.2	FABBRICATO NORD-EST	10
4.3	RETICOLARE	11
4.4	PENSILINA.....	15
5	MODELLI STRUTTURALI	16
5.1	MODELLI STRUTTURALI - SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE	16
5.1.1	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO.....	16
5.1.2	ELEMENTI "BEAM".....	18
5.2	MODELLO STRUTTURALE - PENSILINA.....	19
5.2.1	SOFTWARE DI CALCOLO.....	19
5.2.2	CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO.....	20
5.2.3	ELEMENTI "FRAMES"	21
5.2.4	ELEMENTI "SHELL"	23
6	ANALISI DEI CARICHI - PENSILINA.....	23
6.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	24
6.1.1	STRUTTURA PRINCIPALE IN CARPENTERIA METALLICA	24
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	24
6.3	SOVRACCARICHI VARIABILI	24
6.4	AZIONE DELLA NEVE	25
6.5	AZIONE DEL VENTO.....	25
6.6	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI	27

7 ANALISI DEI CARICHI - SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE 27

7.1	PESO PROPRIO STRUTTURE	28
7.1.1	STRUTTURA PRINCIPALE IN C.A.....	28
7.1.2	STRUTTURA PORTANTE MISTA ACCIAIO CALCESTRUZZO.....	28
7.1.3	STRUTTURA PORTANTE SOLAIO ALLEGGERITO MEDIANTE "U-BOOT"	29
7.1.4	STRUTTURA PORTANTE COPERTURA RETICOLARE	32
7.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI	32
7.3	SOVRACCARICHI VARIABILI	36
7.4	AZIONE DELLA NEVE	41
7.5	AZIONE DEL VENTO.....	44
7.6	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI	47
7.7	AZIONE SISMICA	49
7.8	AZIONE ECCEZIONALE	54
7.8.1	URTO SU PILASTRI – DERAGLIAMENTO	54
7.8.2	AUTOPOMPA VVFF	55
8	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	58
8.1	RIEPILOGO COMBINAZIONI.....	58
9	RISULTATI DELLE ANALISI.....	59
9.1	PENSILINA.....	59
9.2	SCAVALCO.....	64
9.3	FABBRICATO NORD-EST	68
9.4	RETICOLARE	72
9.5	MODI DI VIBRARE ANALISI MODALE	73
10	VERIFICHE STR - PENSILINA.....	74
10.1	VERIFICHE SLU	74
10.1.1	VERIFICA ASTE RETICOLARE DI COPERTURA.....	74
10.1.2	VERIFICA COLONNA	76
10.1.3	VERIFICA BUCKLING GLOBALE	77
10.2	VERIFICA DEFORMABILITÀ	78
11	VERIFICHE STR – SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE.....	79
11.1	SCAVALCO.....	79
11.2	FABBRICATO NORD-EST	83
11.3	RETICOLARE	86
12	VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE	90
12.1	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	90

12.2	AZIONI SUL PALO	91
12.3	SOLLECITAZIONI TRASMESSE AL PLINTO	91
12.4	VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE	93
12.5	CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI.....	94
12.6	VERIFICA DI INTEGRITÀ STRUTTURALE DEL PALO	97

/

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione è la progettazione della nuova stazione di Bergamo, un progetto complesso e composto da più elementi che come descritto di seguito assolvono molteplici funzioni, dalla più operativa, quindi le funzioni di stazione ed intermodalità trasportistica, alle funzioni più urbane, quindi realizzare un elemento architettonico capace di ricucire il limite fisico dell'infrastruttura ferroviari tra la parte Nord e Sud della città e potenziare tutti i servizi in relazione anche al Masterplan che insiste nell'area limitrofa all'intervento.

Ai fini del calcolo il progetto si compone di tre parti principali:

- La struttura di scavalco del fascio binari;
- La porzione di fabbricati lato nord-est e nord-ovest;
- Le pensiline.

Nello studio delle strutture si è tenuto conto di opere esistenti artificiali e naturali (falde acquifere): il progetto prevede, infatti, particolari accorgimenti e soluzioni tecnico-costruttive per la non interferenza con le predette opere esistenti; in relazione alla falda acquifera, ad esempio, le opere di sotto-fondazione (pali) sono state limitate in profondità al fine di conservare un consistente margine di alcuni metri tra le loro parti più profonde e la falda. Ciò, ovviamente, garantendo sempre la sicurezza strutturale e geotecnica.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio
- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- REGOLAMENTO (UE) N. 1299/2014 DELLA COMMISSIONE del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO ARMATO

3.1.1 Calcestruzzo

Si riportano di seguito due tabelle riepilogative del tipo e delle caratteristiche del calcestruzzo adottato per i diversi elementi strutturali:

	Solaio in lastre predalles	Struttura in elevazione soletta scavalco	Struttura in elevazione soletta alleggerita "U-boot"	Struttura in elevazione Pilastrì	Fondazioni superficiali	Fondazioni profonde
Classe di resistenza	C35/45	C35/45	C30/37	C35/45	C25/30	C25/30
Classe di esposizione	XC3	XC1 - XC3	XC3	XC1 - XC3	XC2	XC2
Condizioni ambientali	ordinarie	ordinarie	ordinarie	ordinarie	ordinarie	ordinarie
Rapporto acqua/cemento		0,55	0,55	0,55	0,60	0,60

3.1.2 Acciaio in barre

Si adotta acciaio tipo B450C come previsto al punto 11.3.2.1 delle NTC2018, per il quale si possono assumere le seguenti caratteristiche:

Resistenza a trazione – compressione:

$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica di rottura

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ = Resistenza di calcolo

dove: $\gamma_s = 1.15$ = Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio.

Modulo Elastico:

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

3.1.3 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 21.01.2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C≥C o	Cmin≤C<C o	C≥C o	Cmin≤C<C o	C≥C o	Cmin≤C<C o	C≥C o	Cmin≤C<C o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35

C30/3 7	C40/5 0	aggressiv o	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/4 5	C45/5 5	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm. Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls. e delle condizioni ambientali.

	Ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Copriferro nominale	Copriferro di calcolo
Lastre predalles	Ordinario	20	5	25	25
Fondazioni	Ordinario	25	10	35	35
Pilastrini e travi	Ordinario	35	10	45	45
Soletta	Ordinario	25	10	35	35

Prove sui materiali

La costruzione delle strutture dovrà essere eseguita nel rispetto delle specifiche d'istruzione tecnica FS 44/M - REV. A DEL 10/04/00.

3.2 CARPENTERIA METALLICA

- Classe di resistenza minima: S355-J2-W secondo NTC 2018
- Classe di esecuzione secondo EN 1090-2: EXC3
- Profili formati a caldo EN 10210

3.3 PANNELLI DI TAMPONATURA E LUCERNARI

Per quanto riguarda i pannelli di tamponatura, saranno costituite da elementi da lastre di vetro ($\gamma_{\text{glass}}=26.40 \text{ kN/m}^3$) e saranno connessi alla struttura principale mediante giunti che consentono uno spostamento orizzontale nel piano del pannello congruente con i limiti da normativa NTC18 al punto 7.3.6.1. I medesimi giunti dovranno altresì sopportare le azioni verticali e orizzontali fuori dal piano del pannello vetrato dovute al peso proprio, al vento e al sisma.

Caratteristiche tecniche:

Larghezza dei profili: 50 mm
 Profondità dei profili: da 50 mm a 260 mm
 Isolamento termico: valore U, fino a 1,2 W/(m²K)
 Spessore dei tamponamenti: da 3 mm a 63 mm

Spessore vetro 63 mm

Peso facciata per unità di superficie

$$g_{2,k} = 26.4 \times 0.063 = 1.663 \text{ kN/m}^2$$

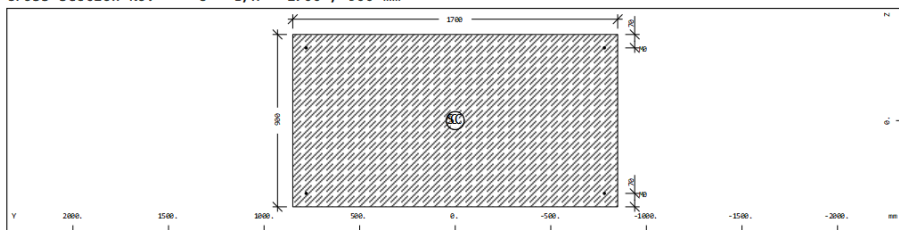
4 ELENCO PARTI STRUTTURALI

Nel seguente capitolo si riportano le sezioni degli elementi strutturali che sono stati modellati e verificati.

4.1 STRUTTURA SCAVALCO

Pilastrini in cls.

Cross section No. 8 - B/H = 1700 / 900 mm



Cross section No. 8 - B/H = 1700 / 900 mm

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
4	1.5300E+00	1.275E+00	1.033E-01	0.0	0.0	34625	3825.0	3.685E-01
2 ¹	2.760E-01	1.275E+00	3.685E-01	0.0	0.0	14427	(COMPR)	1.033E-01

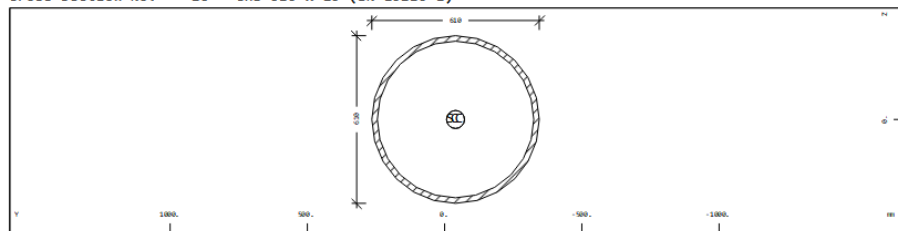
¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

Colonne in acciaio

Diametro delle colonne 610mm con spessore 20mm

Cross section No. 26 - CHS 610 x 20 (EN 10210-1)



Cross section No. 26 - CHS 610 x 20 (EN 10210-1)

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	3.7071E-02	1.884E-02	1.615E-03	-39.8	-39.8	210000	291.0	
	3.203E-03	1.884E-02	1.615E-03	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m ²]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	E[N/mm ²]	Young's modulus
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[N/mm ²]	Shear modulus		

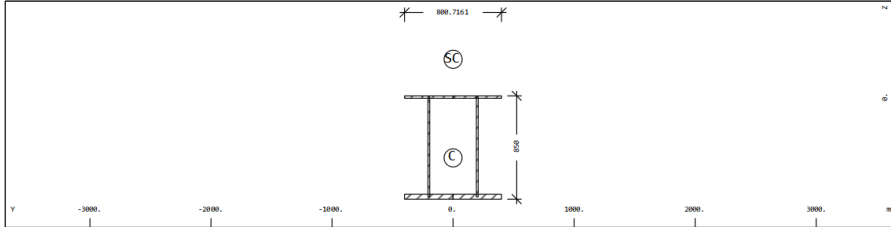
Trave principale

Coppia di travi accoppiate

Altezza travi H=850mm con anima di 20mm

Piattabanda 2x400mm sup e inf. (spessore piattabanda sup 20mm, spessore piattabanda inferiore 40mm).

Cross section No. 10 - trave



Cross section No. 10 - trave

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	7.2657E-02	1.627E-02	8.860E-03	-0.2	0.5	210000	570.4	8.860E-03
	2.108E-05	8.516E-02	3.549E-03	500.6	-310.9	80769	(BEAM)	3.549E-03
			-3.666E-06					0.04

Mat material number
 A[m²] sectional area
 Ay[m²],Az[m²],Ayz[m²] transverse shear deformation area
 Iy[m⁴],Iz[m⁴],Iyz[m⁴] bending moment of inertia
 I-1[m⁴],I-2[m⁴],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m⁴] torsional moment of inertia
 G[N/mm²] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm²] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

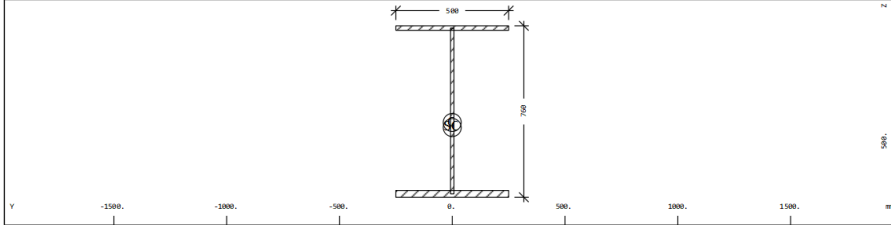
Trave secondaria

Trave singola

Altezza travi H=760mm con anima di 15mm

Piattabanda 500mm sup e inf. (spessore piattabanda sup 20mm, spessore piattabanda inferiore 30mm).

Cross section No. 17 - trave secondaria



Cross section No. 17 - trave secondaria

Static properties of cross section

Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm ²]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm ²]		I-2[m ⁴]
		Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
3	3.6025E-02	5.556E-02	3.779E-03	0.0	0.0	210000	282.8	
	6.660E-06	3.594E-02	5.208E-04	418.5	441.0	80769	(BEAM)	

Mat material number
 A[m²] sectional area
 Ay[m²],Az[m²],Ayz[m²] transverse shear deformation area
 Iy[m⁴],Iz[m⁴],Iyz[m⁴] bending moment of inertia
 I-1[m⁴],I-2[m⁴],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m⁴] torsional moment of inertia
 G[N/mm²] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm²] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

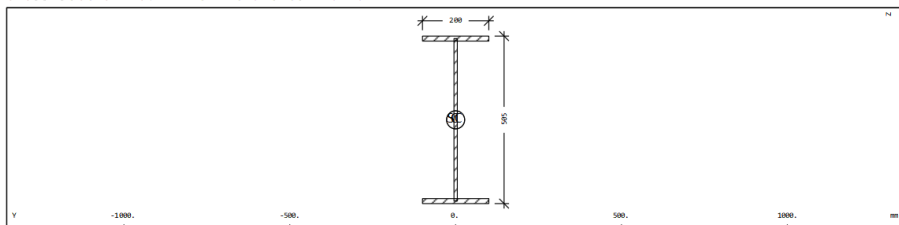
Trave terziaria

Trave singola

Altezza travi H=505mm con anima di 10mm

Piattabanda 200mm sup e inf. (spessore piattabanda sup 15mm, spessore piattabanda inferiore 15mm).

Cross section No. 5 - trave terziaria



Cross section No. 5 - trave terziaria

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
3	1.0900E-02	1.333E-02	4.582E-04	0.0	0.0	210000	85.6	
	6.133E-07	1.706E-02	2.000E-05	245.0	245.0	80769	(BEAM)	

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

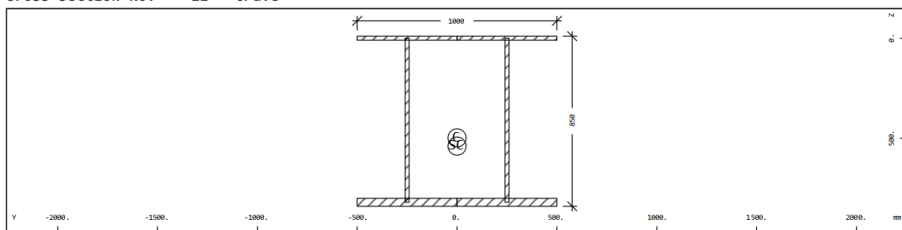
Trave perimetrale

Coppia di travi accoppiate

Altezza travi H=850mm con anima di 20mm

Piattabanda 2x500mm sup e inf. (spessore piattabanda sup 20mm, spessore piattabanda inferiore 40mm).

Cross section No. 12 - trave



Cross section No. 12 - trave

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
3	9.2800E-02	1.219E-01	1.120E-02	0.0	0.0	210000	728.5	1.120E-02
	9.756E-03	1.062E-01	7.050E-03	498.4	539.3	80769	(BEAM)	7.050E-03
			4.323E-19					0.00

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

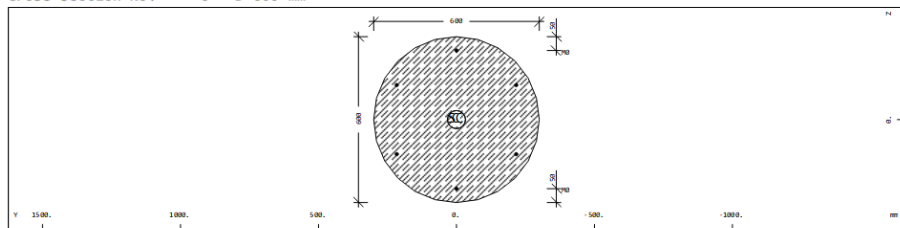
Soletta di completamento in cls.

Spessore 15cm

4.2 FABBRICATO NORD-EST

Colonne in cls.

Cross section No. 6 - D 600 mm



Cross section No. 6 - D 600 mm

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
4	2.8274E-01	2.545E-01	6.362E-03	0.0	0.0	34625	706.9	
2 ¹	1.272E-02	2.545E-01	6.362E-03	0.0	0.0	14427	(COMPR)	

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Solette in cls. alleggerito con Uboot

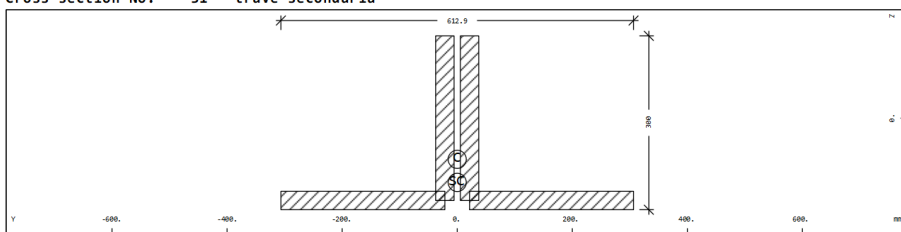
Spessore 44cm

4.3 RETICOLARE

Si riportano i profili che costituiscono la reticolare

Corrente teso e compresso

Cross section No. 31 - trave secondaria



Cross section No. 31 - trave secondaria

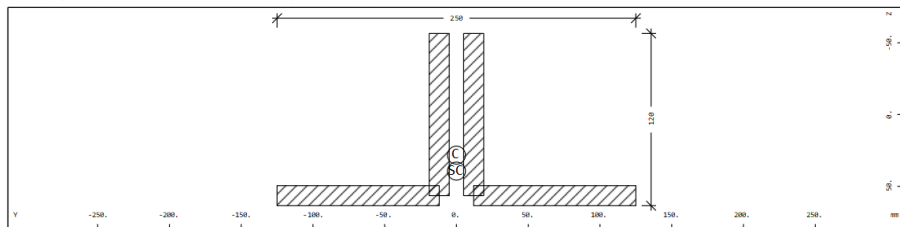
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	3.6480E-02	3.805E-02	3.087E-04	0.0	0.0	210000	286.4	6.221E-04
	1.245E-05	2.980E-02	6.221E-04	71.3	111.2	80769	(BEAM)	3.087E-04
			-9.063E-21					90.00

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Montanti e diagonali

Cross section No. 24 - trave secondaria



Cross section No. 24 - trave secondaria

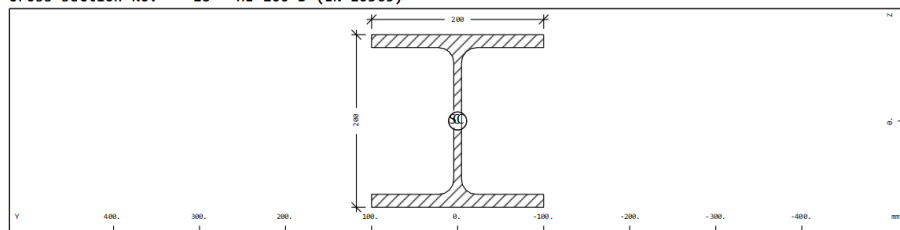
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
3	6.3280E-03	7.245E-03	8.417E-06	0.0	0.0	210000	49.7	1.867E-05
	4.134E-07	5.170E-03	1.867E-05	28.3	39.4	80769	(BEAM)	8.417E-06
			4.604E-14					-90.00

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Traversi

Cross section No. 18 - HE 200 B (EN 10365)



Cross section No. 18 - HE 200 B (EN 10365)

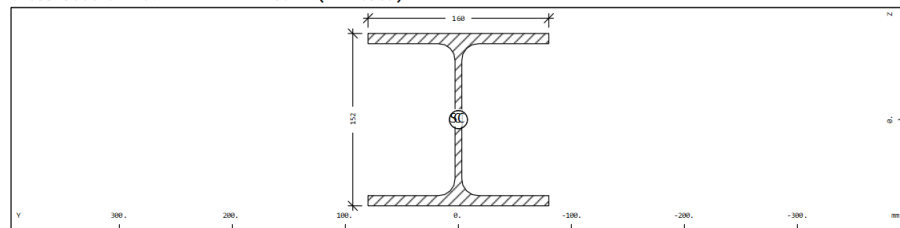
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
3	7.8098E-03	5.391E-03	5.697E-05	0.0	0.0	210000	61.3	
	5.972E-07	1.741E-03	2.003E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	weight per length
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Montanti secondari

Cross section No. 19 - HE 160 A (EN 10365)



Cross section No. 19 - HE 160 A (EN 10365)

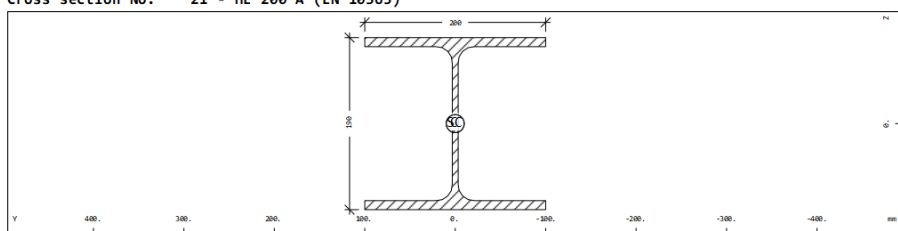
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	3.8783E-03	2.634E-03	1.673E-05	0.0	0.0	210000	30.4	
	1.188E-07	8.877E-04	6.156E-06	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$ principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

Trave del lucernaio

Cross section No. 21 - HE 200 A (EN 10365)



Cross section No. 21 - HE 200 A (EN 10365)

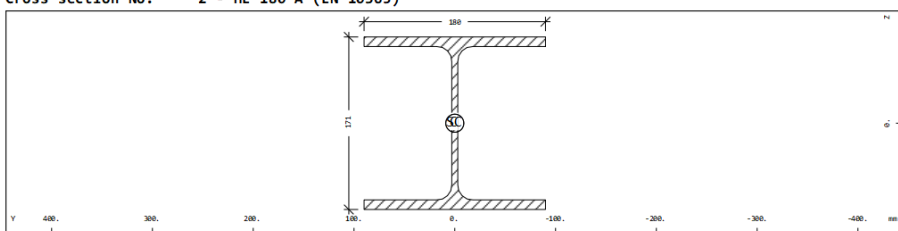
Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	5.3848E-03	3.650E-03	3.693E-05	0.0	0.0	210000	42.3	
	2.048E-07	1.207E-03	1.336E-05	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$ principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

Chiusure laterali tra colonne

Cross section No. 2 - HE 180 A (EN 10365)



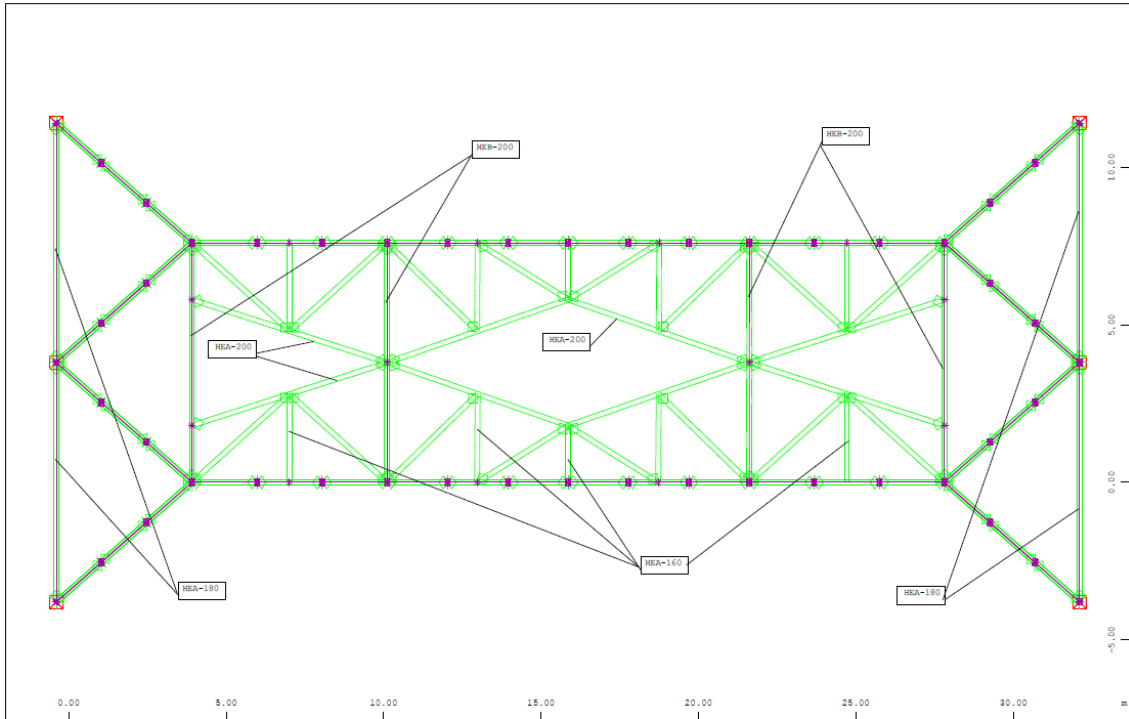
Cross section No. 2 - HE 180 A (EN 10365)

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	4.5263E-03	3.083E-03	2.511E-05	0.0	0.0	210000	35.5	
	1.470E-07	9.936E-04	9.246E-06	0.0	0.0	80769	(BEAM)	

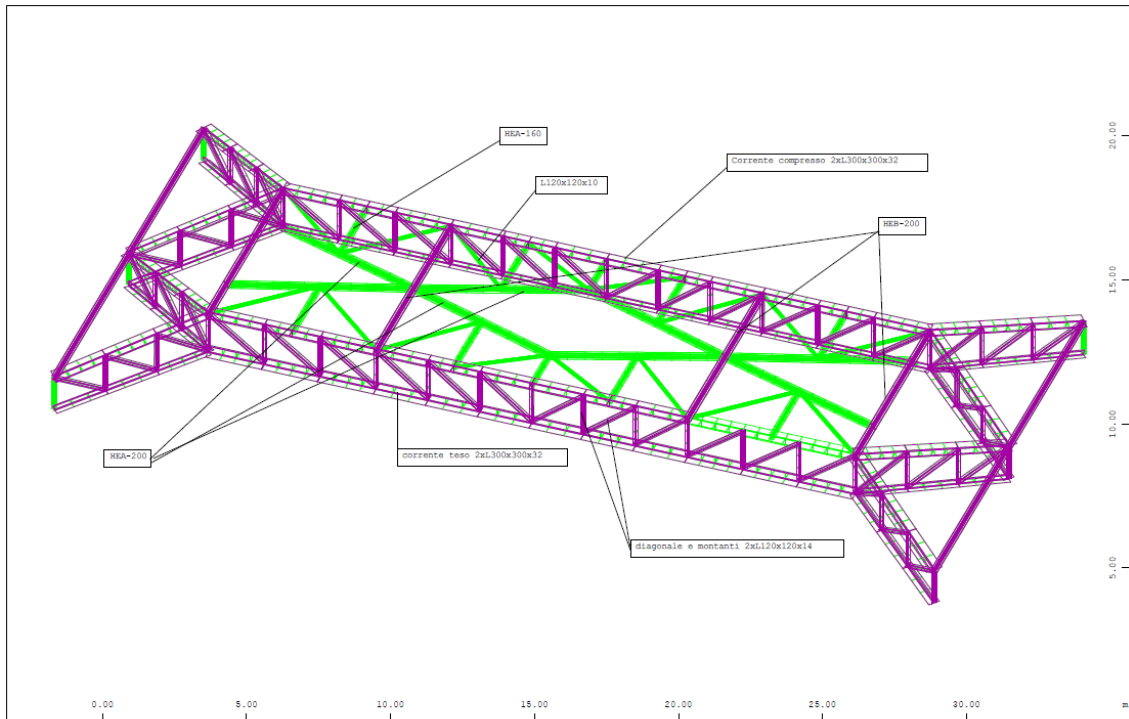
Mat material number
 A[m2] sectional area
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia
 I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$ principal moments of inertia and angle of the principal axes
 MRf reinforcement material number
 It[m4] torsional moment of inertia
 G[N/mm2] Shear modulus
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre
 E[N/mm2] Young's modulus
 g[kg/m] weight per length

Vista in pianta



Structure
Y
X

M 1 : 139



Cross sections
Y
X

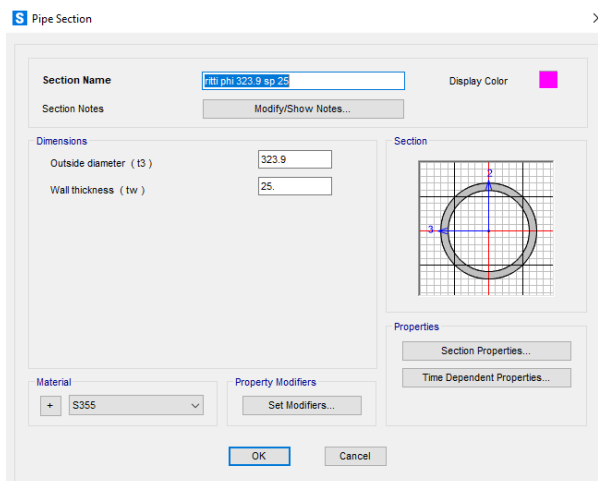
M 1 : 152
+ 0.962
+ 0.662
+ 0.797

4.4 PENSILINA

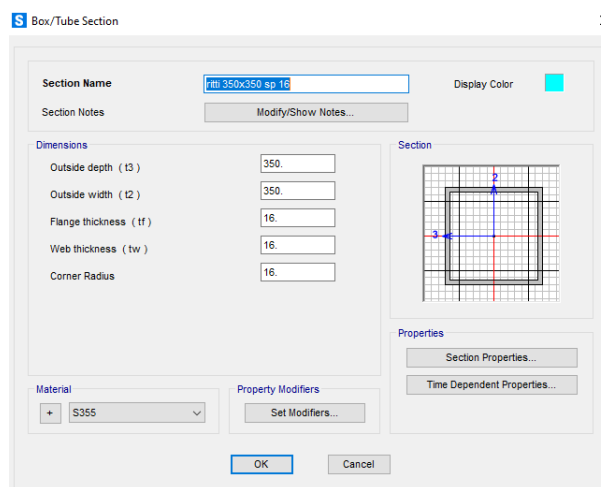
Facendo riferimento alle indicazioni del §3.2, sono state adottate le seguenti sezioni:

I ritti hanno le seguenti sezioni:

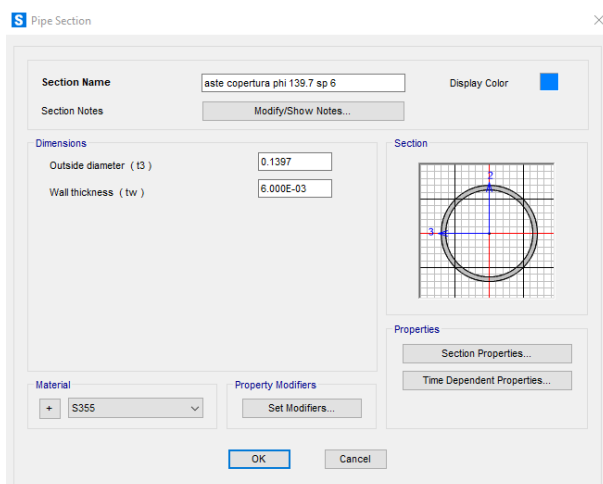
- Sezione di base fino a 3 metri



- Sezione oltre i 3 metri



Le aste di copertura hanno le seguenti dimensioni:



5 MODELLI STRUTTURALI

5.1 MODELLI STRUTTURALI - SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE

5.1.1 Considerazioni generali sul modello di calcolo

La struttura è composta da elementi monodimensionali tipo “Beam” (pilastri) ed elementi “Shell” bidimensionali (solai e pareti dei vani scale). Murature e strutture di facciata sono state inserite come masse (carichi verticali poi convertiti in masse). Le rampe scale non sono state modellate, ma sono stati aggiunti i carichi ad esse associati.

La struttura di copertura è costituita da una trave reticolare in unica campata che sforcella per poggiare sulle colonne perimetrali.

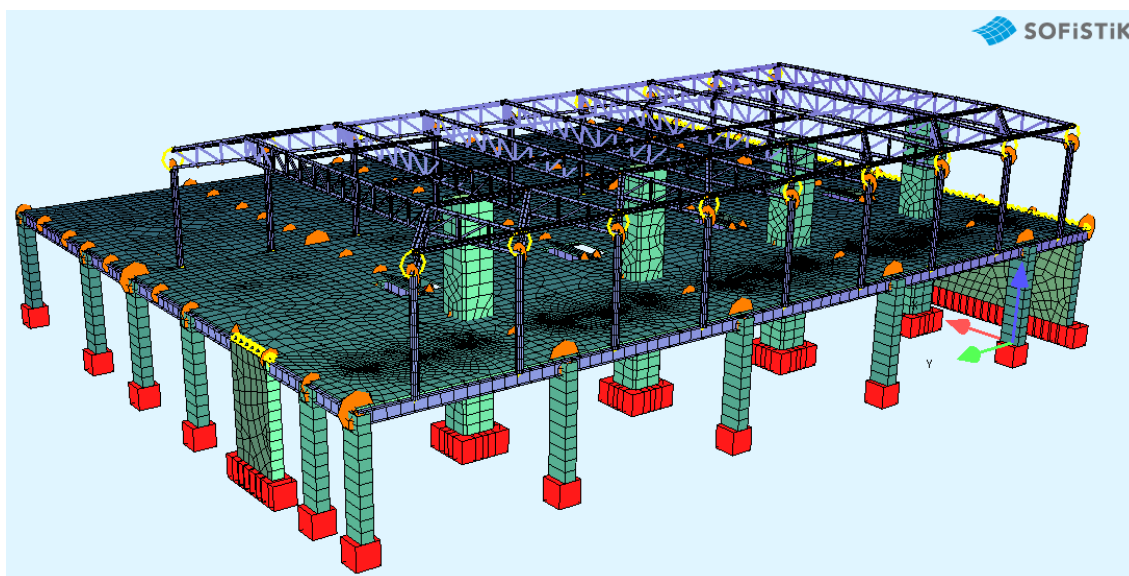


Figura 5-1 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello zona scavalco

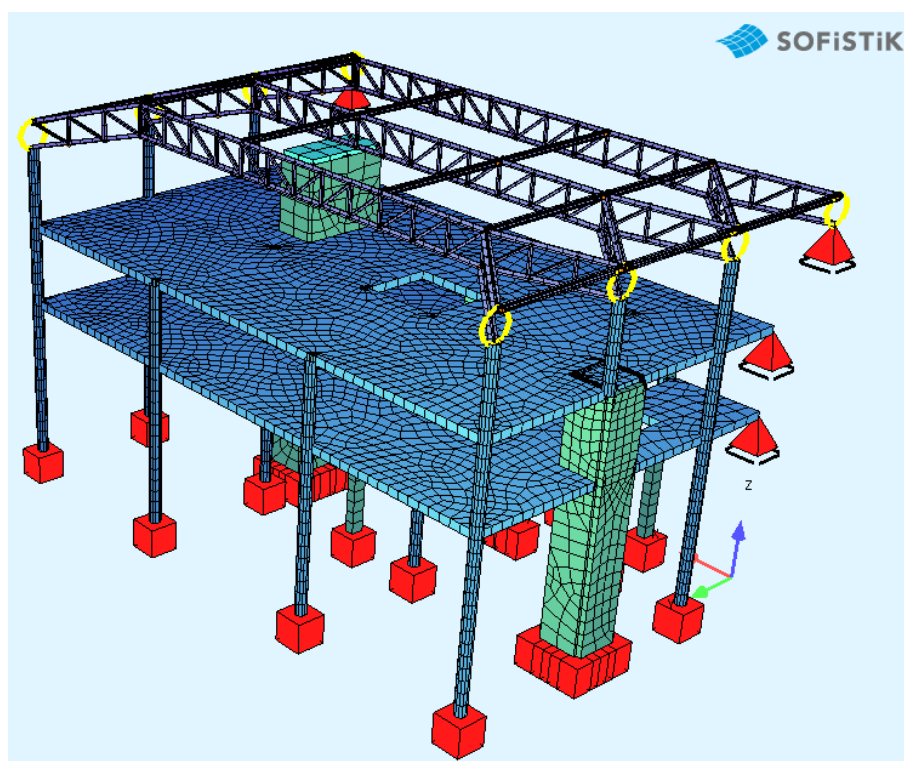


Figura 5-2 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello fabbricato nord-est

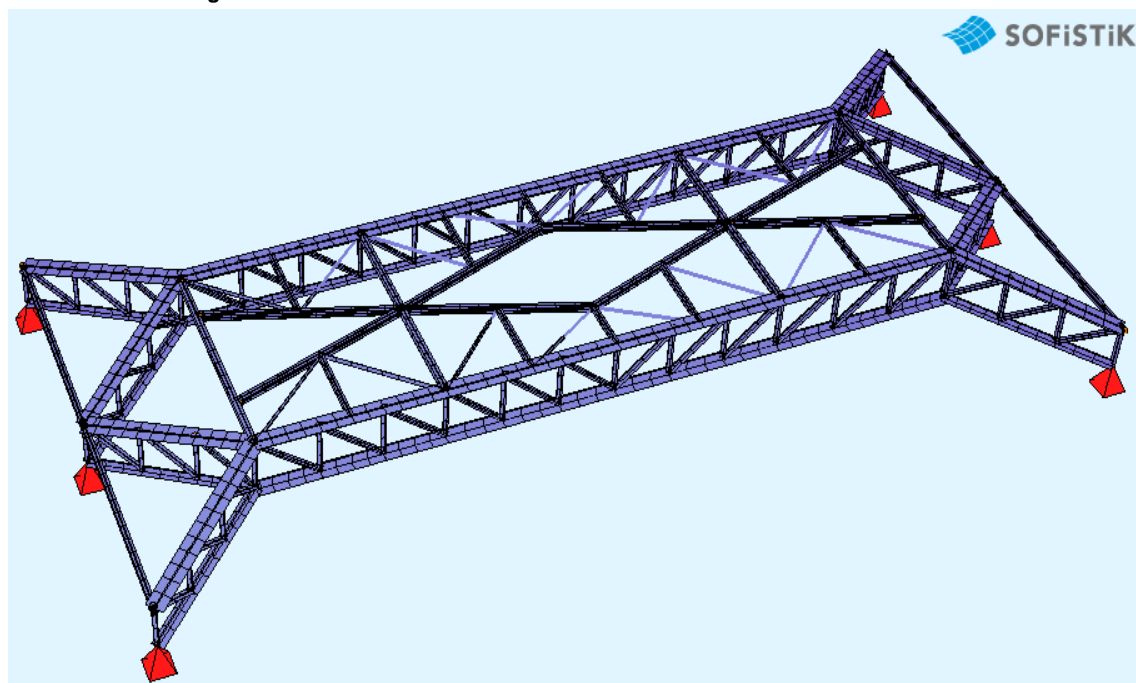


Figura 5-3 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello trave reticolare

La soletta della quota dello scavalco è costituita da una maglia di travi principali, secondarie e terziarie. Tutte le travi principali sono in acciaio al fine di costituire un telaio spaziale di elevata rigidità. Le travi secondarie e terziarie sono costituite da sezioni composte acciaio calcestruzzo (trave in acciaio e soletta in cls).

Gli elementi verticali portanti sono incastrati alla base alla quota di estradosso fondazione.

I pilastri al livello banchina hanno sezione rettangolare e sono dimensionati per essere urto resistenti (azione eccezionale dovuta ad urto del treno).

Annessa alla struttura mediante la presenza di un giunto si innesta la struttura del fabbricato nord.

Tale struttura è costituita da colonne in cls e solette in cls alleggerito mediante Uboot, la copertura è costituita da una reticolare.

Le pensiline di architetoniche di facciata sono costituite da montanti e trave reticolare in acciaio modellata mediante elementi "beam".

5.1.2 Elementi "beam"

Il riferimento locale degli elementi BEAM è così descritto.

Elementi orizzontali:

- asse x coincide con la direzione di prevalente sviluppo dell'elemento (// asse X per le travi)
- asse y coincide con l'altra direzione orizzontale (// asse Y per le travi)
- asse z // asse Z, ma orientato verso il basso

Elementi verticali:

- asse x // asse Z
- asse y // asse -Y
- asse z // dir. X

Per quanto riguarda le azioni interne negli elementi si indicherà con:

N azione assiale

Vy azione tagliante agente nella direzione dell'asse locale y (associato a Mz)

Vz azione tagliante agente nella direzione dell'asse locale z (associato a My)

Mt momento torcente agente attorno all'asse locale x

My momento flettente agente attorno all'asse locale y

Mz momento flettente agente attorno all'asse locale z

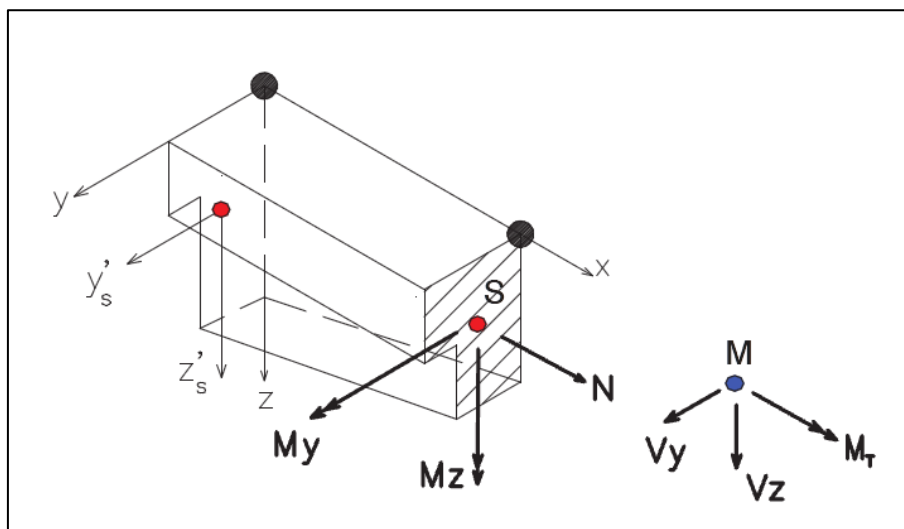


Figura 5-4 Convenzione sollecitazioni - elementi BEAM

Descrizione degli indici associati alle Load case (LC) di involuppo:

INDICI DEI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE:			
INDICE	ELEM.	ELEMENTI ORIZZONTALI	ELEMENTI VERTICALI
21	MAX-N	TRAZIONE	TRAZIONE
22	MIN-N	COMPRESSIONE	COMPRESSIONE
23	MAX-VY	TAGLIO ORIZ.(XX,YY)	TAGLIO TRASV.(YY)
24	MIN-VY		
25	MAX-VZ	TAGLIO VERT.(ZZ)	TAGLIO LONG.(XX)
26	MIN-VZ		
27	MAX-MT	M. Torcente tot (I+II)	M. Torcente
28	MIN-MT		
29	MAX-MY	MOMENTO VERT.(ZZ)	MOMENTO LONG.(XX)
30	MIN-MY		
31	MAX-MZ	MOMENTO ORIZ.(XX,YY)	MOMENTO TRASV.(YY)
32	MIN-MZ		

5.2 MODELLO STRUTTURALE - PENSILINA

5.2.1 Software di calcolo

Per la modellazione, le analisi e le verifiche svolte sul manufatto in oggetto, sono stati utilizzati, oltre a fogli di calcolo excel, il software SAP2000 Advanced versione 24.0.0 della CSI per l'analisi di strutture complesse in qualsiasi materiale:

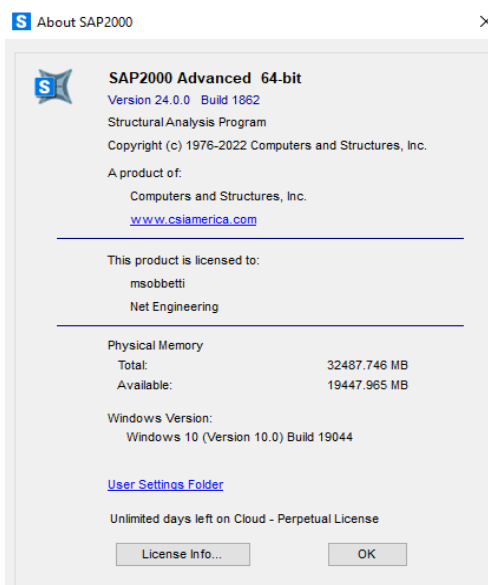


Figura 5-5 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.

5.2.2 Considerazioni generali sul modello di calcolo

La struttura è composta da elementi monodimensionali tipo “Frames” che formano una struttura reticolare in copertura e dei ritri incastrati in testa ed alla base.

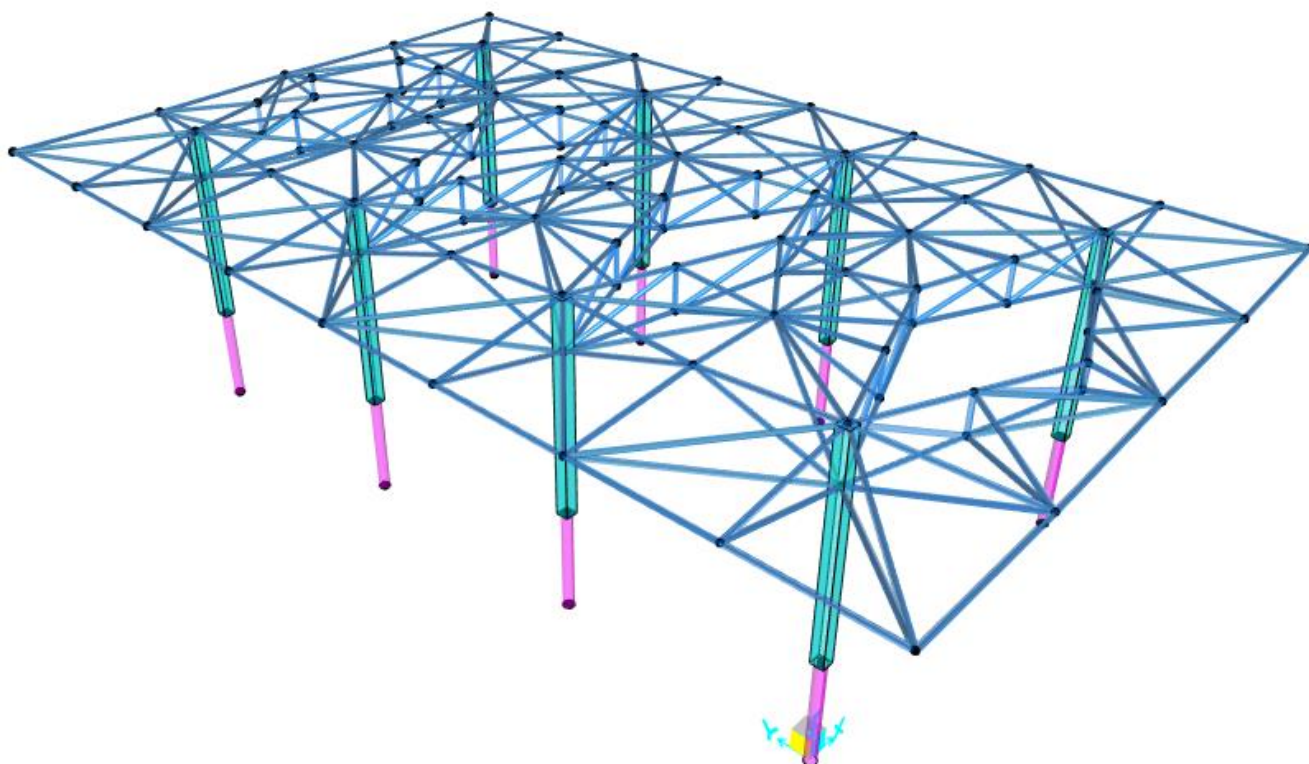


Figura 5-6 Modello di calcolo – Vista estrusa del modello.

5.2.3 Elementi "FRAMES"

Per gli elementi monodimensionali, i Frames, gli assi vengono ad essere definiti implicitamente. Infatti, è naturale assumere uno degli assi come quello che individua lo sviluppo della trave.

Gli altri due assi possono essere scelti arbitrariamente. Per semplicità useremo il sistema di riferimento locale che il SAP2000 propone. La terna locale viene così definita:

- L'asse 1 coincide con l'asse longitudinale dell'asta.
- Il piano 1-2 è verticale, parallelo all'asse Z.
- L'asse 2 è preso con direzione e verso verticali, a meno che questo sia orizzontale e allora è assunto orizzontale parallelo ed equiverso con +X.
- L'asse 3 è orizzontale, è contenuto nel piano X-Y.

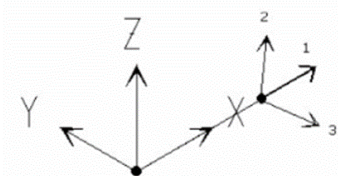


Figura 5-7 : Convenzione sollecitazioni - elementi FRAMES

Per quanto riguarda le azioni interne negli elementi si indicherà con:

- P azione assiale
- V2 azione tagliante agente nella direzione dell'asse locale 2 (nel piano 1-2)
- V3 azione tagliante agente nella direzione dell'asse locale 3 (nel piano 1-3)
- T momento torcente agente attorno all'asse locale 1
- M2 momento flettente agente attorno all'asse locale 2 (nel piano 1-3)
- M3 momento flettente agente attorno all'asse locale 3 (nel piano 1-2)

All'interno del modello le colonne sono state modellate come elementi frames. Anche la copertura è modellata con elementi frames poiché le rigidezze flessionali delle aste sono basse e quindi l'azione predominante è assiale.

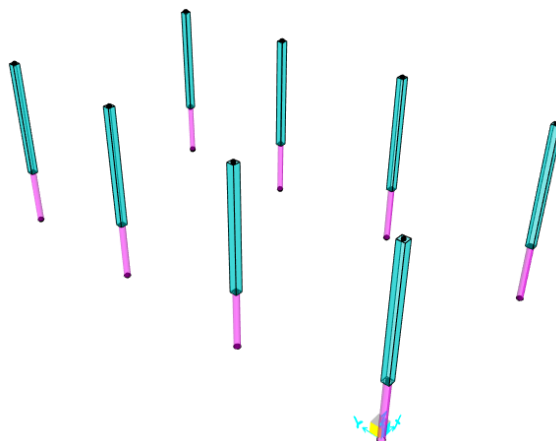


Figura 5-8 : Colonne modello di calcolo - elementi FRAMES

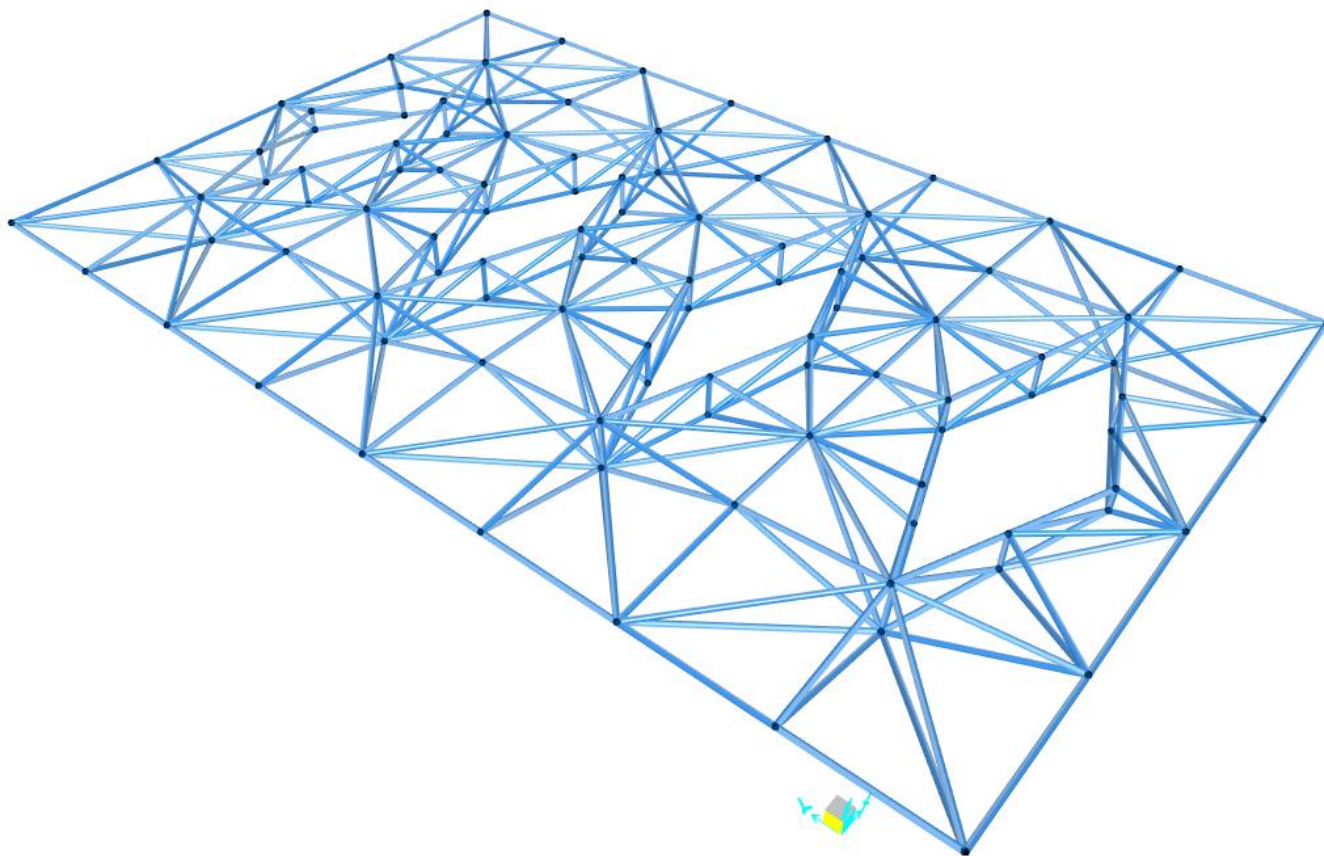


Figura 5-9 : Copertura reticolare

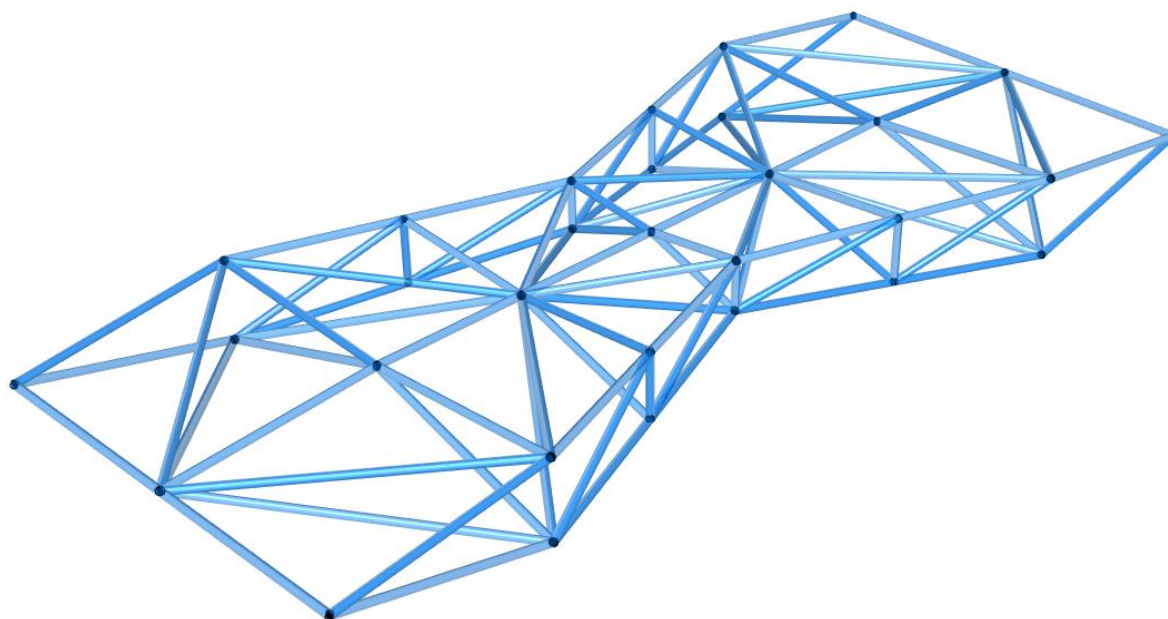


Figura 5-10 : Modulo copertura reticolare

5.2.4 Elementi "SHELL"

Per gli elementi shell, l'orientamento degli assi locali 1 e 2 è determinato dalla relazione tra l'asse locale 3 e l'asse globale Z:

- il piano locale 3-2 viene preso verticale, cioè parallelo all'asse Z;
- l'asse locale 2 viene preso in direzione positiva verso l'alto (+Z) a meno che la shell non sia orizzontale nel qual caso l'asse locale 2 è preso orizzontale diretto lungo la direzione globale +Y;
- l'asse locale 1 è sempre orizzontale cioè giace in un piano parallelo al piano XY.

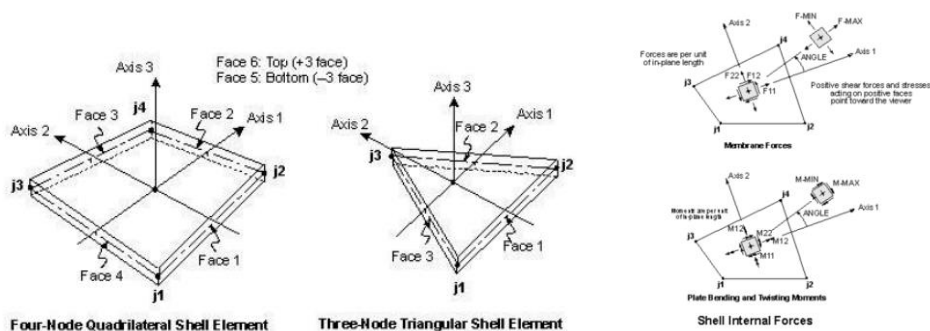


Figura 5-11 : Convenzione assi e azioni interne - elementi shell

Gli assi locali 1 – 2 – 3 coincidono, rispettivamente, con gli assi locali x – y – z.

Nel presente modello, gli elementi shell utilizzati sono elementi "none" ovvero privi di sezione e quindi massa e rigidezza. Tali elementi vengono inseriti per applicare il carico alla struttura.

6 ANALISI DEI CARICHI - PENSILINA

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli;
- Azioni eccezionali.

Nel progetto strutturale in esame, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando le condizioni più gravose in accordo con la localizzazione geografica.

6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

6.1.1 Struttura principale in carpenteria metallica

Gli elementi strutturali in acciaio ($\gamma_{steel} = 78.5 \text{ kN/m}^3$) sono i ritti e la struttura reticolare di copertura. Questi vengono desunti in modo automatizzato dal codice di calcolo che calcola il peso dell'elemento strutturale basandosi sulle geometrie ed il peso specifico del materiale.

6.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Copertura

Il rivestimento della copertura all'estradosso è ottenuto mediante pannelli fono assorbenti ed isolanti, alternati a lucernari in vetro ($\gamma_{glass} = 26.40 \text{ kN/m}^3$) di spessore pari a 60 mm.

L'intradosso è rivestito con una lamiera forata in acciaio da 5 mm.

Copertura fono assorbente ed isolante	0.5	kN/m ²
Lamiera forata (sp = 5 mm; %for = 25%)	0,3	kN/m ²
Lucernario (sp = 5 cm)	1.6	kN/m ²

Sommando i contributi relativi alla parte coperta ed alla parte in vetro con la lamiera ad intradosso, si ottengono i valori al m² di copertura per la zona coperta con i pannelli fono assorbenti ed isolanti (0.8 kN/m²) e la zona coperta in vetro (1.9 kN/m²). Mentre per l'intradosso si considera soltanto il peso proprio della lamiera forata (0.3 kN/m²)

$g_{2,k}$ (kN/m ²)	0.8	copertura
$g_{2,k}$ (kN/m ²)	1.9	lucernario
$g_{2,k}$ (kN/m ²)	0.3	Intradosso copertura

Figura 6-1 Modello di calcolo – pesi permanenti non strutturali

6.3 SOVRACCARICHI VARIABILI

Il sovraccarico variabile (cfr. § Tab. 3.1.II NTC2018) per la sola manutenzione in copertura è assunto cautelativamente pari a $q_k = 1.00 \text{ kN/m}^2$.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

6.4 AZIONE DELLA NEVE

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di q_{sk} si è fatto riferimento ad un sito posto in zona I-Alpina, con altezza sul livello del mare $a_s = 250m$. Pertanto, si ottiene:

$$q_{sk} = 1.39 \cdot (1 + (a_s/728)^2) = 1.6 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione C_e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame, essendo un tipologico, si assume $C_e = 1.0$.

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1.0$ (3.4.4 - NTC2018).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso in esame si ha $\alpha = 0^\circ$ pertanto:

$$\mu_1 (0^\circ) = 0,8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.55 = 1,3 \text{ kN/m}^2.$$

6.5 AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari $a_s < a_0 = 500 m$.

Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

- q_b - Pressione cinetica di riferimento;
- c_e - Coefficiente di esposizione;
- c_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d - Coefficiente dinamico che si assume unitario;

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b - Velocità di riferimento del vento in m/s;
- ρ – Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

v_b – Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni;

α_R – Coefficiente posto in un diagramma in funzione di T_R espresso in anni;

Il periodo di ritorno T_R al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a **50 anni** (in accordo con il periodo di riferimento V_R della struttura).

Pertanto, la pressione cinetica di riferimento risulta **0.391 kN/m²**.

Coefficiente di esposizione:

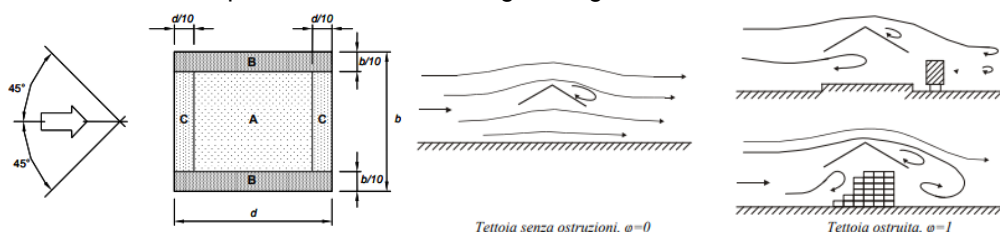
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 1, classe di rugosità del terreno A e categoria d'esposizione del sito IV, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 20,00 m, risulta pari ad **2.28**.

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad **1**.

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 del DT207/2008_CNR in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



α	Grado di bloccaggio ϕ	Coefficiente di pressione c_{pm}		
		A	B	C
0°	Massimo, tutti i valori di ϕ	+0,5	+1,8	+1,1
	Minimo, $\phi = 0$	-0,6	-1,3	-1,4
	Minimo, $\phi = 1$	-1,5	-1,8	-2,2

Si considerano i valori della zona A con grado di bloccaggio unitario. Pertanto, si assume per il caso sopravento $c_p = + 0.5$, mentre per il caso sottovento $c_p = - 1.5$.

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

	q_b (kN/m ²)	c_d	c_e	c_p	p (kN/m ²)
1 parete sopravento	0.391	1	2.28	0	0

2 copertura sopravento	0.391	1	2.28	0.5	0.45
3 copertura sottovento	0.391	1	2.28	-1.5	-1.34
4 parete sottovento	0.391	1	2.28	0	0

Figura 6-2 Modello di calcolo – Vento

Infine, sui ritri viene applicata un'azione pari alla pressione di sopravento distribuita linearmente lungo l'altezza. Tale azione vale:

Azione orizzontale sui ritri		
$p_{\text{sopravento}}$	0.45	kN/m ²
b_{ritri}	0.3	m
P_{ritri}	0.135	kN/m

Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot C_e \cdot C_f$$

dove:

q_b , C_e sono stati definiti precedentemente;

C_f - Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.XIX (Circolare 2019) si assume un valore di C_f **0.01**, relativo a superficie liscia (acciaio, cemento a faccia liscia...). Pertanto, sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene:

Azione tangenziale del vento		
C_e	2.28	-
C_f	0.04	-
q_b	0.391	kN/m ²
p_f	0.036	kN/m ²

6.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI

Non sono presenti tali azioni per la struttura in oggetto della presente relazione.

7 ANALISI DEI CARICHI - SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- azione del vento;
- azione della neve;
- effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli;
- Azioni eccezionali.

Nel progetto strutturale in esame, al fine di una progettazione tipologica che consenta l'impiego del fabbricato su tutta la rete ferroviaria nazionale, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando le condizioni più gravose in accordo con la dislocazione delle stazioni sul territorio della tratta Napoli - Bari.

7.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

7.1.1 Struttura principale in c.a.

Le parti di modello che sono in calcestruzzo armato sono i pilastri e il programma calcola in modo automatizzato il peso dell'elemento strutturale basandosi sulle geometrie modellate e il peso specifico del materiale.

7.1.2 Struttura portante mista acciaio calcestruzzo

Il solaio a quota dello scavalco è realizzato da una struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Il solaio è retto da travi in acciaio con soletta in calcestruzzo collaborante dallo spessore di 15 cm. Avendo modellato tutta la struttura mediante elementi beam (travi) e shell (soletta) i pesi vengono inseriti in modo automatizzato dal software prendendo in esame i pesi specifici dei materiali che costituiscono l'opera.

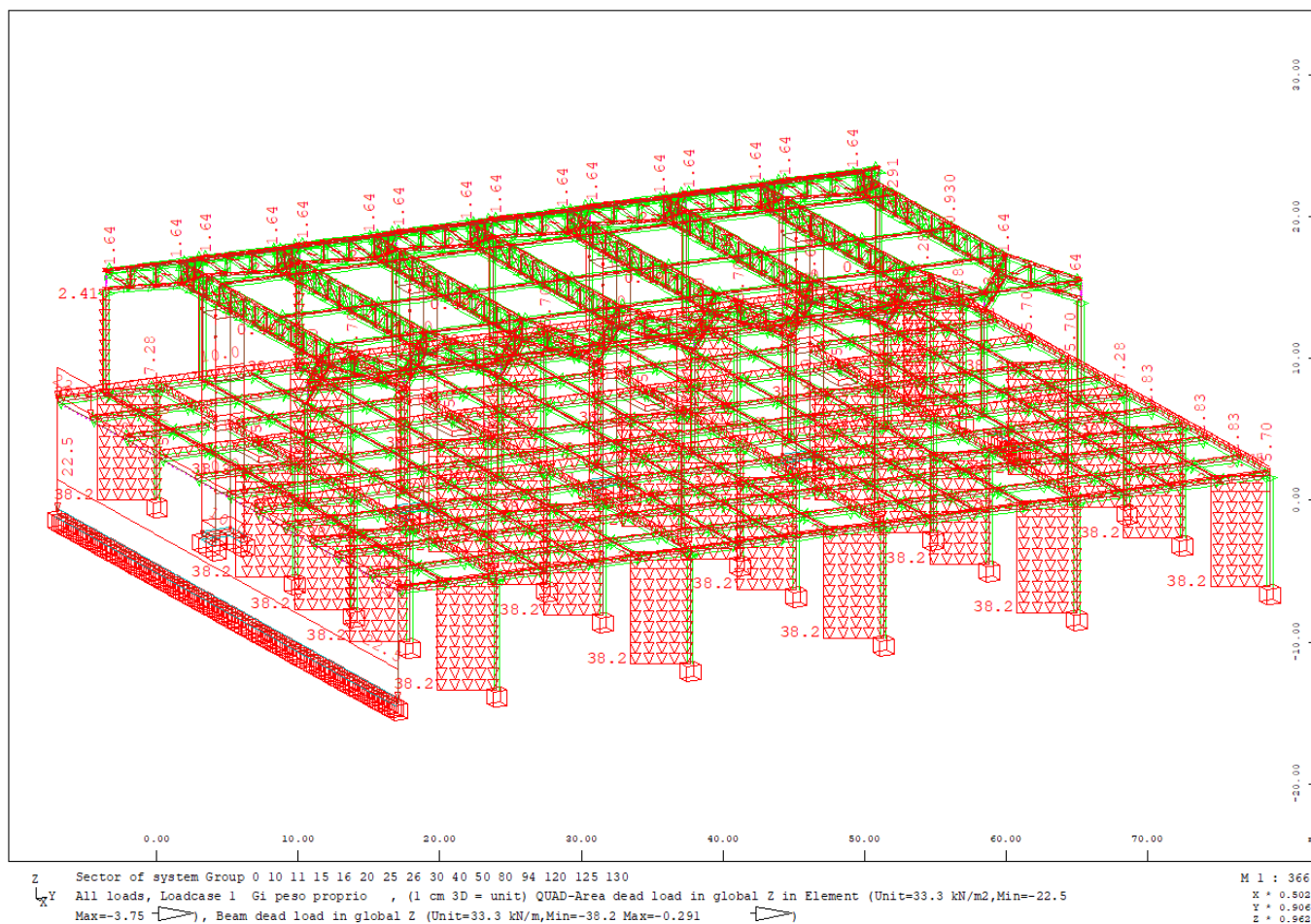
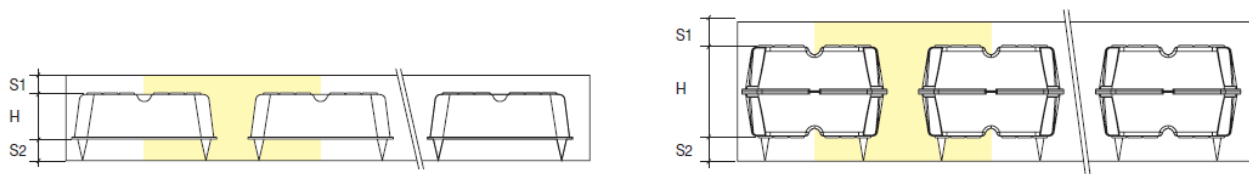


Figura 7-1 Modello di calcolo – pesi propri

7.1.3 Struttura portante solaio alleggerito mediante “U-boot”

Per il solaio di interpiano (mezzanino 1), di piano primo e di mezzanino 2 si stima in questa fase un solaio u-boot alleggerito così determinato:

maglia del solaio ~ 11.5m x 7.60m



Luce Maglia quadrata	Spessore solaio proposto con sovraccarico 500 kg/m ²	S1	H U-Boot	S2	Inerzia soletta alleggerita ⁽¹⁾	Inerzia soletta piena	Perdita percentuale di rigidezza	Perdita percentuale di altezza equivalente	Peso solaio alleggerito	Peso soletta piena	Risparmio di peso
m		cm	cm	cm	cm ⁴ /cm	cm ⁴ /cm	%	%	kg/m ²	kg/m ²	%
7	26	5	16	5	122.364	146.467	16	5,85	482,6	650,0	26
8	30	7	16	7	200.897	225.000	11	3,73	582,6	750,0	22
9	34	5	24	5	246.063	327.533	25	9,12	596,2	850,0	30
10	36	10	16	10	364.697	388.800	6	2,14	732,6	900,0	19
11	38	7	24	7	375.796	457.267	18	6,36	696,2	950,0	27
12	42	5	32	5	429.513	617.400	30	11,43	715,2	1050,0	32
12	44	10	24	10	628.396	709.867	11	4,02	846,2	1100,0	23
12	46	7	32	7	623.247	811.133	23	8,44	815,2	1150,0	29
13	50	5	40	5	673.542	1.041.667	35	13,56	828,8	1250,0	34
14	52	10	32	10	983.847	1.171.733	16	5,70	965,2	1300,0	26
14	54	7	40	7	944.075	1.312.200	28	10,43	928,8	1350,0	31
15	58	5	48	5	989.345	1.625.933	39	15,30	942,4	1450,0	35
15	60	10	40	10	1.431.875	1.800.000	20	7,38	1.078,8	1500,0	28
16	62	7	48	7	1.349.478	1.986.067	32	12,13	1.042,4	1550,0	33
18	68	10	48	10	1.983.678	2.620.267	54	8,90	1.192,4	1700,0	30

⁽¹⁾ Inerzia della soletta calcolata con la nervatura da 16 cm di larghezza.

Si sceglie il solaio h= 44cm (10+24+10).

peso strutturale solaio = $G_{1,solaio} = 8,5 \text{ kN/m}^2$

Come già visto, al materiale associato ai solai -modellati con solette da 44cm di altezza- viene associato un materiale "C30/37_SOL" avente peso proprio ridotto al 77% ($25 \text{ kN/m}^3 \times 0,77 = 19,25 \text{ kN/m}^3$ il peso del solaio è dato dal valore di cls. alleggerito per lo spessore della soletta $19,25 \times 0,44 = 8,50 \text{ kN/m}^2$).

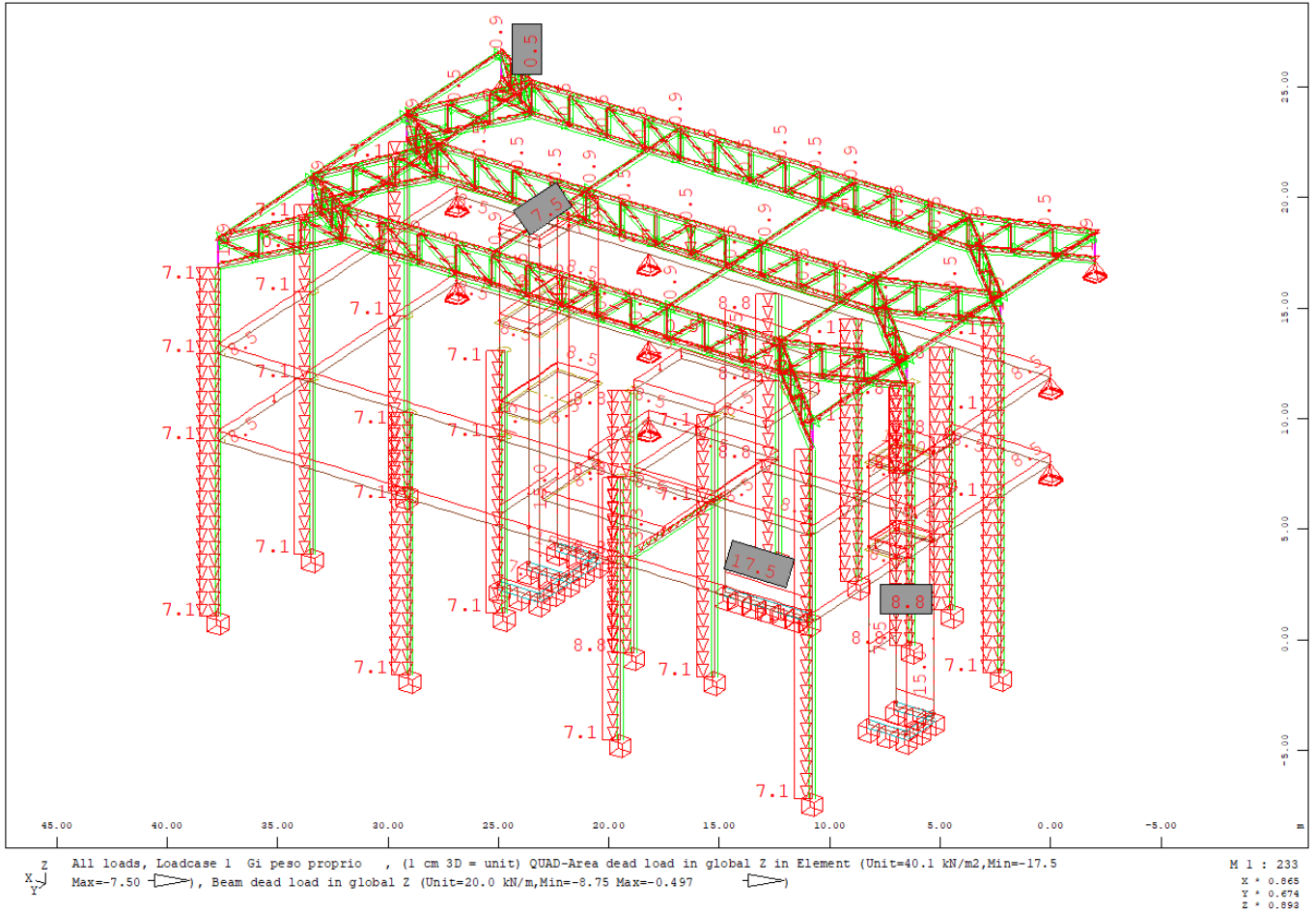


Figura 7-2 Modello di calcolo – pesi propri

7.1.4 Struttura portante copertura reticolare

La copertura sulla porzione di stazione è costituita da una reticolare costituita da profili accoppiati tra di loro.

La reticolare è stata modellata con elementi beam. Il programma calcola in modo automatizzato il peso dell'elemento strutturale basandosi sulle geometrie modellate e il peso specifico del materiale.

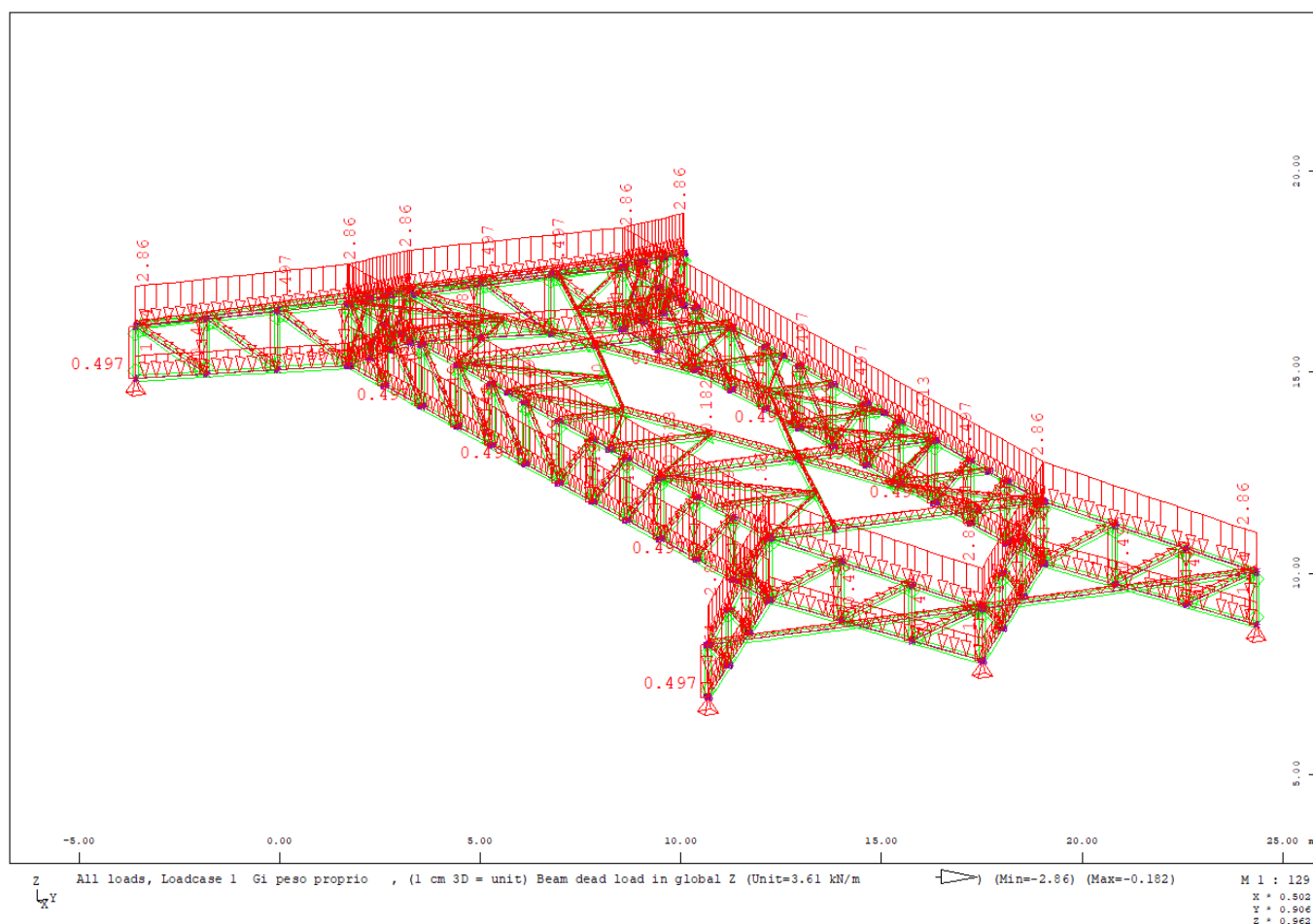


Figura 7-3 Modello di calcolo – pesi propri

7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

- Tamponamenti esterni

Il rivestimento esterno è ottenuto mediante pannelli di tamponamento in vetro di spessore pari a 63 mm il cui peso è pari a **1,66 kN/m²**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello $h=8,50$ m.

- Tamponamenti perimetrali

Peso medio del blocco di vetro $q=1.66$ kN/m²

Altezza parete = 8.50m

Carico lineare agente in soletta, applicato sul perimetro $q_p= 1.70 \times 8.50 = 14.50$ kN/m

- Carichi permanenti non strutturali agenti al solaio quota scavalco

Massetto delle pendenze	$H_{med} = (0.20 \times 24.00) = 4.80$	kN/m ²
Guaina di impermeabilizzazione x2	0,20	kN/m ²
Malta di allettamento (2 cm)	0,42	kN/m ²
Pavimento	0,50	kN/m ²
Tramezzature	1.20	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Totale carico:	7,42	kN/m²

Carichi permanenti non strutturali agenti al solaio quota mezzanino 1, piano primo e mezzanino 2 del fabbricato

Massetto delle pendenze	$H_{med} = (0.10 \times 24.00) = 2.40$	kN/m ²
Guaina di impermeabilizzazione x2	0,20	kN/m ²
Malta di allettamento (2 cm)	0,40	kN/m ²
Pavimento	0,50	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Tramezzature	1.20	kN/m ²
Totale carico:	5.00	kN/m²

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla reticolare

Pannello tipo sandwich	0.20	kN/m ²
impianti	0,60	kN/m ²
controsoffitto	0,30	kN/m ²
Intonaco intradosso	0,30	kN/m ²
Pannelli fotovoltaici	0,60	kN/m ²
Totale carico:	2.00	kN/m²

Copertura verde

Alberi	2.00	kN/m ²
Terreno vegetale umido (1.50m)	$(16 \text{ kN/m}^3 \times 1.50 \text{ m}) = 8.00$	kN/m ²
Strato drenante (10 cm)	$(18 \text{ kN/m}^3 \times 0.10 \text{ m}) = 1.80$	kN/m ²
Impermeabilizzazione	0,20	kN/m ²
Impianti appesi	0,20	kN/m ²
Pannelli UHPC	0,50	kN/m ²
Totale carico:	28.70	kN/m²

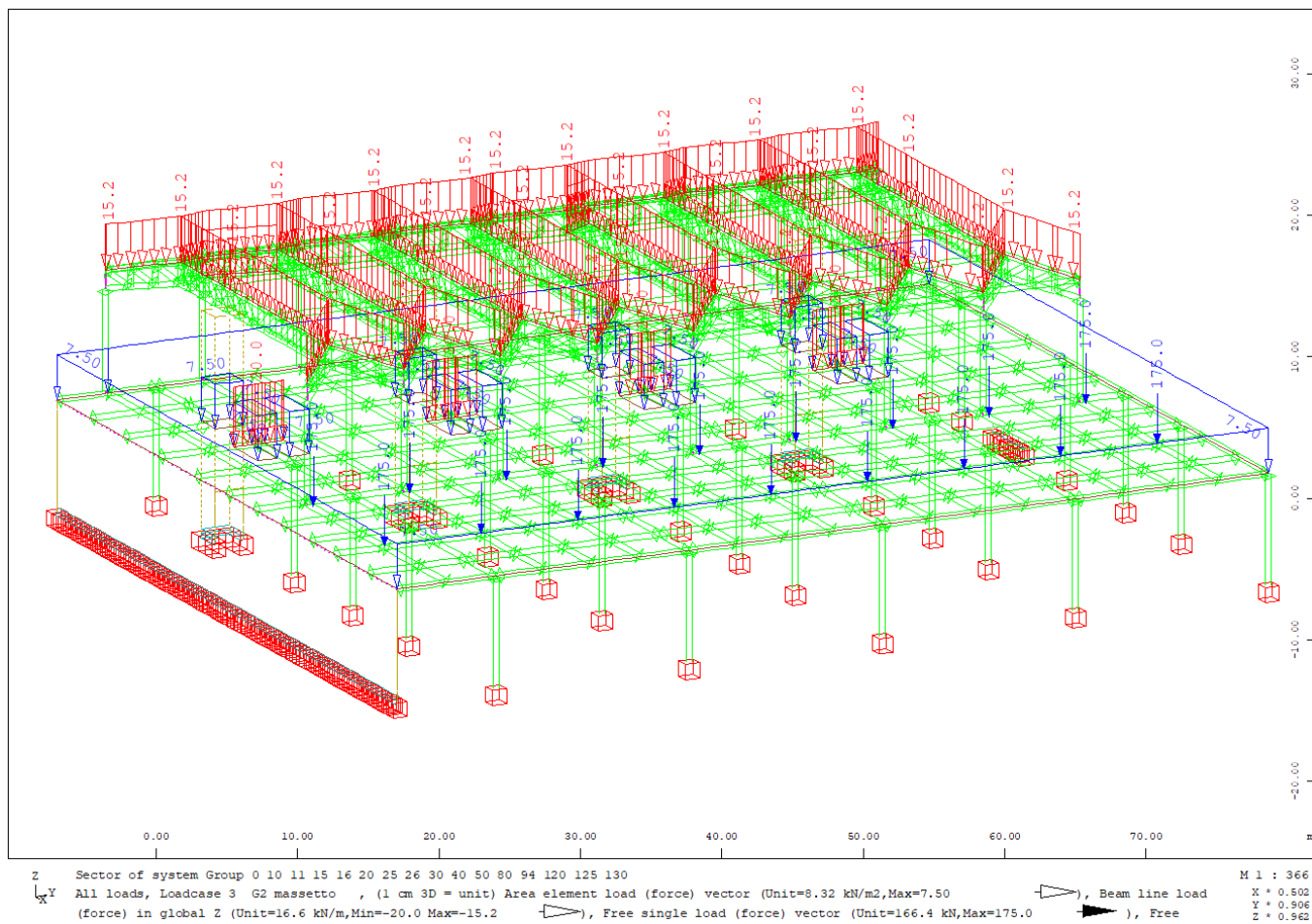


Figura 7-4 Modello di calcolo – pesi permanenti non strutturali zona scavalco

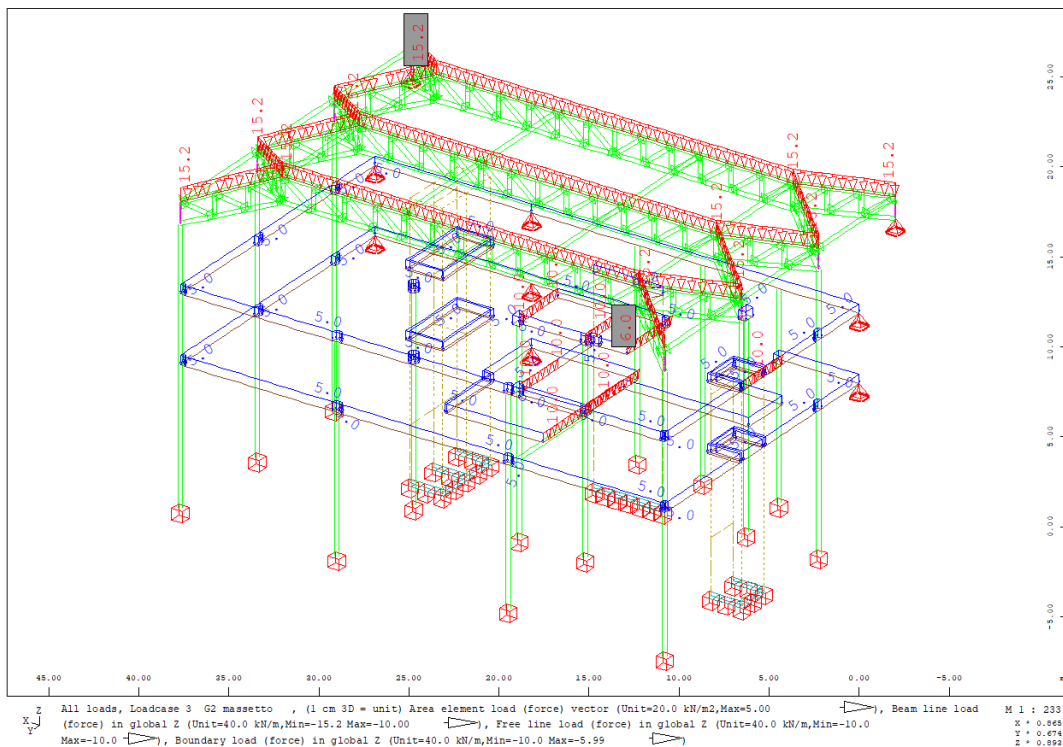


Figura 7-5 Modello di calcolo – pesi permanenti non strutturali zona fabbricato nord-est

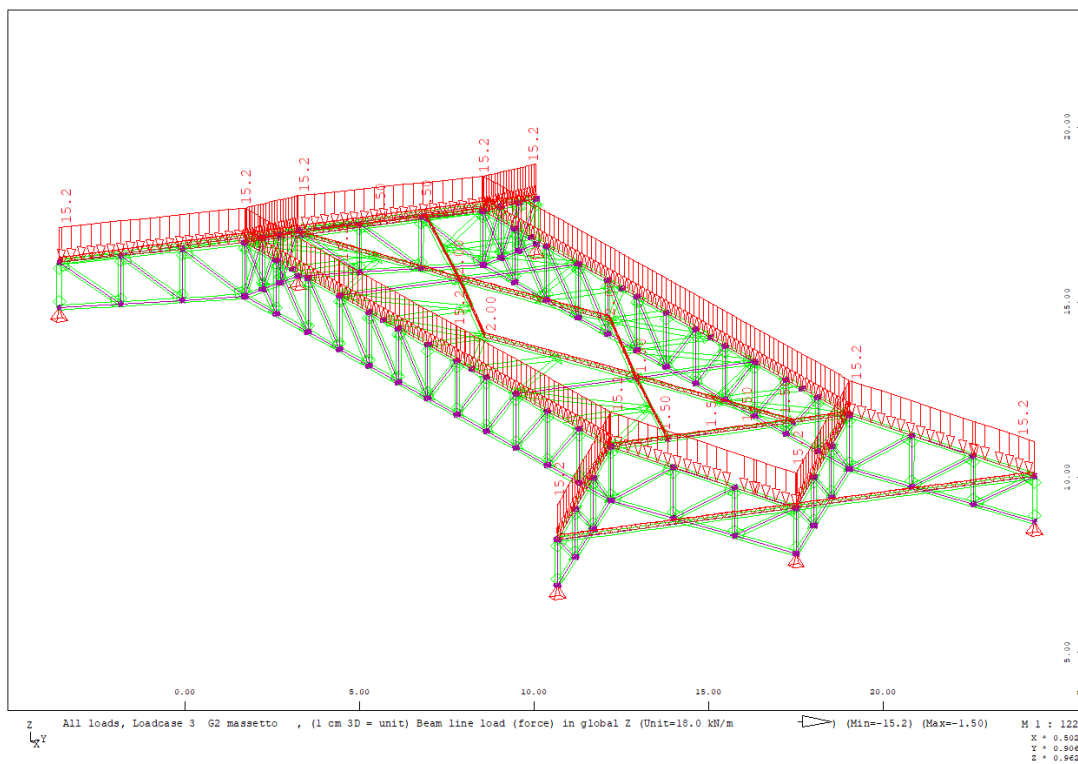


Figura 7-6 Modello di calcolo – pesi permanenti non strutturali reticolare

7.3 SOVRACCARICHI VARIABILI

Il sovraccarico variabile per sola manutenzione in copertura è assunto cautelativamente pari a 1.00 kN/m².

Il sovraccarico variabile nella porzione di tetto verde applicato è assunto cautelativamente pari a 1.00 kN/m².

Il sovraccarico per le aree di grande affluenza zona stazione è assunto pari a 5.00 kN/m².

Nel piano di mezzanino si assume un carico da ufficio pari a 3.00 kN/m².

Si riporta la tabella estratta dal capitolo 3 delle NTC-18 a cui si è fatto riferimento.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Interasse tra le reticolari 7.60m

Carico su reticolare

1.00 x 7.60 = **7,60 kN/m.**

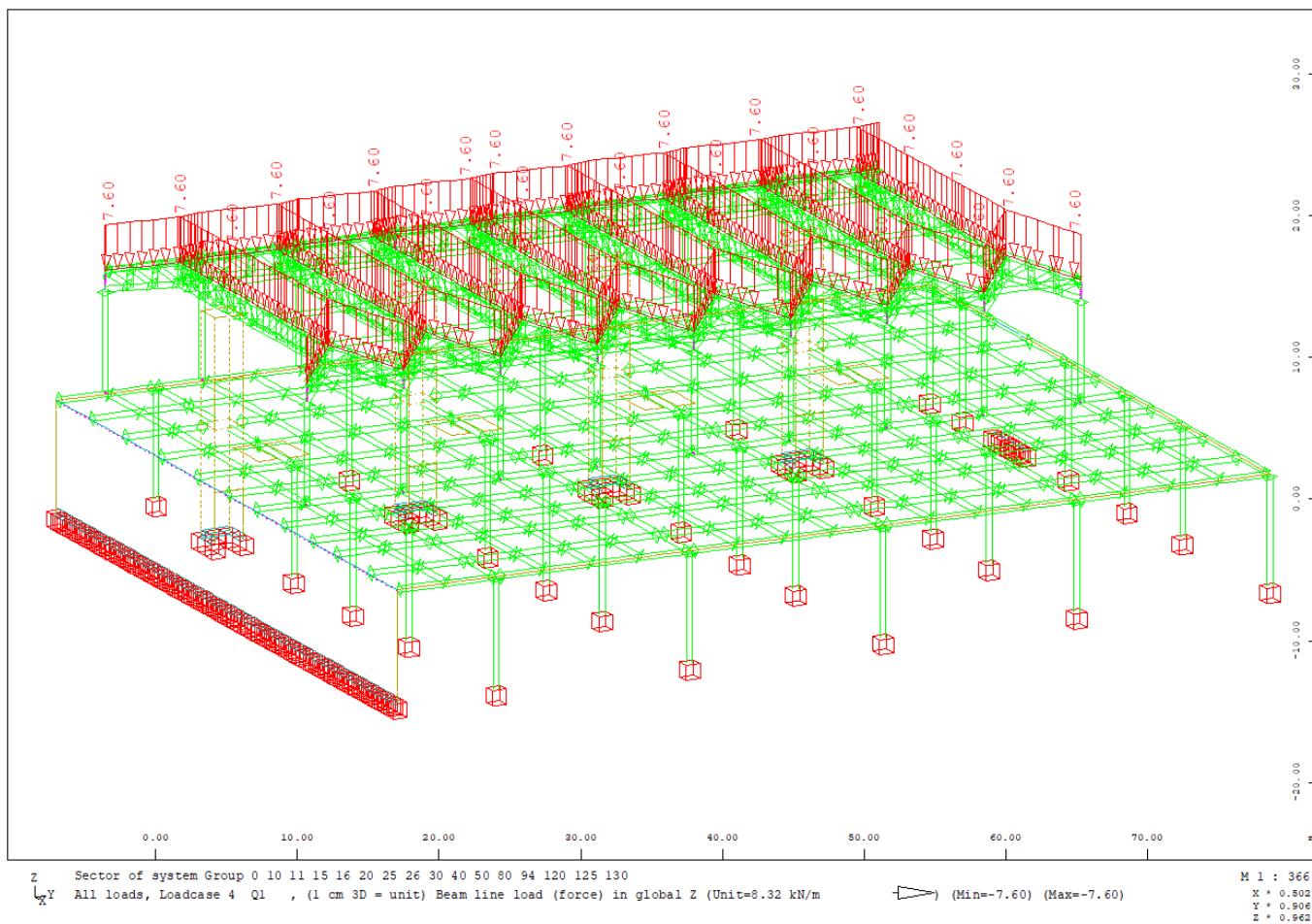


Figura 7-7 Modello di calcolo – Variabile manutenzione scavalco

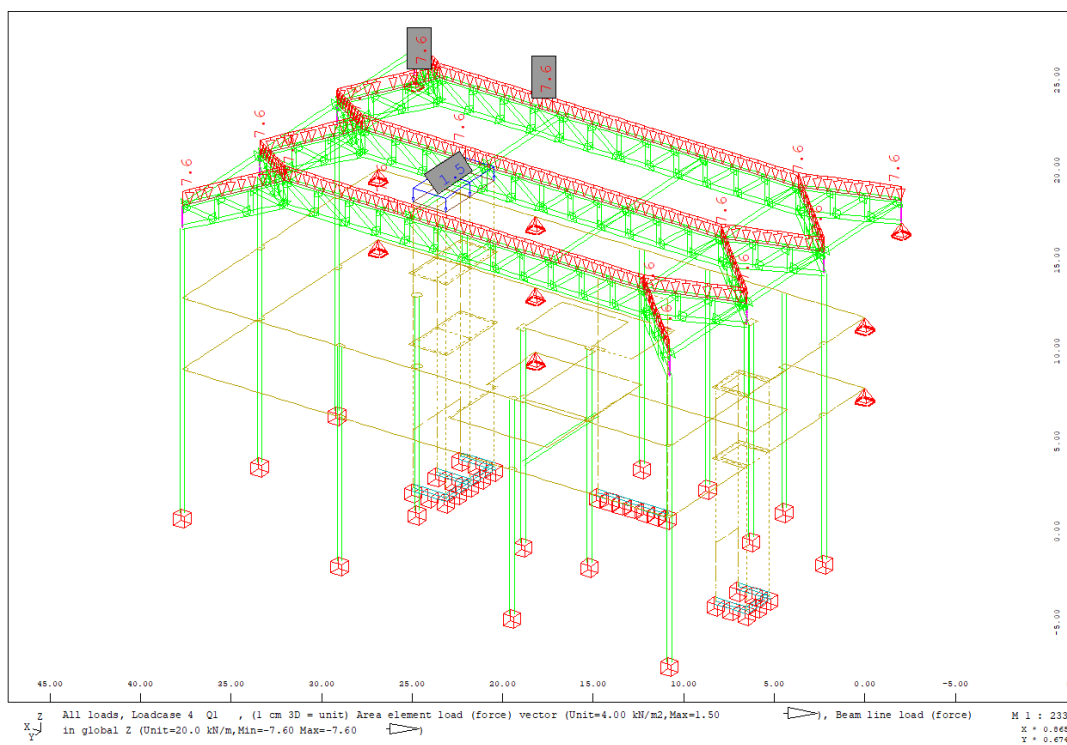


Figura 7-8 Modello di calcolo – Variabile manutenzione fabbricato Nord-est

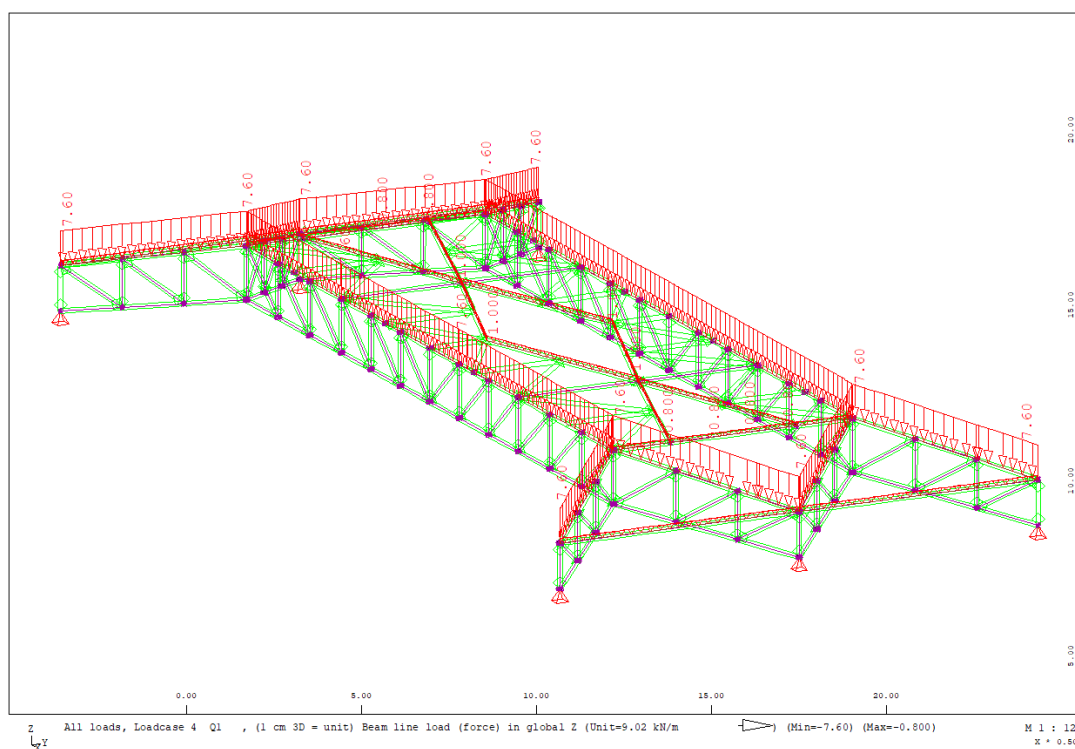


Figura 7-9 Modello di calcolo – Variabile manutenzione reticolare

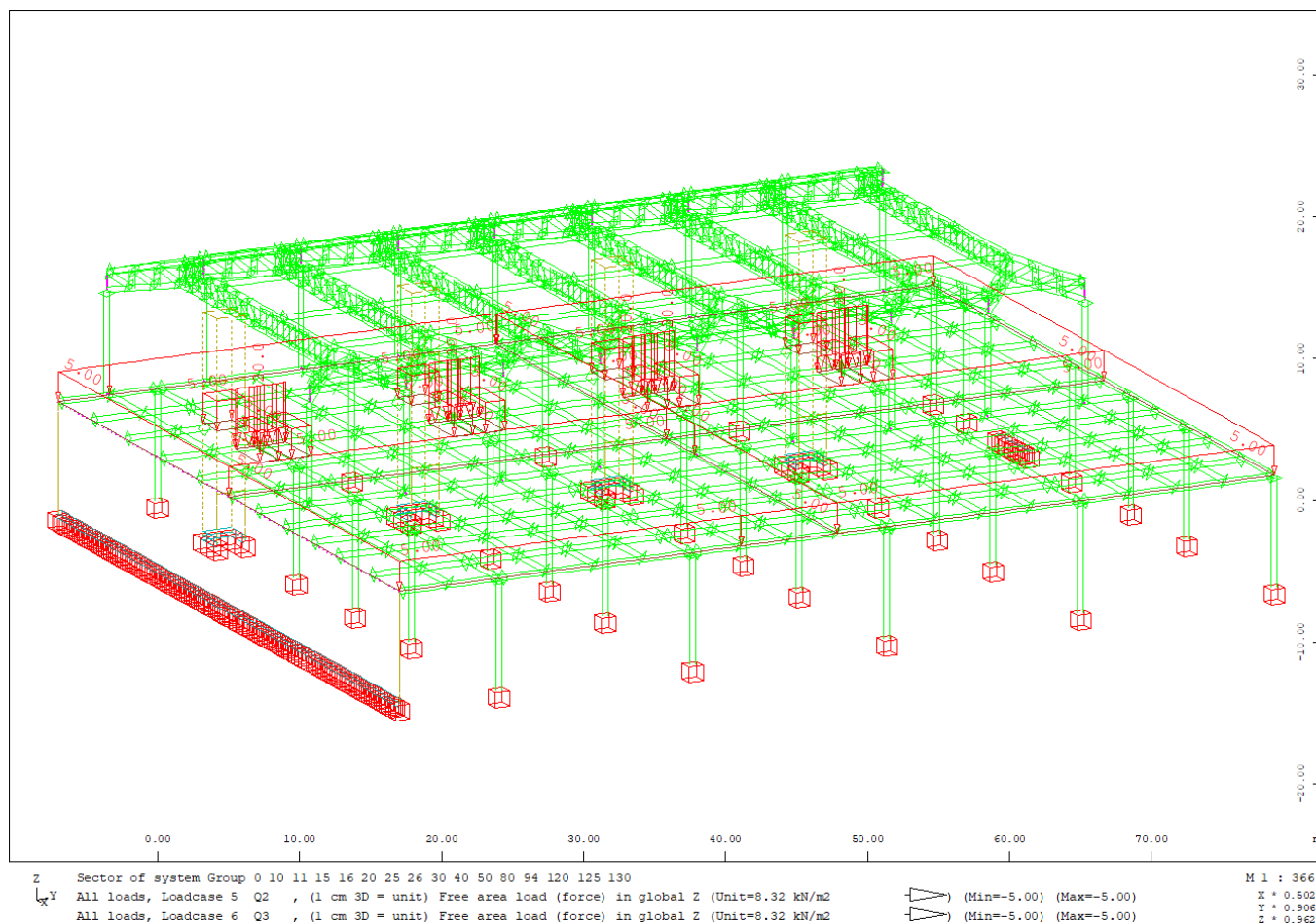


Figura 7-10 Modello di calcolo – Variabile folla scavalco

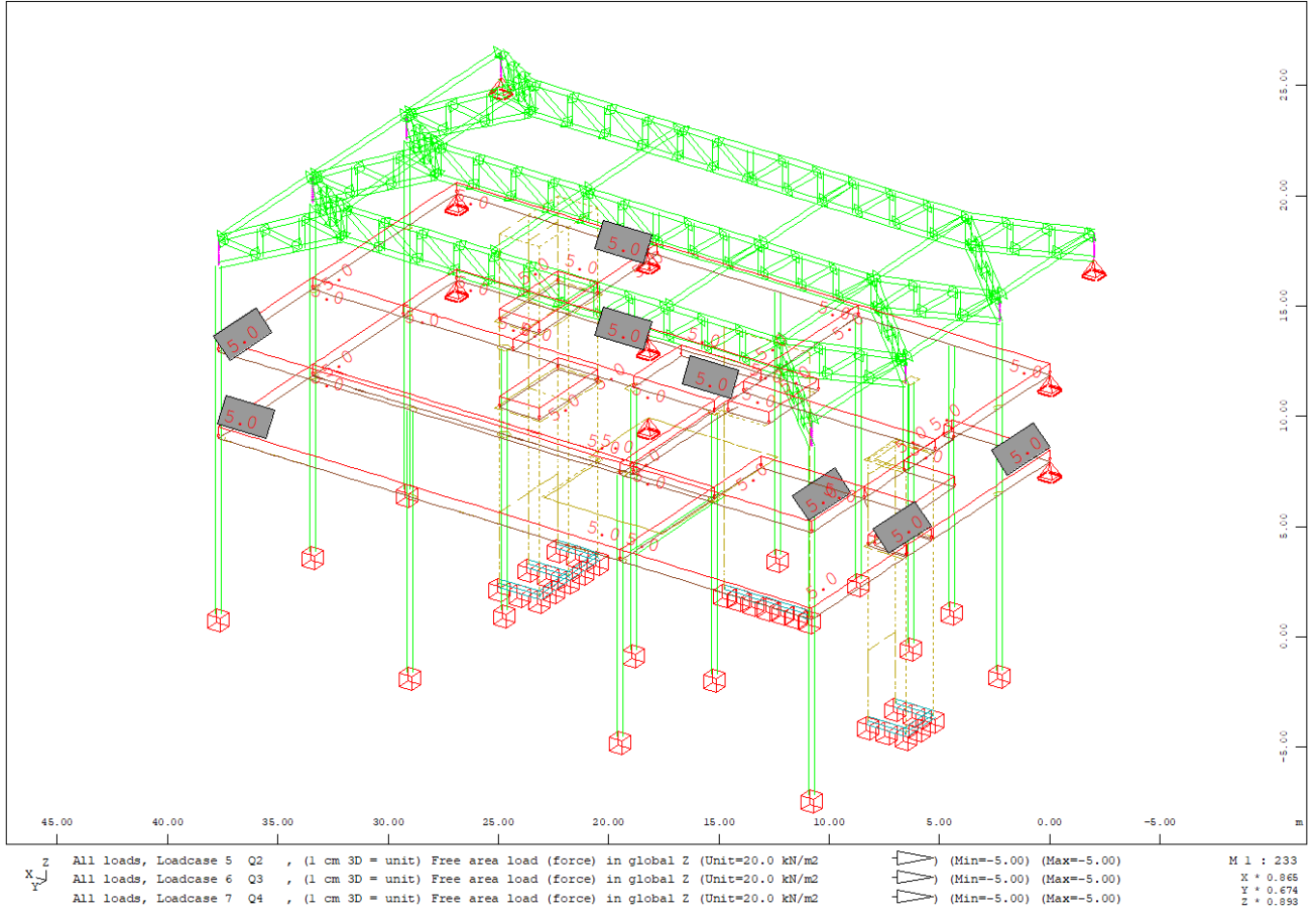


Figura 7-11 Modello di calcolo – Variabile folla fabbricato nord-est

7.4 AZIONE DELLA NEVE

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

μ_i - Coefficiente di forma della copertura;

C_e - Coefficiente di esposizione;

C_t - Coefficiente termico;

q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

Per la valutazione di q_{sk} si è fatto riferimento ad un sito posto in zona II, con altezza sul livello del mare pari ad $a_s > 200m$

$$q_{sk} = 0.85 \cdot (1 + (a_s/481)^2) = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione C_e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018. Per il caso in esame, essendo un tipologico, si assume $C_e = 1.0$.

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1.0$ (3.4.4 - NTC2018).

Il coefficiente di forma della copertura dipende dall'angolo di inclinazione della falda, i valori proposti dalla normativa vigente vengono riportati nella Tab.3.4.II (DM 17 Gennaio 2018):

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Nel caso in esame si ha $\alpha = 0^\circ$ pertanto:

$$\mu_1 (0^\circ) = 0,8$$

Si assume una distribuzione uniforme del carico da neve per la copertura piana, quindi si ha:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.55 = \mathbf{1,25 \text{ kN/m}^2}$$

Interasse tra le reticolari 7.60m

Carico su reticolare

$$1.25 \times 7.60 = \mathbf{9,5 \text{ kN/m}}$$

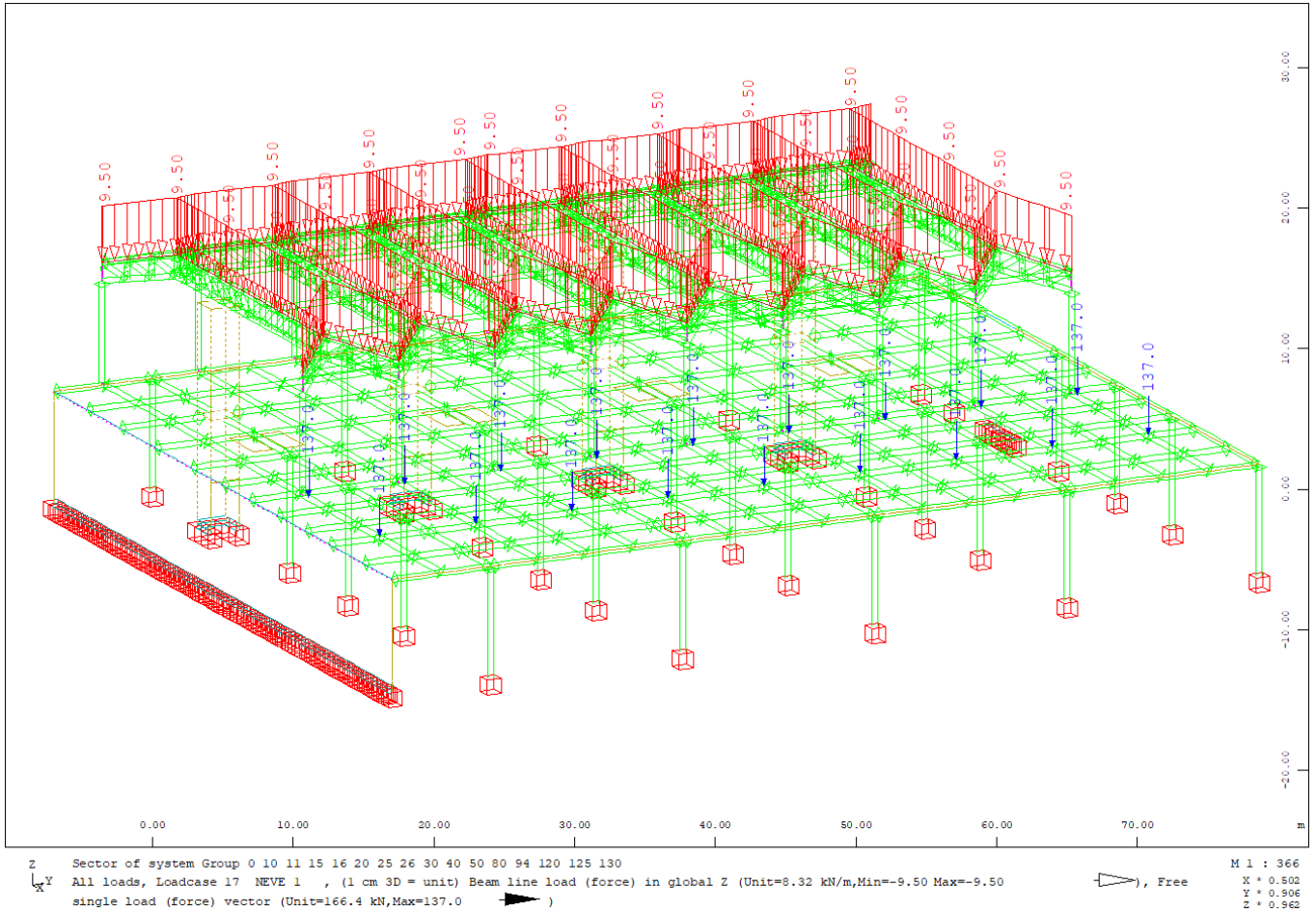


Figura 7-12 Modello di calcolo – Neve zona scavalco

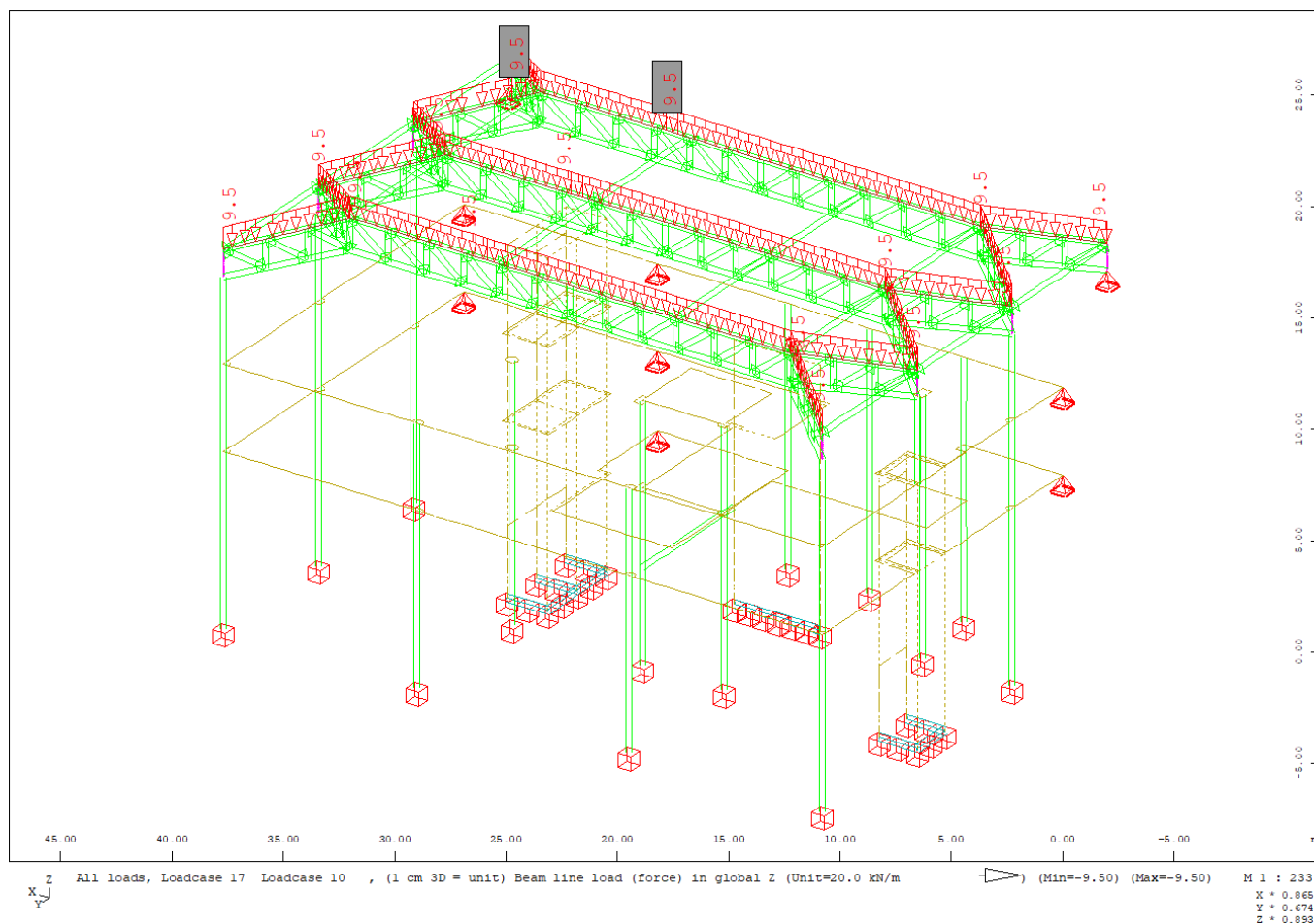


Figura 7-13 Modello di calcolo – Neve zona fabbricato nord-est

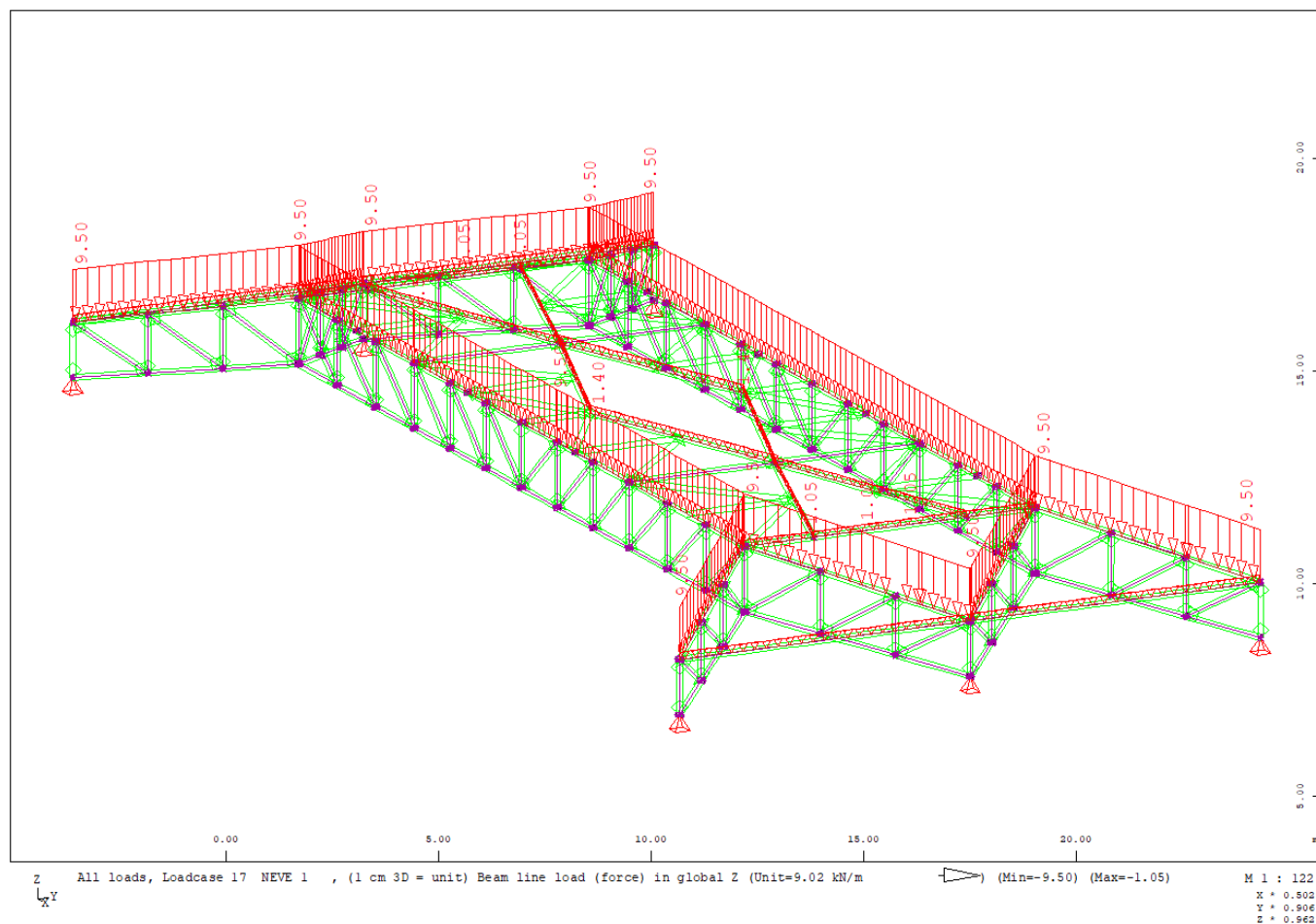


Figura 7-14 Modello di calcolo – Neve reticolare

7.5 AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al punto 3.3.3 – NTC2018. Per il calcolo dell'azione statica equivalente dovuta al vento, si è fatto riferimento ad un sito posto in zona 3, con altezza sul livello del mare pari $a_s < a_0 = 500$ m.

Pressione del vento:

La pressione del vento, considerata come azione statica agente normalmente alle superfici, è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

- q_b - Pressione cinetica di riferimento
- C_e - Coefficiente di esposizione
- C_p - Coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- C_d - Coefficiente dinamico che si assume unitario.

Pressione cinetica di riferimento:

La pressione cinetica di riferimento q_b in (N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b - Velocità di riferimento del vento;
- ρ – Densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento $v_b(T_R)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_R può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione:

$$V_b(T_R) = \alpha \cdot v_b$$

dove:

v_b – Velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 75 anni;

α_R – Coefficiente posto in un diagramma in funzione di T_R espresso in anni;

Il periodo di ritorno T_R al quale si è fatto affidamento per la valutazione della velocità di riferimento del vento risulta pari a 100 anni (in accordo con il periodo di riferimento V_R della struttura).

Coefficiente di esposizione:

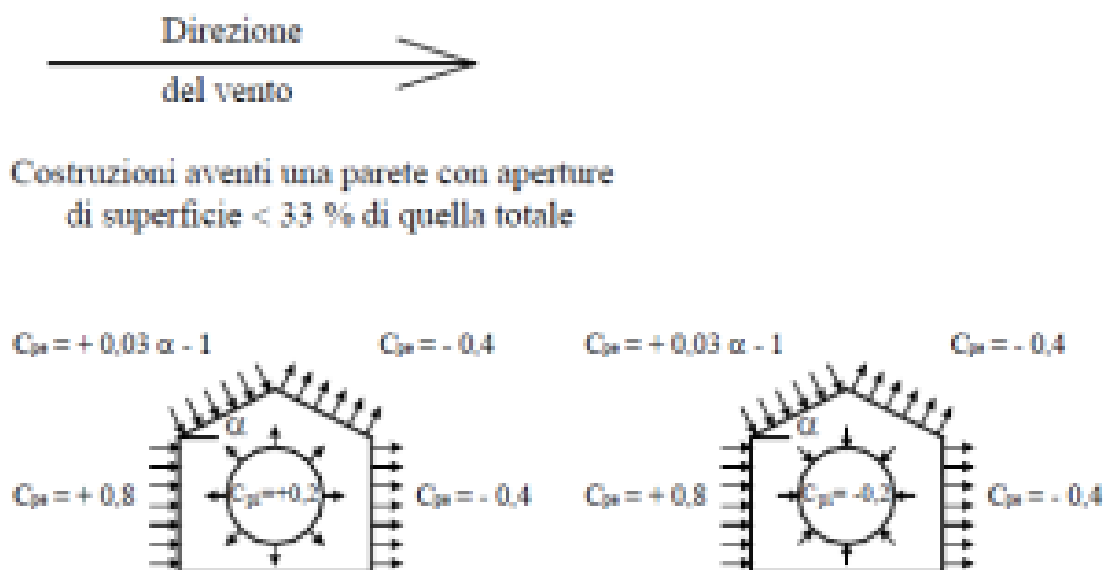
Il coefficiente d'esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 3, classe di rugosità del terreno C e categoria d'esposizione del sito III, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 20,00 m, risulta pari ad 2.61.

Coefficiente dinamico:

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è assunto cautelativamente pari ad 1.

Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Per la determinazione del coefficiente di forma si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 3.3.10.1 della Circolare del 21/01/2019 in relazione a quanto riassunto nella figura seguente:



Per il carico sopravvento si assume $c_p = + 0,8$;

per il carico sottovento si assume $c_p = - 0,4$;

in copertura si assume $c_p = - 0,4$;

per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà $c_{pi} = \pm 0,2$.

Azione tangenziale del vento:

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

q_b , c_e sono stati definiti precedentemente;

c_f - Coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Dati i coefficienti d'attrito riportati in tabella C3.3.I (Circolare 2019) si assume un valore di 0.02, relativo a superficie scabra (cemento a faccia scabra...). Pertanto, sviluppando l'espressione relativa all'azione tangenziale del vento si ottiene un valore ampiamente trascurabile rispetto alle altre azioni in gioco.

Si riporta di seguito il prospetto delle caratteristiche assunte per la determinazione della pressione normale del vento secondo normativa:

PRESSIONI DEL VENTO

Combinazione più sfavorevole per pareti e copertura:

Valori massimi della pressione per ogni elemento

$$p \text{ (pressione del vento)} = q_r \cdot c_d \cdot c_t \cdot c_e \cdot c_p$$

c_d (coefficiente dinamico) c_t (coefficiente topografico) c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

	p [kN/m ²]	c_d	c_t	c_e	c_p	P [kN/m ²]
(1) par. sopravent.	0,409	1,00	1,00	2,606	0,80	0,85
(2) cop. sopravent.	0,409	1,00	1,00	2,606	-0,40	-0,43
(3) cop. Sottovent.	0,409	1,00	1,00	2,606	-0,40	-0,43
(4) par. sottovent.	0,409	1,00	1,00	2,606	-0,40	-0,43

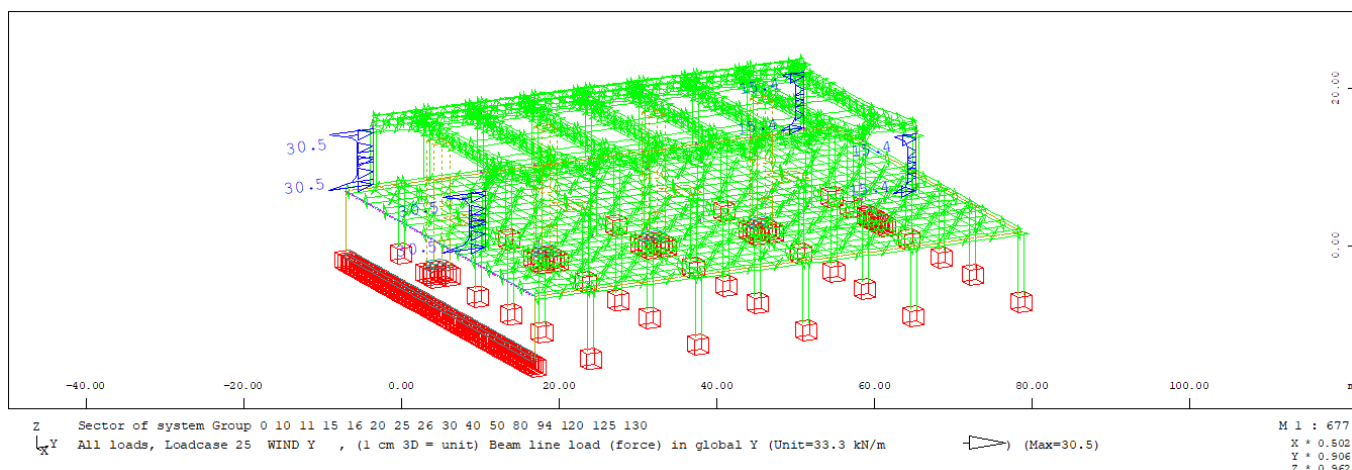
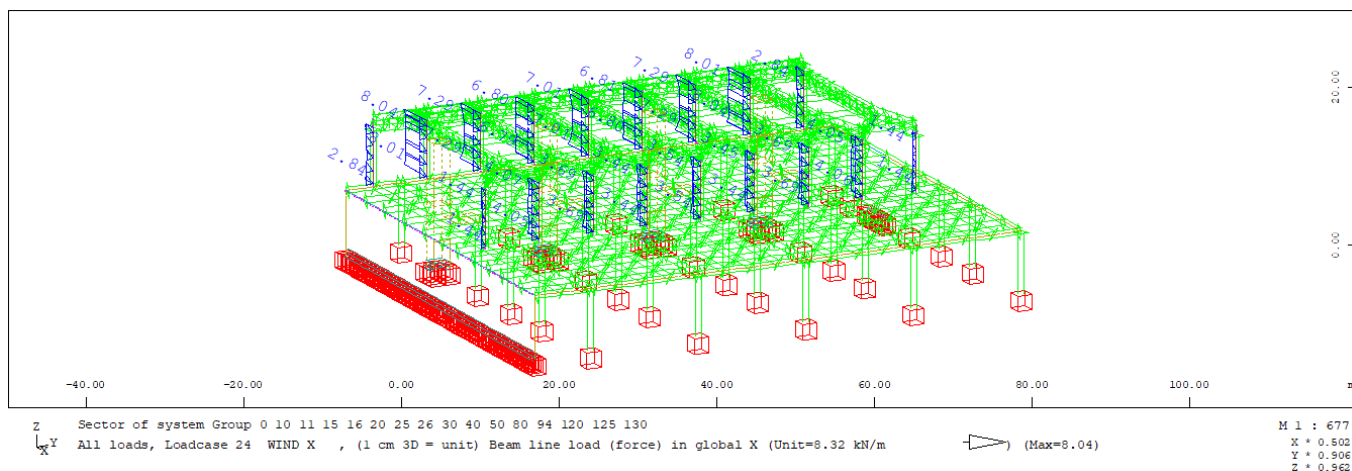


Figura 7-15 Modello di calcolo – Vento

7.6 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI

In accordo con quanto previsto nelle "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (Documento RFI n° RFIDTCICIPOSPINF001A) si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento alla seguente situazione:

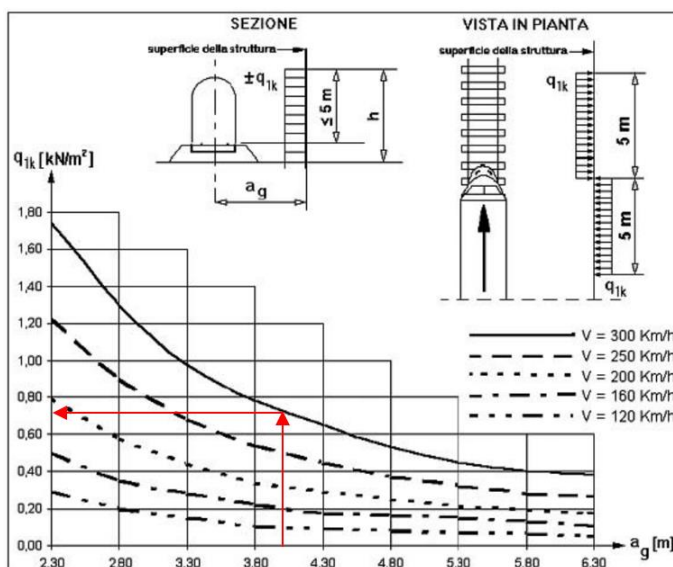
- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2018):

il valore caratteristico dell'azione $\pm q_{1k}$ agente ortogonalmente alla superficie verticale di facciata del fabbricato viene valutato in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Supponendo che la distanza minima da garantire da ostacolo fisso, quale può essere un fabbricato, in assenza di organi respingenti è:

$a_g = 4.00$ m (a vantaggio di sicurezza);

a tale valore di a_g corrisponde il seguente valore dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella figura seguente in base alla velocità $V = 300$ km/h e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli (a vantaggio di sicurezza):

$$q_{1k} = 0.75 \text{ kN/m}^2$$



Si considerano pertanto le condizioni di carico elementari:

AerodA) pressione dovuta al passaggio dei treni in arrivo (per una fascia di 5 m);

AerodB) pressione (fascia di 5 m) e depressione (fascia di 5 m) dovuti al passaggio dei treni in avanzamento.

La pressione agente sui pilastri vale:

L'altezza del pilastro di facciata è di 7.00m, il carico lineare agente sulle travi vale $q = 0.75 \times 7 \times 1 = 5.25 \text{ kN/m}$.

7.7 AZIONE SISMICA

Per la definizione dell'azione sismica sono delle valutazioni preliminari relative alle seguenti caratteristiche proprie della costruzione (2.4 – NTC2018):

- Vita Nominale (V_N);
- Classe d'uso (C_u);
- Periodo di Riferimento (V_R).

Si attribuisce una vita nominale $V_N = 100$ anni e la classe d'uso IV con coefficiente d'uso $C_u=2.0$, in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n. 7 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- "Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari" (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A) par. 1.1.

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi $V_R = C_u \times V_N = 200$ anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, con riferimento a prefissata probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (3.2 – NTC2018).

La normativa NTC2018 definisce le forme spettrali, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g – Accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 – Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* - Periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche si definiscono due stati limite di esercizio e due ultimi, che sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso (3.2.1 – NTC2018), ai quali corrispondono i seguenti valori dei parametri precedentemente definiti:

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III – NTC2018).

Il terreno su cui insiste la costruzione è stato assimilato ad un sottosuolo di *categoria B*.

Nel caso in esame si può assumere una categoria topografica T_1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico orizzontale è descritto dalle seguenti espressioni, riportate al punto 3.2.3.2.1 – NTC2008:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Gli spettri di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento alle coordinate ricadenti alla stazione di Bergamo:

Longitudine: 9.6750

Latitudine: 45.6905

Risulta per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) quanto segue.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,183 g
F_a	2,497
T_c	0,284 s
S_a	1,200
C_c	1,415
S_r	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,134 s
T_C	0,402 s
T_D	2,332 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

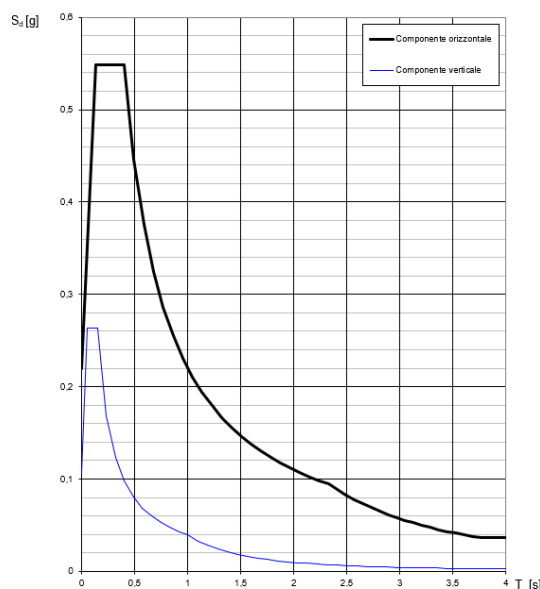
$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_c(T)$ 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]	S_e [g]
0,000	0,220
0,134	0,548
0,402	0,548
0,494	0,446
0,586	0,376
0,677	0,325
0,769	0,286
0,861	0,256
0,953	0,231
1,045	0,211
1,137	0,194
1,229	0,179
1,321	0,167
1,413	0,156
1,505	0,146
1,597	0,138
1,689	0,130
1,780	0,124
1,872	0,118
1,964	0,112
2,056	0,107
2,148	0,103
2,240	0,098
2,332	0,094
2,411	0,088
2,491	0,083
2,570	0,078
2,650	0,073
2,729	0,069
2,809	0,065
2,888	0,062
2,967	0,058
3,047	0,055
3,126	0,053
3,206	0,050
3,285	0,048
3,365	0,045
3,444	0,043
3,523	0,041
3,603	0,040
3,682	0,038
3,762	0,037
3,841	0,037
3,921	0,037
4,000	0,037

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



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 7-16 Azione sismica di riferimento SLV

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,078 g
F_a	2,417
T_a	0,261 s
S_a	1,200
C_a	1,439
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,125 s
T_C	0,376 s
T_D	1,910 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

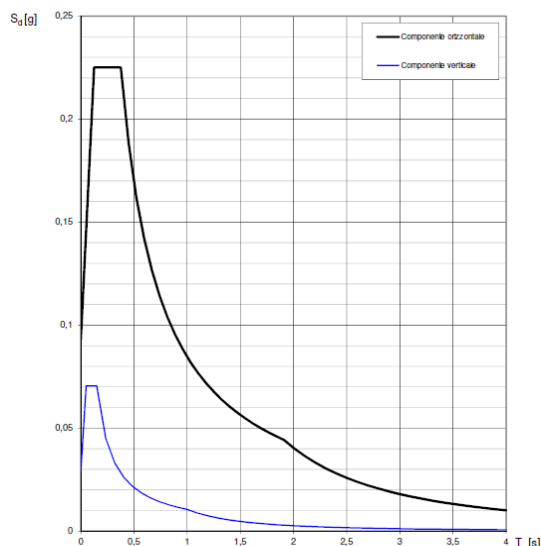
$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,093
0,125	0,225
0,376	0,225
0,449	0,188
0,522	0,162
0,595	0,142
0,668	0,127
0,741	0,114
0,814	0,104
0,887	0,095
0,960	0,088
1,034	0,082
1,107	0,076
1,180	0,072
1,253	0,068
1,326	0,064
1,399	0,060
1,472	0,057
1,545	0,055
1,618	0,052
1,691	0,050
1,764	0,048
1,837	0,046
1,910	0,044
2,010	0,040
2,109	0,036
2,209	0,033
2,308	0,030
2,408	0,028
2,507	0,026
2,607	0,024
2,706	0,022
2,806	0,021
2,905	0,019
3,005	0,018
3,104	0,017
3,204	0,016
3,303	0,015
3,403	0,014
3,502	0,013
3,602	0,012
3,701	0,012
3,801	0,011
3,900	0,011
4,000	0,010

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Figura 7-17 Azione sismica di riferimento SLD

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio (G_1), ai sovraccarichi permanenti (G_2) e a un'aliquota (ψ_{2j}) dei sovraccarichi accidentali (Q_{kj}):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I – NTC2018. Nel caso in esame i sovraccarichi accidentali che possono essere sottoposti ad eccitazione sismica sono:

- per il solaio di copertura, la neve ed il vento per copertura presentano $\psi_{2j} = 0$;
- per il solaio di copertura, il sovraccarico variabile agente presenta $\psi_{2j} = 0$.

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione

di calcolo. In assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti delle forze equivalenti dovute all'eccentricità accidentale, vengono portati in conto nella combinazione sismica, sommandoli al contributo delle sollecitazioni che si ottengono a valle dell'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

Come metodo di analisi per determinare gli effetti dell'azione sismica si è scelto di utilizzare l'analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta, nella quale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto.

L'analisi dinamica lineare consiste:

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

Come prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 7.3.3.1, devono essere considerati tutti i modi di vibrare con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo quanto definito al punto 7.3.3.1 delle NTC2018.

La risposta della struttura viene calcolata separatamente per ciascuna delle due componenti dell'azione sismica orizzontale; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x$$

Si è infine provveduto a combinare gli effetti dell'analisi spettrale ai differenti stati limiti con quelli provocati dalle forze equivalenti all'eccentricità accidentale.

7.8 AZIONE ECCEZIONALE

7.8.1 Urto su pilastri – deragliamento

Tra le azioni eccezionali da annoverare si prende in considerazione l'azione eccezionale da urto su strutture adiacenti alla ferrovia al verificarsi di un deragliamento.

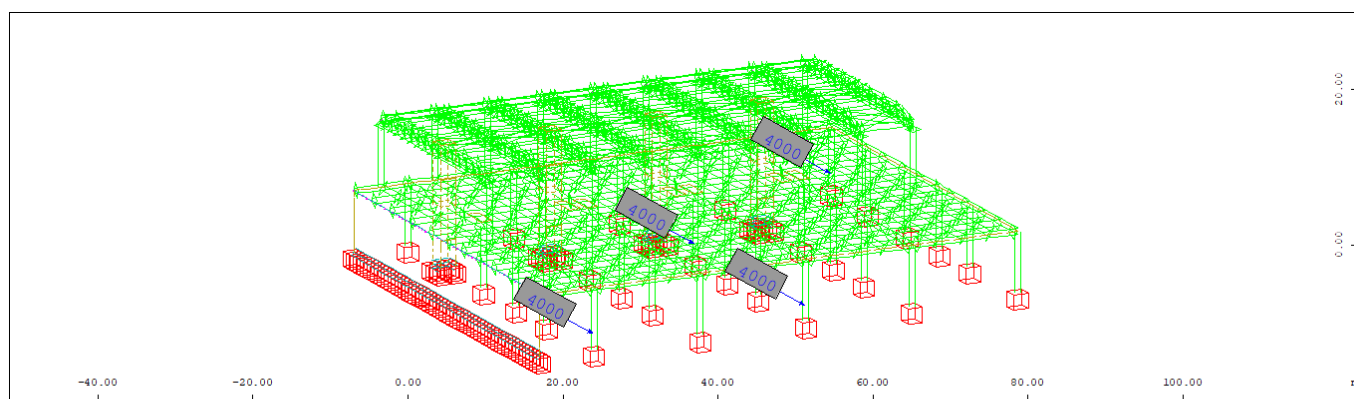
La forza causata da collisione accidentali sugli elementi di sicurezza rispetta quanto richiesto al paragrafo 3.6.3.4 delle NTC 2018.

Per $5\text{ m} \leq d$, si ha:

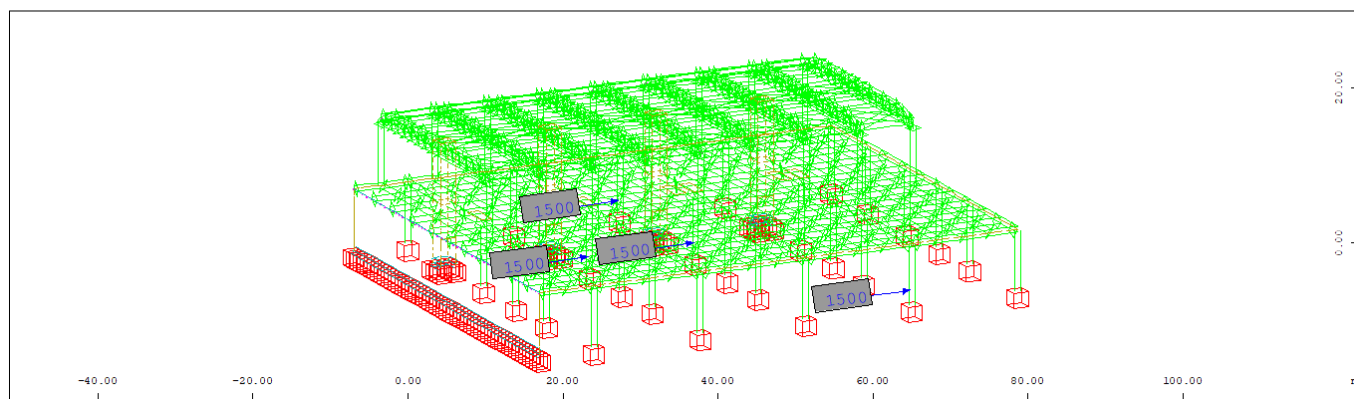
Ad: 4000 kN, in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

Ad: 1500 kN, in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari. Queste forze si applicano ad 1,80 m dal piano del ferro e non si considerano agenti simultaneamente.

A titolo di esempio si riportano nella stessa immagine differenti posizioni del caso di carico eccezionale urto dovuto al deragliamento del treno.



Z Sector of system Beam Elements, Quadrilateral Elements, Supporting Lines M 1 : 679
 X Y All loads, Loadcase 50 URTO X , (1 cm 3D = unit) Beam single load (force) vector (Unit=3328. kN) (Max=4000.) X * 0.502
 All loads, Loadcase 72 URTO X , (1 cm 3D = unit) Beam single load (force) vector (Unit=3328. kN) (Max=4000.) Y * 0.506
 Z * 0.962

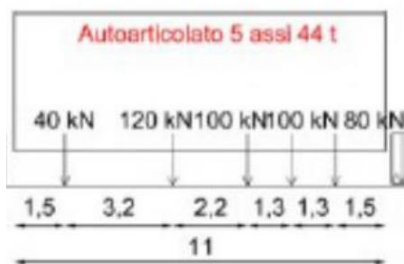


Z Sector of system Beam Elements, Quadrilateral Elements, Supporting Lines M 1 : 679
 X Y All loads, Loadcase 92 URTO Y , (1 cm 3D = unit) Beam single load (force) vector (Unit=1664. kN) (Max=1500.) X * 0.502
 All loads, Loadcase 91 URTO Y , (1 cm 3D = unit) Beam single load (force) vector (Unit=1664. kN) (Max=1500.) Y * 0.506
 Z * 0.962

7.8.2 Autopompa VVFF

La soletta è stata progettata per tenere conto dell'eventuale presenza in soletta dell'autopompa dei vigili del fuoco.

Il carico a pieno dell'autopompa dei vigili del fuoco vale 450 kN, si assume che questo carico si distribuisca su un'impronta di 7.20x2.50m dato dallo schema che segue cautelativamente ipotizzando che la massa scarica solo sugli assi terminali



Lunghezza longitudinale: $(3.2/2)+2.2+1.3+1.3+(1.5/2)=7.20\text{m}$

Lunghezza trasversale: 2.50m

La pressione agente sulla soletta vale 25 kN/m².

Tale carico si distribuisce fino al semispessore della soletta, tuttavia ai fini dimensionali in questa fase si trascura tale diffusione del carico.

Applicandolo così come sopra descritto.

Si individuano diverse zone di carico.

camion dei vigili del fuoco SG120B del serbatoio di acqua del telaio del benz di capacità elevata del telaio 6X4

Veicolo

Dimensione (L×W×H)	9720×2500×3700 (millimetro)
Peso lordo	28000 (chilogrammo)
Massa completa di trasporto del veicolo	15350 (chilogrammo)
Seat (driver di inc)	2
Potere massimo	265kw

Telaio

Produttore	Daimler
Modello	Actros3336
Tipo di azionamento	6x4
Carrozza	A quattro porte a coperchio piatto allungano la carrozza
Interasse	4500+1350mm
Velocità massima	95km/h
Diametro minimo di tornitura	≤21m
Angolo d'attacco	17°
Angolo di partenza	13°
Tipo del motore	Sei-cilindro in-linea, turbo che si raffredda, motore diesel della pompa elettronica dell'unità
Modello	OM501LA.IV/2
Coppia di torsione massima	1850N.M
Limite di emissione	La Cina IV/euro IV
Frizione	Monolitico, asciutto
Cambio	Manuale, ingranaggio di andata 16

A titolo di esempio si riportano nella stessa immagine differenti posizioni del caso di carico eccezionale autopompa dei vigili del fuoco.

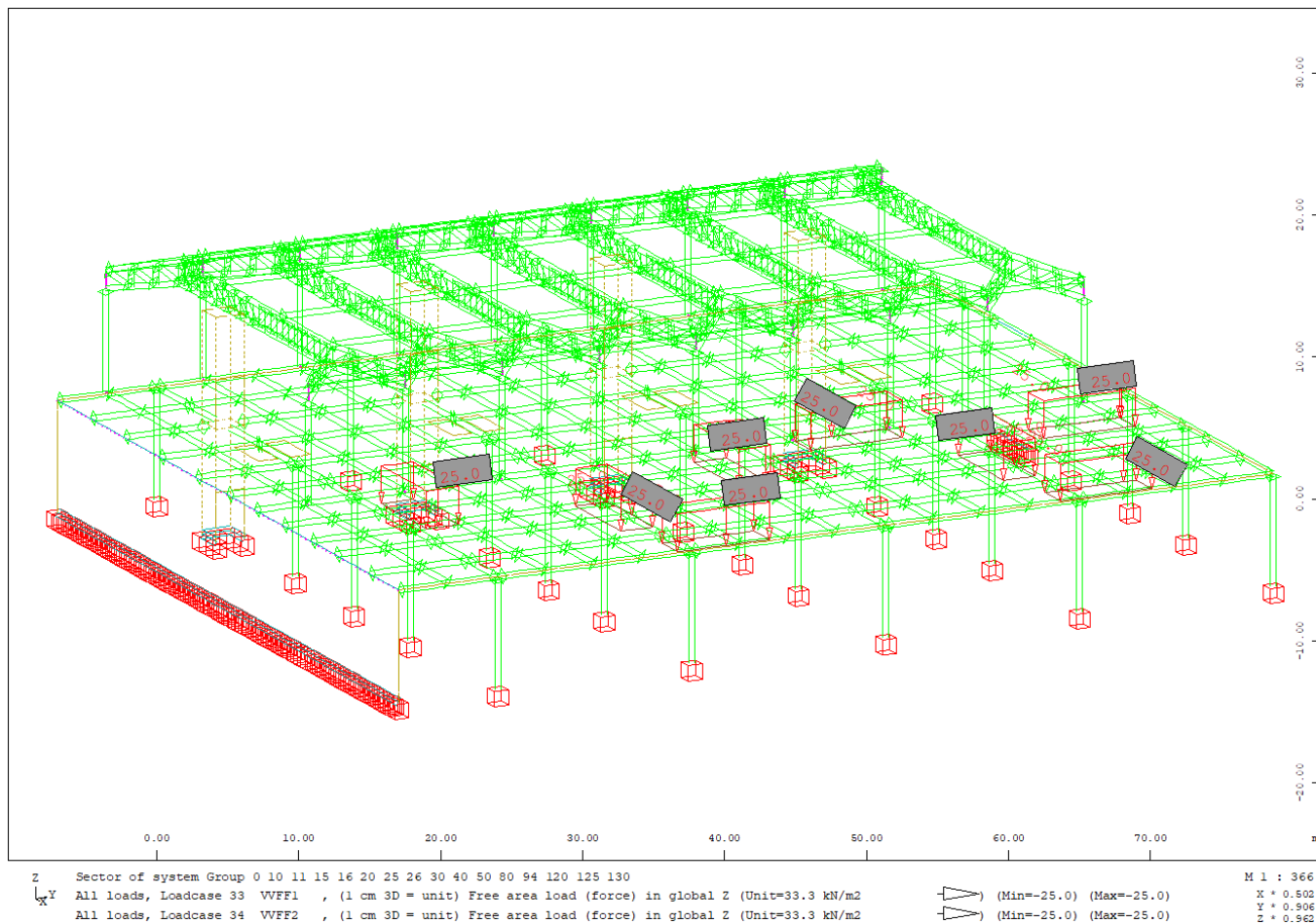


Figura 7-18 Modello di calcolo – Autopompa vigili del fuoco

8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

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

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

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

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

Combinazione caratteristica (quasi permanente), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (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:

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E);

Le combinazioni delle azioni che sono state adottate per lo SLU sono riportate nelle tabelle seguenti, indicando nella casella, corrispondente all'azione coinvolta, il moltiplicatore dei carichi in funzione della combinazione considerata. Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli, sono stati utilizzati coefficienti di combinazione ψ riportati nella tabella 5.2.VI delle NTC2018.

Si precisa che, data la simmetria della struttura, si sono individuate le combinazioni delle azioni tali da risultare maggiormente gravose e sbilanciati per la costruzione in esame.

Per quanto concerne la combinazione delle altre azioni con l'azione sismica è necessario garantire il rispetto degli stati limite, quali definiti al punto 3.2.1 – NTC2018, effettuando opportune verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni stato limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso. Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della classe d'uso nella tabella C7.1.1 – Circolare2019. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) devono essere eseguite necessariamente sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

8.1 RIEPILOGO COMBINAZIONI

Nell'analisi della struttura di scavalco, fabbricato nord-est, reticolare e pensilina sono state considerate le seguenti combinazioni e relativi involuppi.

STATICA	
COMBINAZIONE	LOAD CASE LC
RARA	1100
FREQ.RESIL.	1200
Q.PERM	1300
SLU	2100
SLV	2700

Parimenti, per la pensilina sono state adottate le seguenti combinazioni:

STATICA GLOBALE									
N. combo	Stato limite	G1	G2	$\gamma_{ej} \psi_{i,j}$					
				Q sovrac	Q neve	Q vento +	Q vento -	Q vento X	Q vento Y
1	SLU1 sovrac	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0
2	SLU2 sovrac	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0.9	0	0
3	SLU3 sovrac	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	0.9	0
4	SLU4 sovrac	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	0	0.9
5	SLU5 neve	1.3	1.5	0	1.5	0.9	0	0	0
6	SLU6 neve	1.3	1.5	0	1.5	0	0.9	0	0
7	SLU7 neve	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0.9	0
8	SLU8 neve	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0	0.9
9	SLU9 vento +	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0	0	0
10	SLU10 vento -	1.3	1.5	0	0.75	0	1.5	0	0
11	SLU11 vento X	1.3	1.5	0	0.75	0	0	1.5	0
12	SLU12 vento Y	1.3	1.5	0	0.75	0	0	0	1.5
13	SLE1 RARAsovrac	1	1	1	0.5	0.6	0	0	0
14	SLE2 RARAsovrac	1	1	1	0.5	0	0.6	0	0
15	SLE3 RARAsovrac	1	1	1	0.5	0	0	0.6	0
16	SLE4 RARAsovrac	1	1	1	0.5	0	0	0	0.6
17	SLE5 RARAneve	1	1	0	1	0.6	0	0	0
18	SLE6 RARAneve	1	1	0	1	0	0.6	0	0
19	SLE7 RARAneve	1	1	0	1	0	0	0.6	0
20	SLE8 RARAneve	1	1	0	1	0	0	0	0.6
21	SLE9 RARAvento +	1	1	0	0.5	1	0	0	0
22	SLE10 RARAvento -	1	1	0	0.5	0	1	0	0
23	SLE11 RARAvento X	1	1	0	0.5	0	0	1	0
24	SLE12 RARAvento Y	1	1	0	0.5	0	0	0	1
25	SLE13 RARA permanenti δ	1	1	0	0	0	0	0	0
26	SLE14 RARA sovrac δ	0	0	1	0.5	0.6	0	0	0
27	SLE15 RARA neve δ	0	0	0	1	0.6	0	0	0
28	SLE16 RARA vento + δ	0	0	0	0.5	1	0	0	0
29	Buckilng globale 1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0	0	0
30	Buckilng globale 1.2	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	0.9	0
31	Buckilng globale 1.3	1.3	1.5	1.5	0.75	0	0	0	0.9
32	Buckilng globale 2	1.3	1.5	0	1.5	0.9	0	0	0
33	Buckilng globale 2.1	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0.9	0
34	Buckilng globale 2.2	1.3	1.5	0	1.5	0	0	0	0.9
35	Buckilng globale 3	1.3	1.5	0	0.75	1.5	0	0	0
36	Buckilng globale 3.1	1.3	1.5	0	0.75	0	0	1.5	0
37	Buckilng globale 3.2	1.3	1.5	0	0.75	0	0	0	1.5
<i>Inviluppi</i>									
	SLU								
	SLERARA								
	SLERARA max δ	somma tra SLE13 RARA permanenti δ + Inviluppo SLERARA variabili δ							
	SLERARA variabili δ								

9 RISULTATI DELLE ANALISI

9.1 PENSILINA

Si riportano i risultati delle analisi con le sollecitazioni significative.

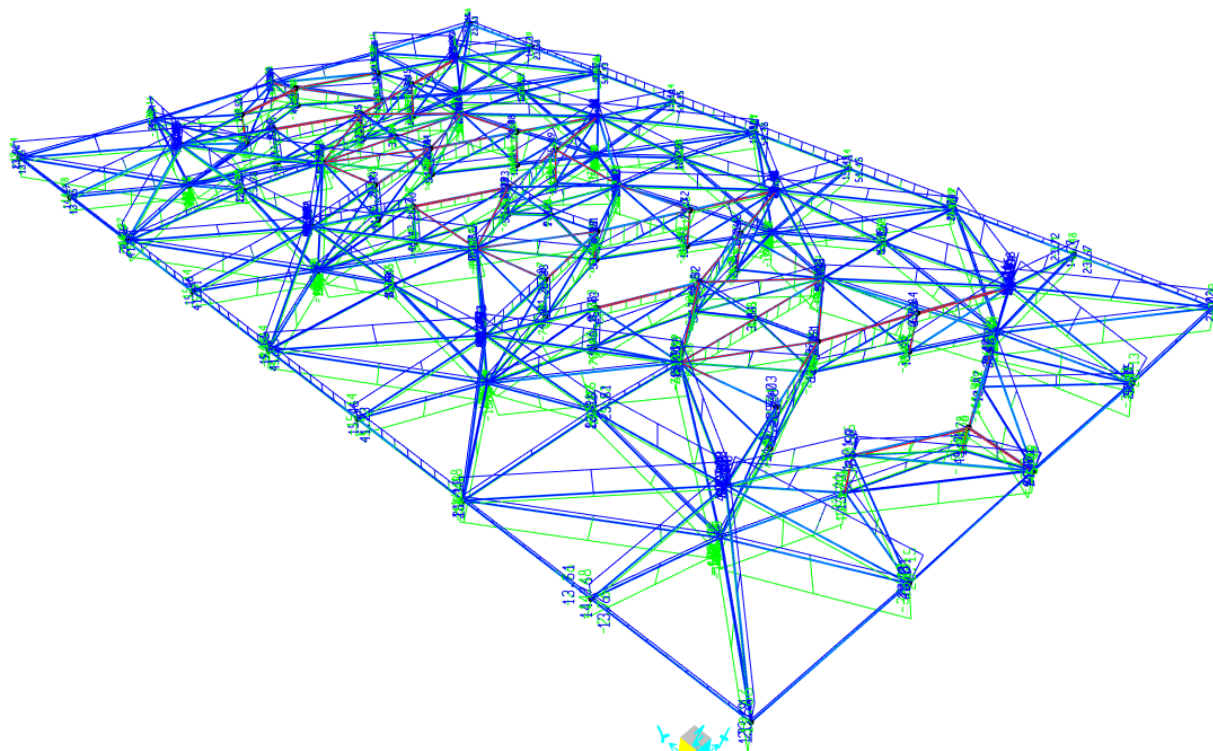


Figura 9-1 Risultati analisi Sforzi assiali SLU – Reticolare copertura

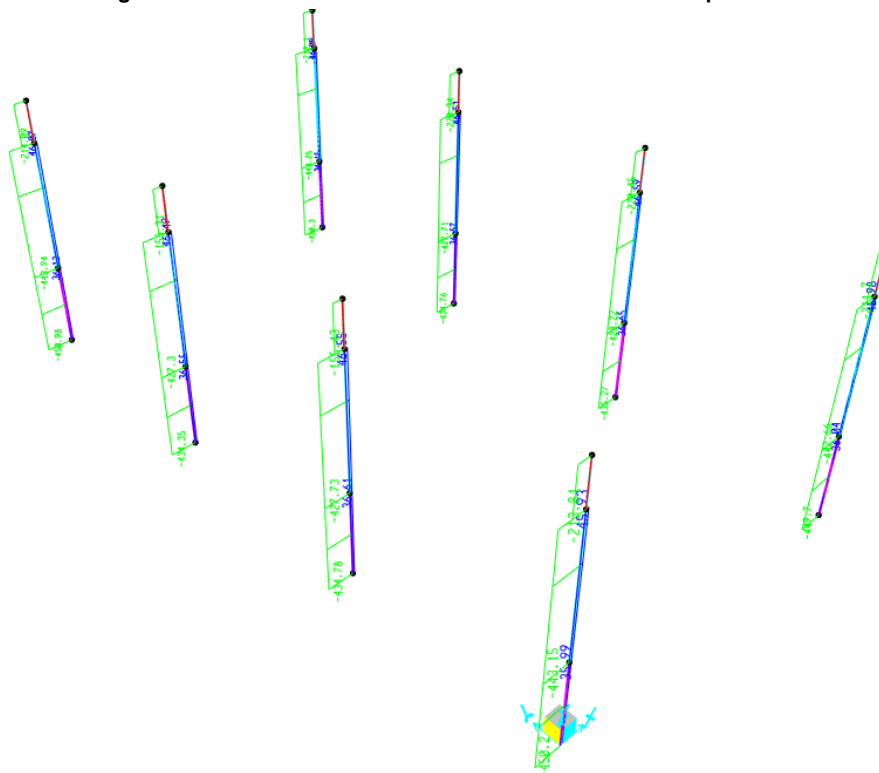


Figura 9-2 Risultati analisi Sforzo assiale SLU – Pilastrini

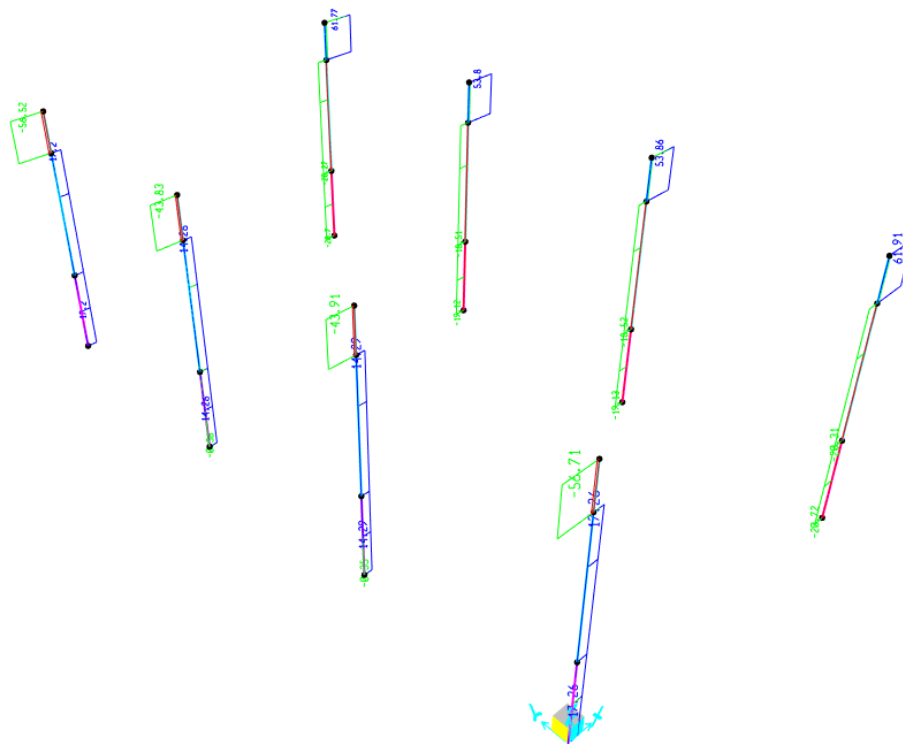


Figura 9-3 Risultati analisi Sforzo tagliante V22 SLU – Pilastr

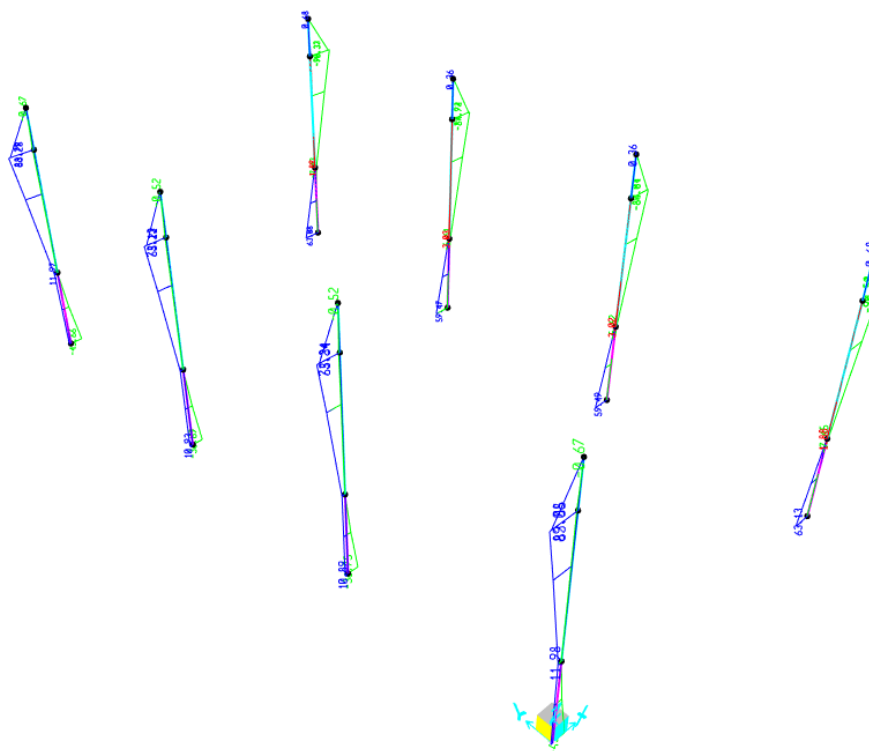


Figura 9-4 Risultati analisi Sforzo flettente M33 SLU – Pilastr

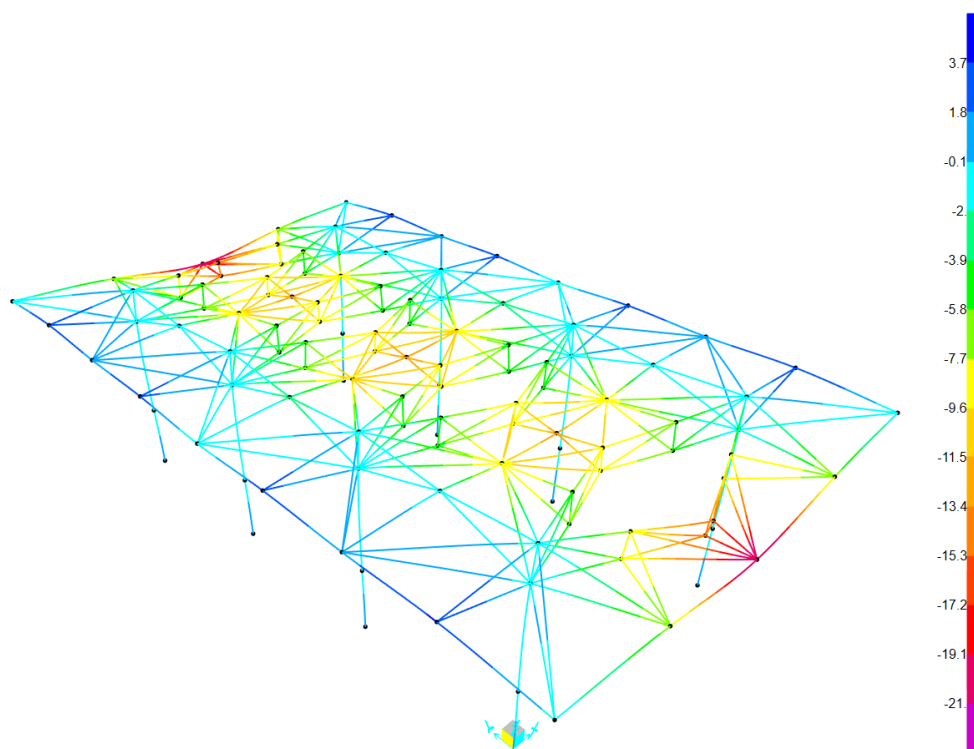


Figura 9-5 Risultati analisi Deformazione δ_{max} SLE rara (mm) - Globale

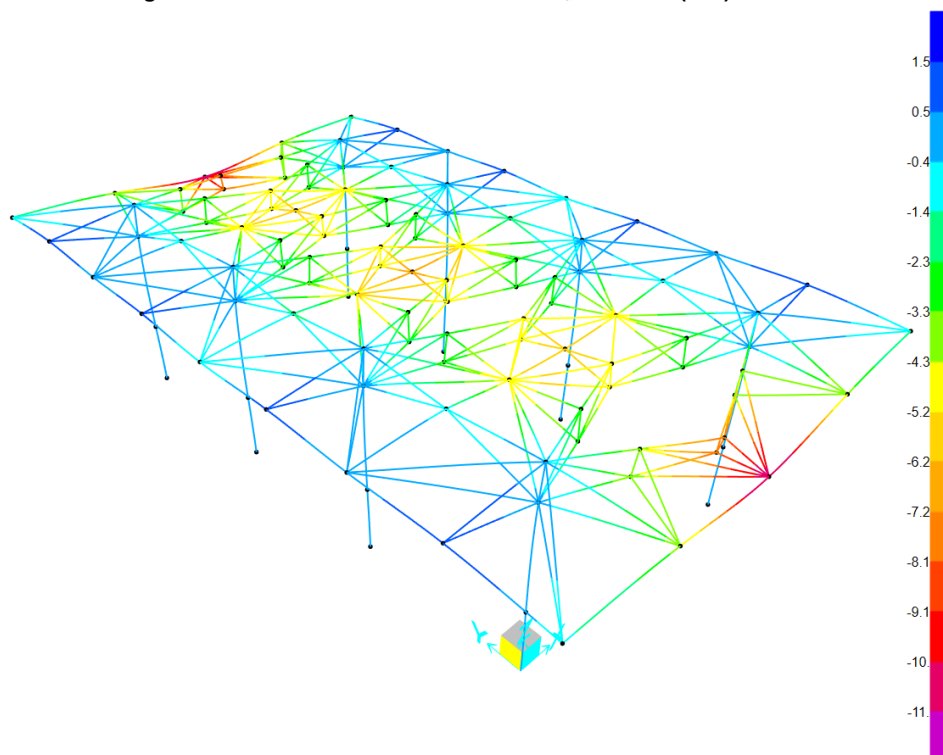


Figura 9-6 Risultati analisi Deformazione δ_2 SLE rara (mm) - Globale

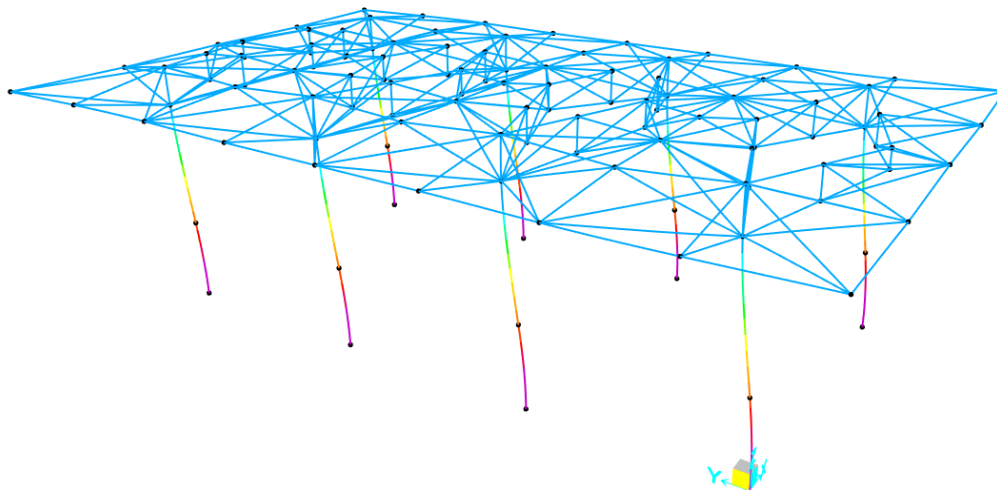


Figura 9-7 Risultati analisi Buckling globale 1 SLU – 1° modo

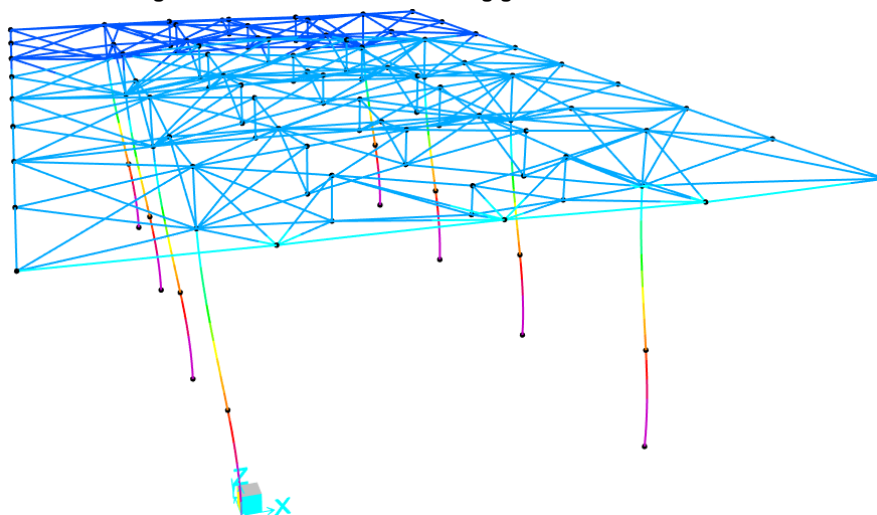


Figura 9-8 Risultati analisi Buckling globale 1 SLU – 2° modo

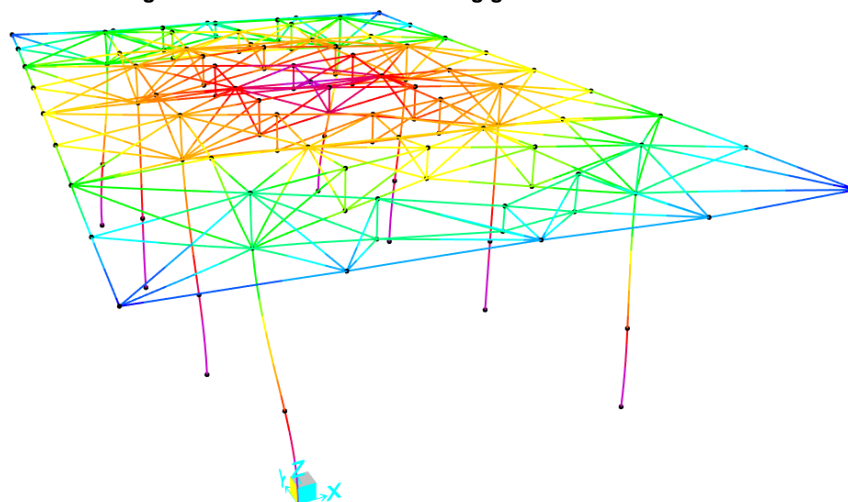


Figura 9-9 Risultati analisi Buckling globale 1 SLU – 3° modo

9.2 SCAVALCO

Si riportano le sollecitazioni per la porzione di scavalco.

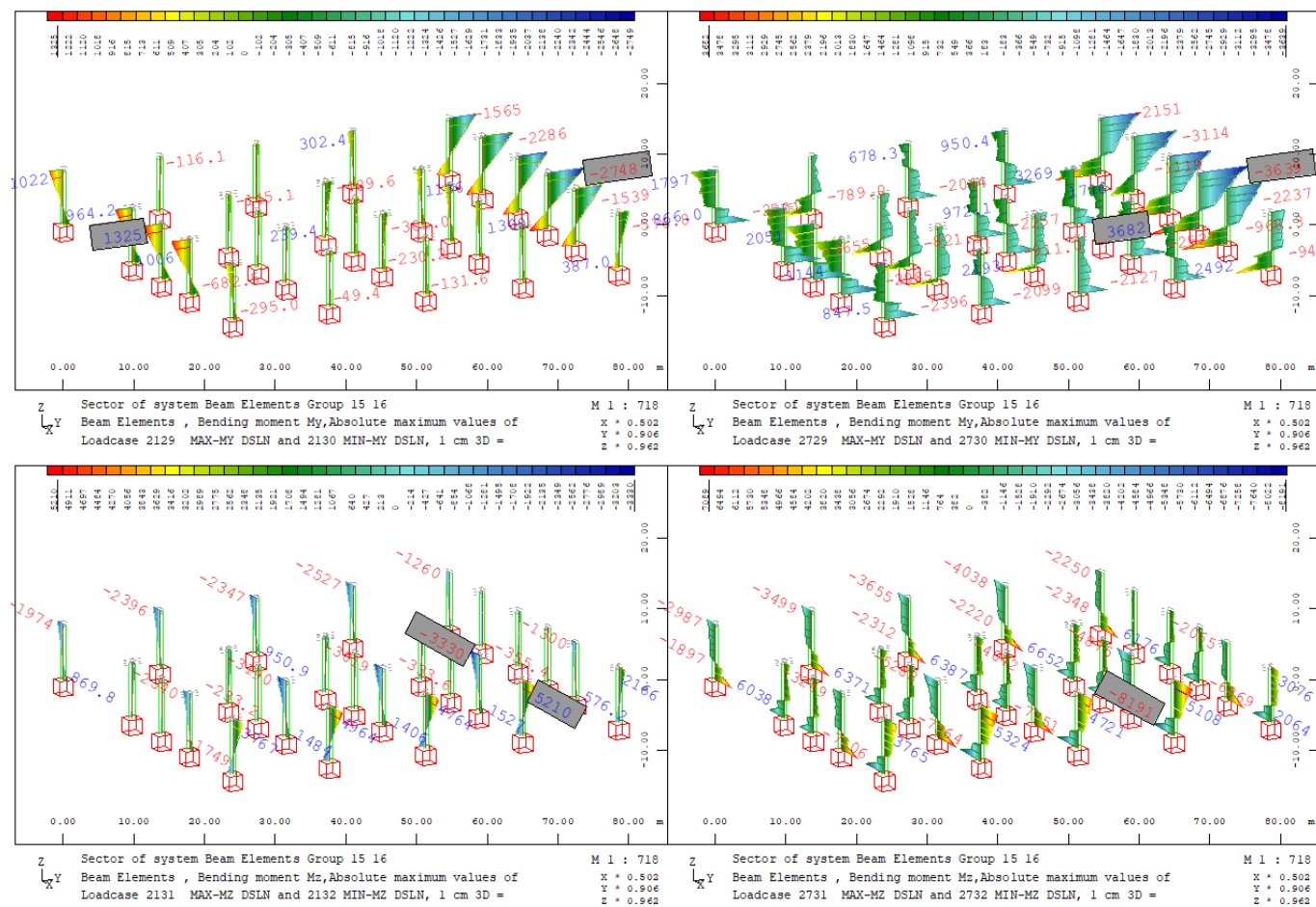


Figura 9-10 Risultati analisi Momenti flettenti – Pilastr

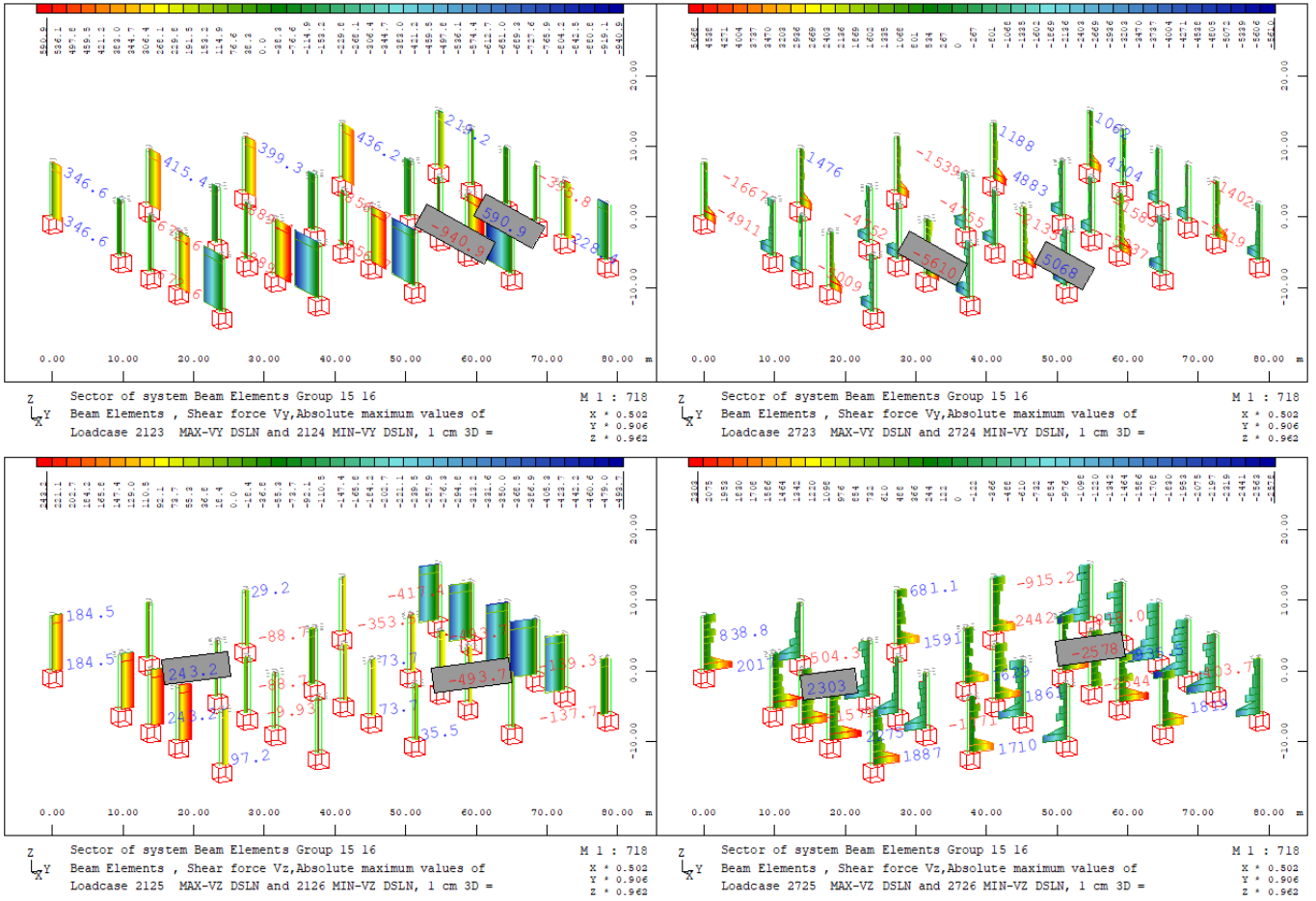
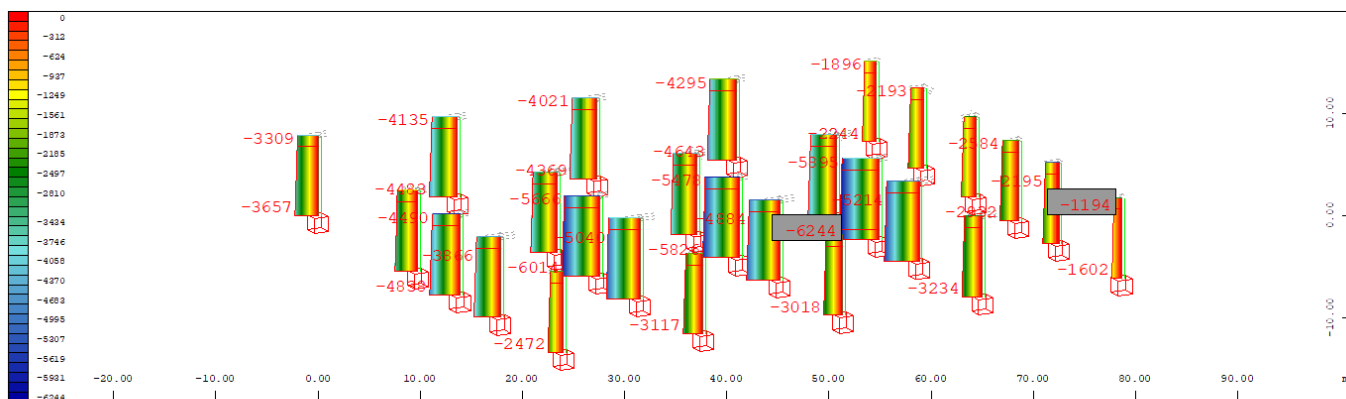
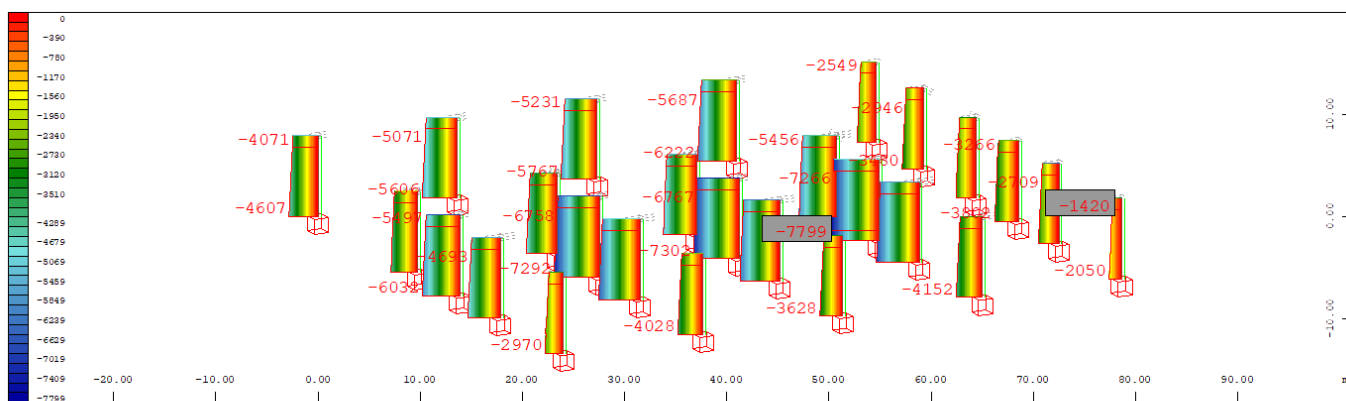


Figura 9-11 Risultati analisi Taglio – Pilastri in cls



Z Sector of system Beam Elements Group 15 16 M 1 : 512
 Y Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2122 MIN-N DSLN , 1 cm 3D = 8320. kN (Min=-6244.) (Max=-1194.) X = 0.502
 Y = 0.506
 Z = 0.562



Z Sector of system Beam Elements Group 15 16 M 1 : 512
 Y Beam Elements , Normal force Nx, Loadcase 2722 MIN-N DSLN , 1 cm 3D = 8320. kN (Min=-7799.) (Max=-1420.) X = 0.502
 Y = 0.506
 Z = 0.562

Figura 9-12 Risultati analisi Sforzo normale – Pilastri

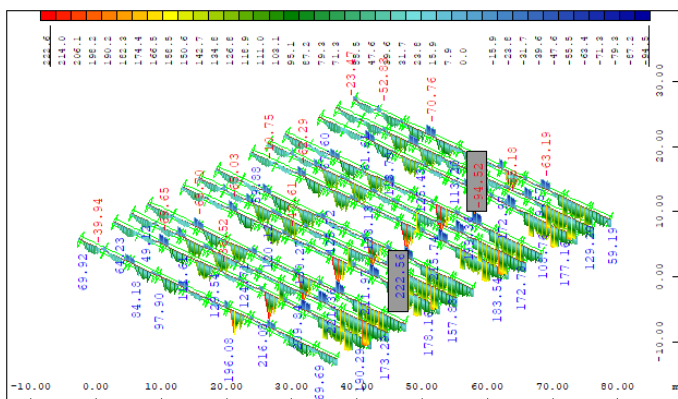
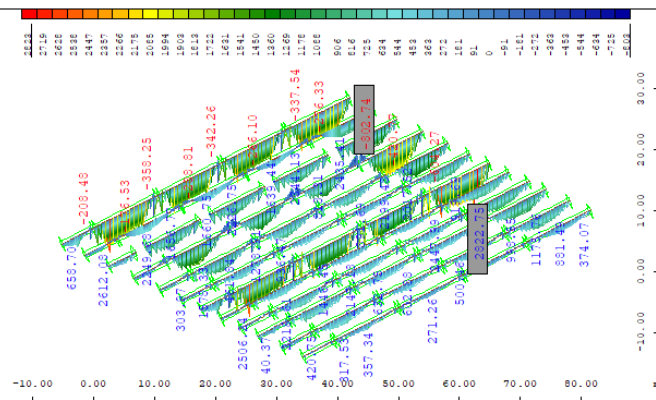
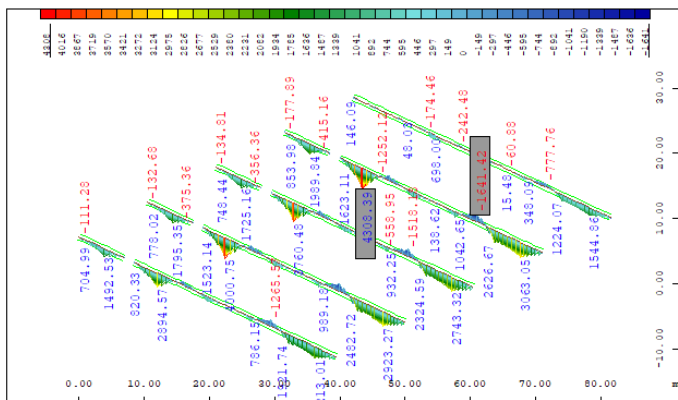


Figura 9-13 Risultati analisi momenti flettenti – travi solaio misto dello scavalco

9.3 FABBRICATO NORD-EST

Si riportano le sollecitazioni del fabbricato

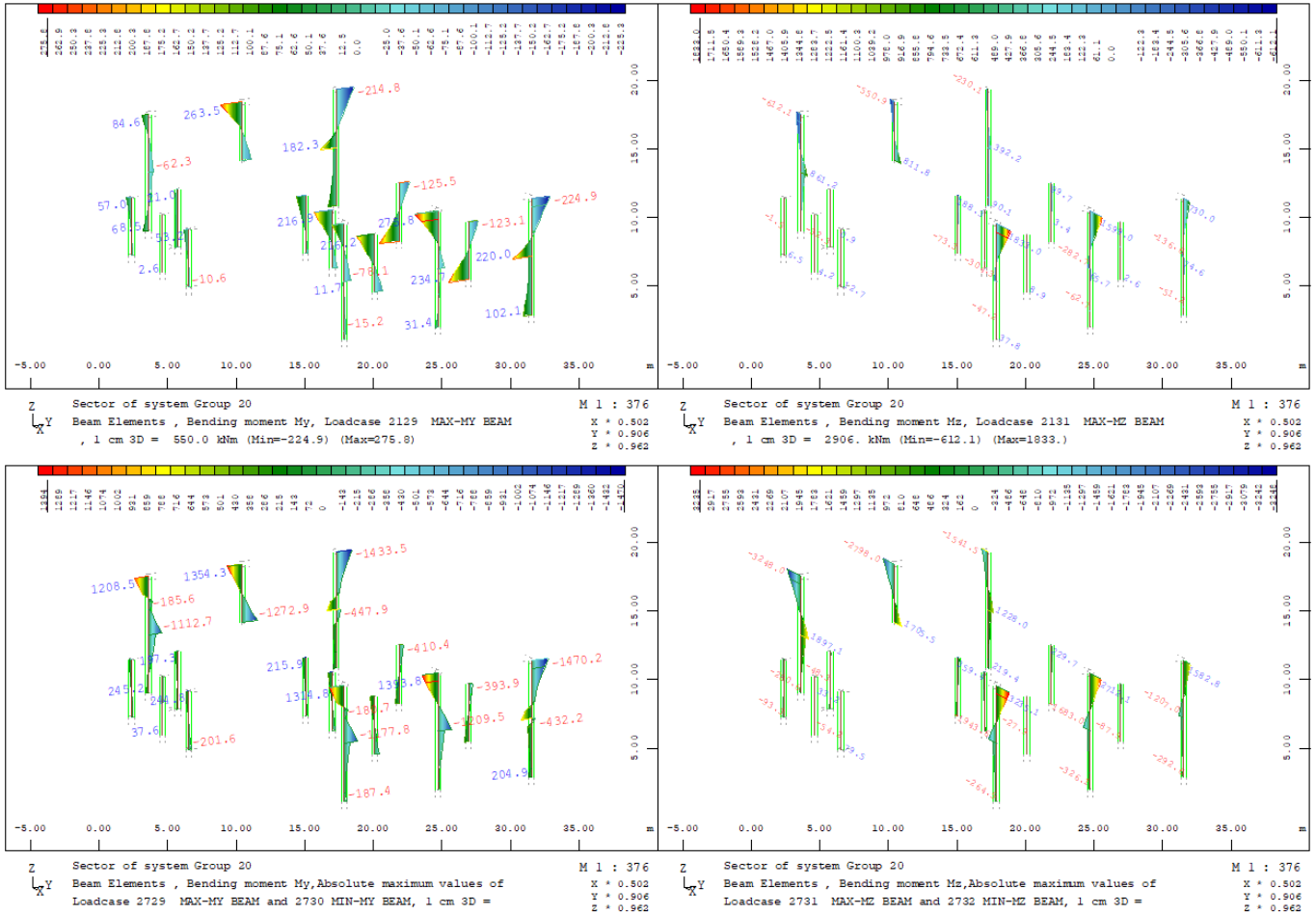


Figura 9-14 Risultati analisi Momenti flettenti – Pilastri

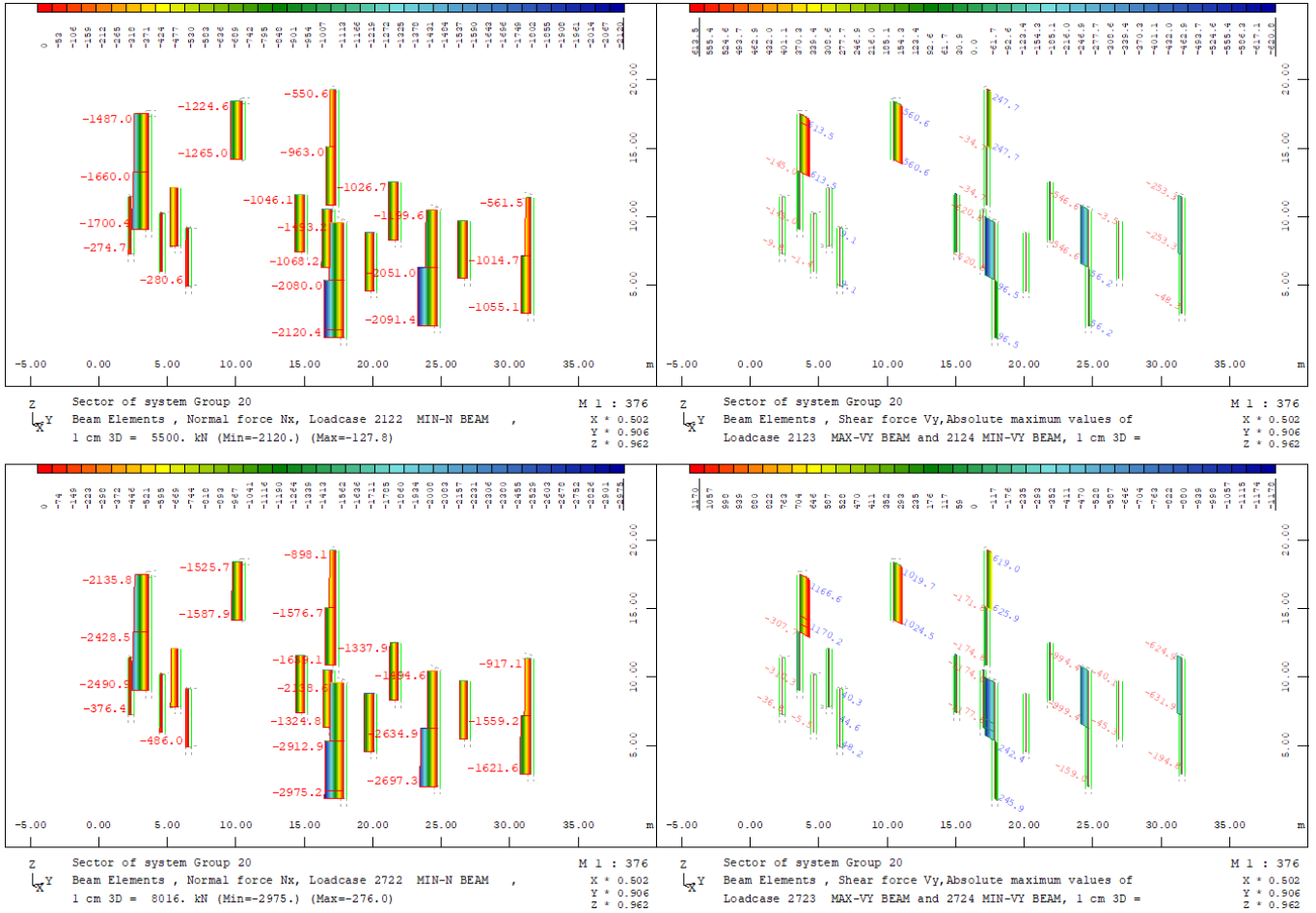


Figura 9-15 Risultati analisi Sforzi normali e tagli – Pilastri

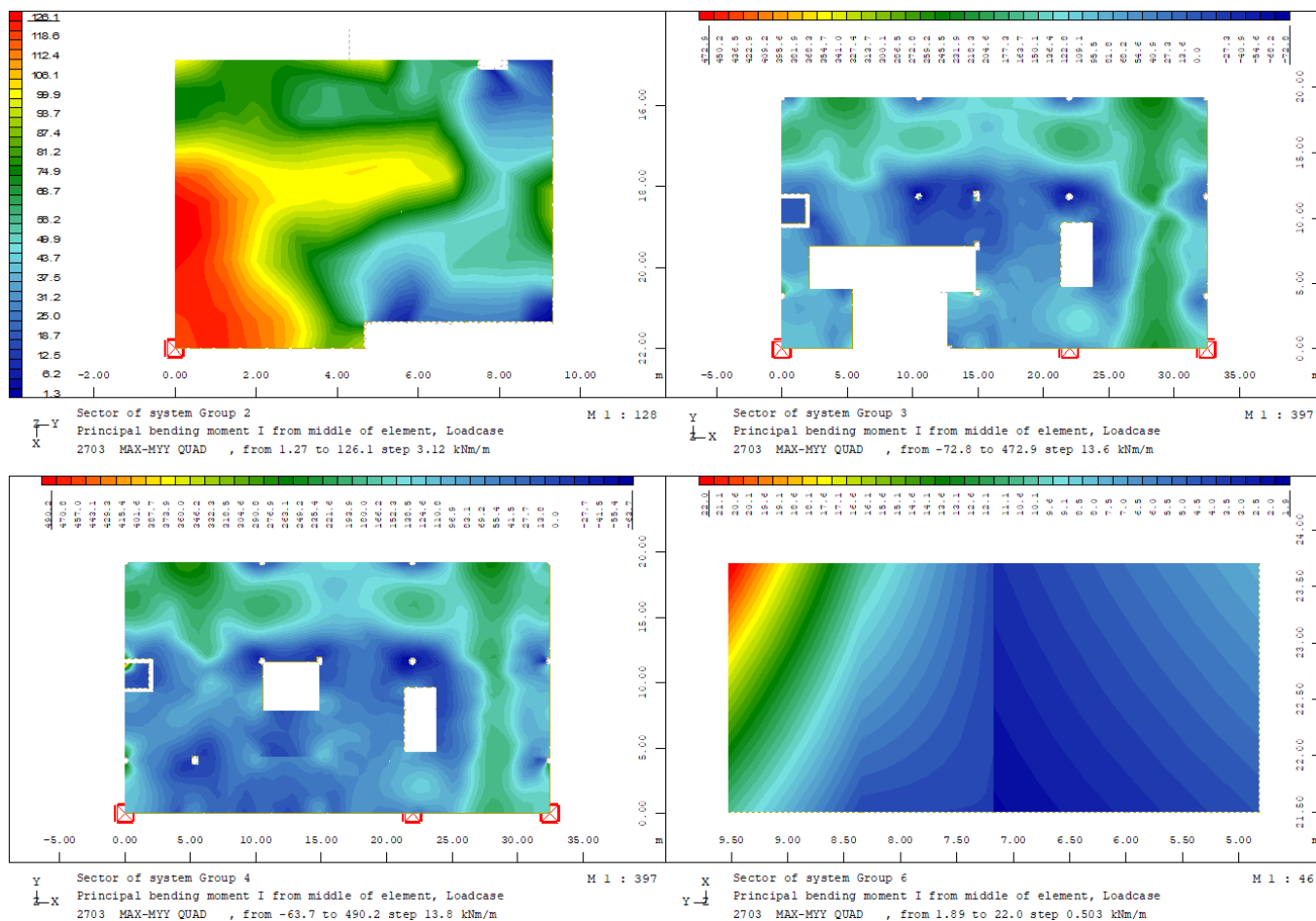


Figura 9-16 Risultati analisi momenti flettenti solette

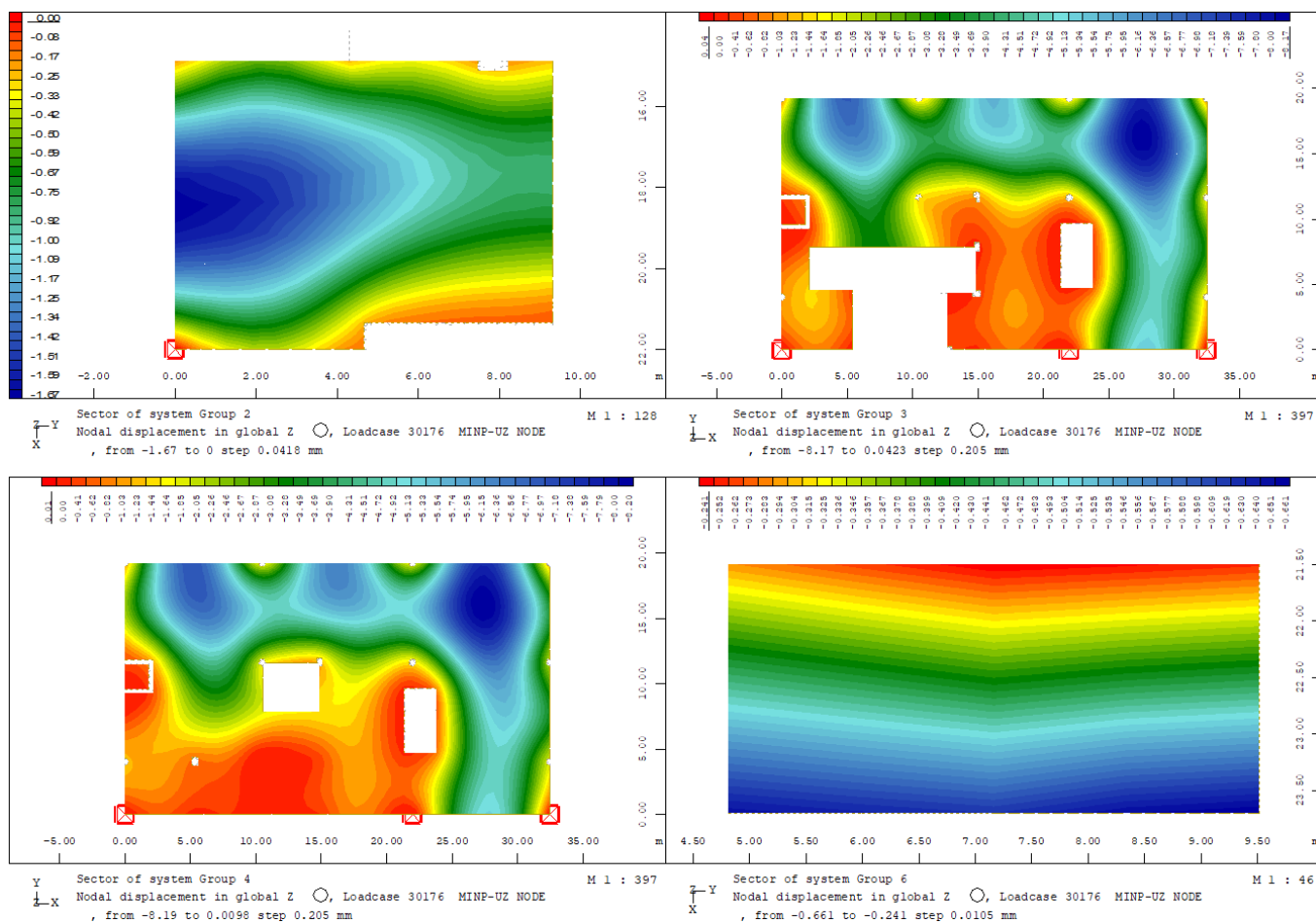


Figura 9-17 Deformata solai

9.4 RETICOLARE

Si riportano le sollecitazioni della reticolare

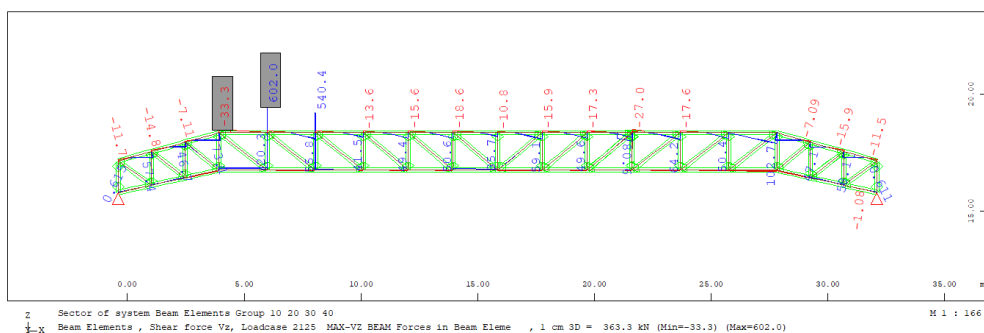
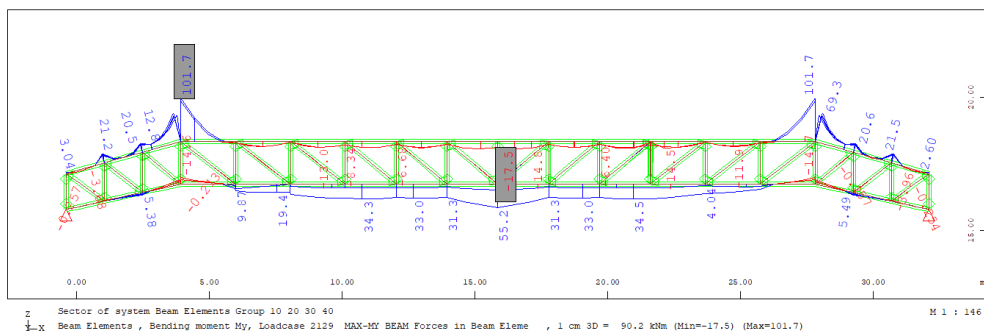


Figura 9-18 Sollecitazione di momento e taglio

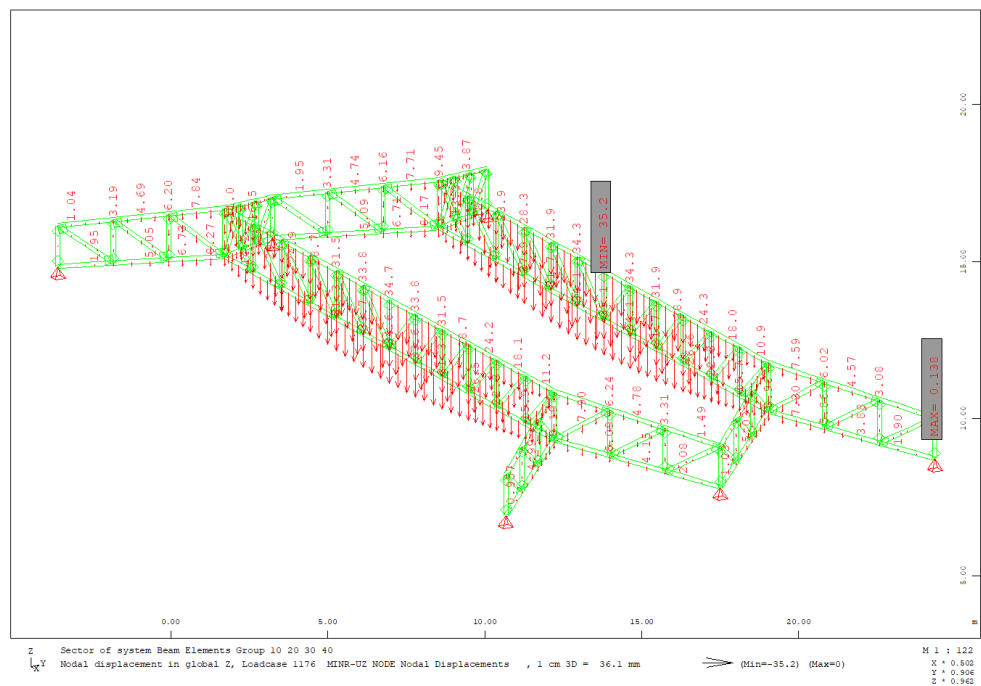


Figura 9-19 Deformazione reticolare

9.5 MODI DI VIBRARE ANALISI MODALE

Si riportano le immagini dei primi tre modi di vibrare della struttura con le rispettive frequenze e la tabella che mostra la percentuale di massa partecipante.

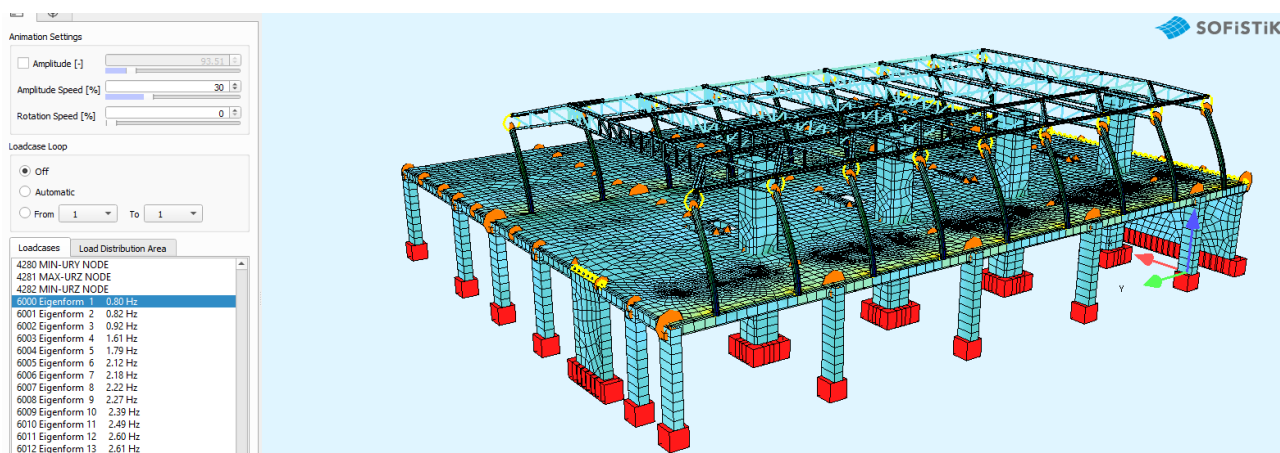


Figura 9-20 Risultati analisi modale – Forme modali

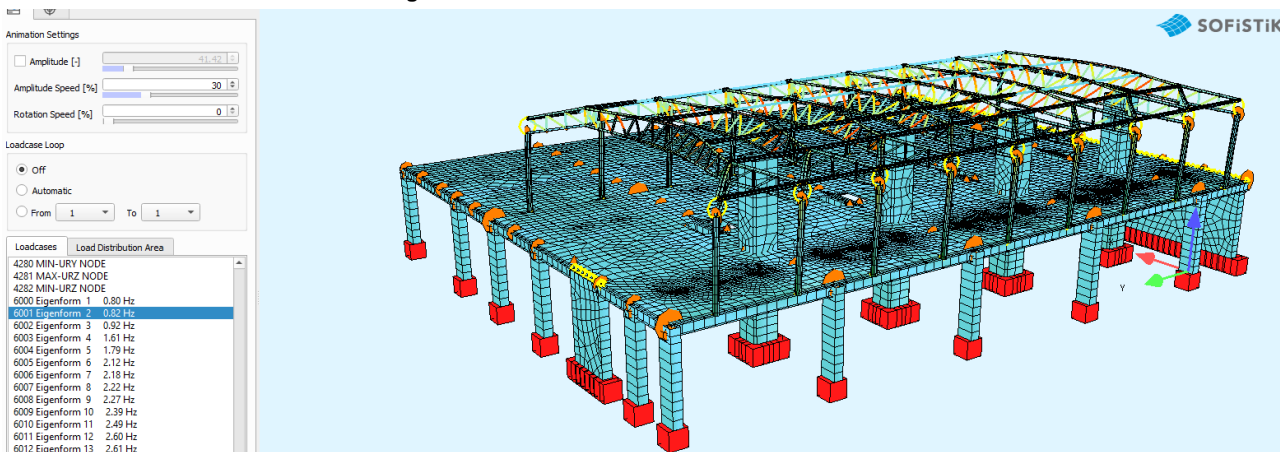


Figura 9-21 Risultati analisi modale – Forme modali

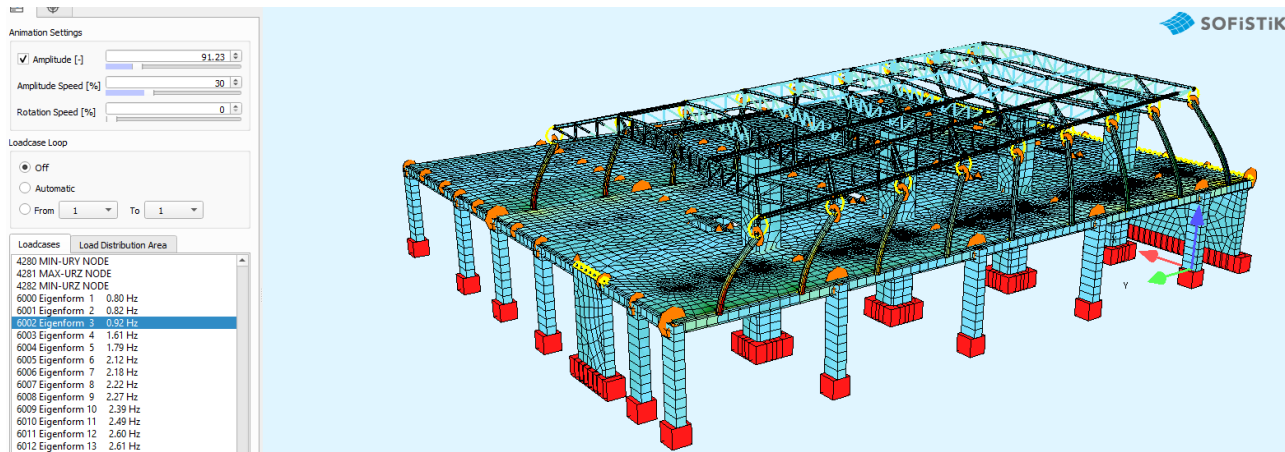


Figura 9-22 Risultati analisi modale – Forme modali

10 VERIFICHE STR - Pensilina

Si riportano le verifiche principali per gli elementi strutturali.

10.1 VERIFICHE SLU

Di seguito si riporta la verifica SLU per l'elemento più sollecitato di copertura e colonne.

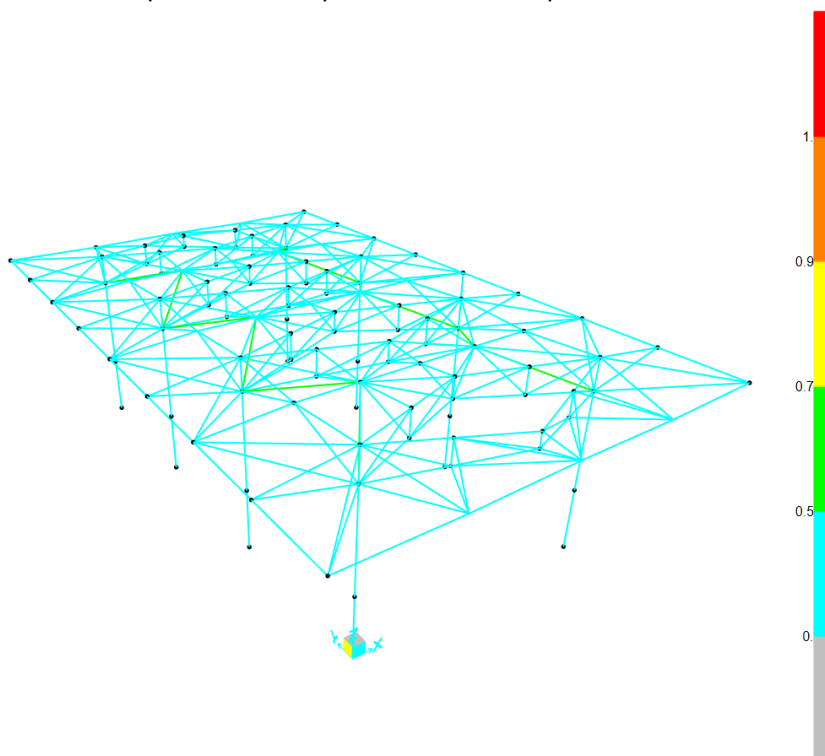


Figura 10-1 Mappe di colore con i tassi di lavoro degli elementi strutturali

10.1.1 Verifica aste reticolare di copertura

Di seguito si riporta la verifica dell'elemento più sollecitato, ovvero l'asta di copertura n. 608 in cui risulta un tasso di lavoro del 60.6%.

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 608 X Mid: 10.063 Combo: INVILUPPO SLU Design Type: Brace
 Length: 4.915 Y Mid: 17.11 Shape: aste copertura pFrame Type: Non Dissipative
 Loc : 4.915 Z Mid: 8.308 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25 D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0.

Aeff=0.003 Av,2=0.002 Av,3=0.002 eNy=0. eNz=0.
 A=0.003 Iy=5.643E-06 iy=0.047 Wel,y=8.078E-05 Weff,y=8.078E-05
 It=1.129E-05 Iz=5.643E-06 iz=0.047 Wel,z=8.078E-05 Weff,z=8.078E-05
 Iw=0. Iyz=0. h=0.14 Wpl,y=1.073E-04
 E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=1.073E-04

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
4.915	-175.506	-2.535	0.056	1.346	0.009	0.129

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.37)

$$D/C \text{ Ratio: } 0.606 = 0.565 + \sqrt{(0.041)^2 + (0.002)^2} < 1. \quad \text{OK}$$

$$= \frac{NEd}{(\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1})} + \sqrt{\left[\frac{k_{yy} (M_{y,Ed} + NEd e_{Ny})}{(\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1})} \right]^2 + \left[\frac{k_{yz} (M_{z,Ed} + NEd e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})} \right]^2} \quad (\text{NTC Eq C4.2.37})$$

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd 852.063	Nu,Rd 925.412	Ncr,T 203553.454	Ncr,TF 484.151	An/Ag 1.
Axial	-175.506	852.063	852.063					
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd		
Y-Y	c 0.49	484.151	1.359	1.708	0.365	310.734		
Y-Y Braced	c 0.49	484.151	1.359	1.708	0.365	310.734		
Z-Z	c 0.49	484.151	1.359	1.708	0.365	310.734		
Z-Z Braced	c 0.49	484.151	1.359	1.708	0.365	310.734		
Torsional TF	c 0.49	484.151	1.359	1.708	0.365	310.734		

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment			
Y-Y	-2.535	-2.535	-0.773	-1.901			
Z-Z	0.056	0.072	0.064	0.066			
	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Y-Y	36.286	36.286	36.286	36.286			
Z-Z	36.286	36.286	36.286				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
	d	0.76	0.228	0.536	0.978	0.	734.628
Factors	kw	Psi	C2	C3	zj		
	1.	1.132	0.459	0.525	0.		
	za	zs	zg	zz	zj		
	0.07	0.	0.07	0.	0.		
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0.581	0.797	0.348	1.329			
	Ved Force	Vpl,Rd Capacity	Ved/Vpl,Rd Ratio	rho Factor			
2-Axis	1.346	313.178	0.004	1.			
3-Axis	0.009	313.178	2.844E-05	1.			

SHEAR DESIGN

	VED Force	TEd Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
2-Axis	1.346	0.011	313.178	0.004	OK
3-Axis	0.01	0.011	313.178	3.269E-05	OK
	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	LambdaBar Ratio	Chi Factor	
2-Axis	313.178	1.2	0.	1.	
3-Axis	313.178	1.2	0.	1.	

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P Comp	P Tens
Axial	-175.506	13.076

10.1.2 Verifica colonna

Di seguito si riporta la verifica dell'elemento più sollecitato, ovvero la colonna n. 664 in cui risulta un tasso di lavoro del 40%.

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 664 X Mid: 11.5 Combo: INVILUPPO SLU Design Type: Column
 Length: 3. Y Mid: 22.817 Shape: ritti phi 323.9 Frame Type: Non Dissipative
 Loc : 3. Z Mid: 1.5 Class: Class 1 Rolled : No

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

GammaM0=1.05 GammaM1=1.05 GammaM2=1.25
 An/Ag=1. RLLF=1. PLLF=0. D/C Lim=1. Prin. Axis Angle = 0. deg

Aeff=0.023 Av,2=0.015 Av,3=0.015 eNy=0. eNz=0.
 A=0.023 Iy=2.640E-04 iy=0.106 Wel,y=0.002 Weff,y=0.002
 It=5.280E-04 Iz=2.640E-04 iz=0.106 Wel,z=0.002 Weff,z=0.002
 Iw=0. Iyz=0. h=0.324 Wpl,y=0.002
 E=210000000. fy=355000. fu=510000. Wpl,z=0.002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TED
3.	-450.299	63.075	-30.85	20.698	7.64	0.026

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0.4 = $0.355 + \sqrt{(0.033)^2 + (0.031)^2}$ < 1. OK

$$= \frac{NEd}{(\chi_z NRk / \Gamma_{M1}) + \sqrt{(k_{zy} (My,Ed + NEd eNy) / (\chi_{LT} My, Rk / \Gamma_{M1}))^2 + (k_{zz} (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / \Gamma_{M1}))^2}}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-450.299	7936.972	7936.972	7936.972	8620.222	1896102.205	1645.38	1.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	0.49	1780.553	2.163	3.321	0.171	1358.773
Y-Y Braced	c	0.49	13395.597	0.789	0.955	0.669	5311.577
Z-Z	c	0.49	1645.38	2.251	3.535	0.16	1267.736
Z-Z Braced	c	0.49	13323.94	0.791	0.958	0.668	5301.017
Torsional TF	c	0.49	1645.38	2.251	3.535	0.16	1267.736

MOMENT DESIGN

	MEd Moment	MEd, span Moment	Mm,Ed Moment	Meq,Ed Moment
Y-Y	63.075	63.075	32.484	38.602
Z-Z	-30.85	-30.85	-19.845	-22.046

	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Y-Y	756.907	756.907	756.907	756.907

Z-Z	756.907	756.907	756.907				
LTB	Curve d	AlphaLT 0.76	LambdaBarLT 0.235	PhiLT 0.541	ChiLT 0.973	Iw 0.	Mcr 14397.567
Factors	kw 1.	Psi 1.719	C2 0.	C3 0.949			
	za 0.162	zs 0.	zg 0.162	zz 0.	zj 0.		
Factors		kyy 0.643	kyz 0.45	kzy 0.386	kzz 0.75		
2-Axis	Ved Force	Vpl,Rd Capacity	Ved/Vpl,Rd Ratio	rho Factor			
3-Axis	20.698	2917.253	0.007	1.			
	7.64	2917.253	0.003	1.			
SHEAR DESIGN							
2-Axis	VEd Force	TEd Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check		
3-Axis	20.698	0.082	2917.253	0.007	OK		
	7.64	0.082	2917.253	0.003	OK		
2-Axis	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar Ratio	Chi Factor			
3-Axis	2917.253	1.2	0.	1.			
	2917.253	1.2	0.	1.			

10.1.3 Verifica Buckling globale

La verifica di buckling globale è stata svolta considerando le azioni in combinazione fondamentale che massimizzano gli sforzi normali e flettenti sulla struttura. Sono stati presi in conto 10 modi per ogni condizione di carico.

Si riporta il moltiplicatore dei carichi più piccolo ricavato, che rappresenta il valore di amplificazione dei carichi in corrispondenza del quale si instabilizza la struttura.

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
Buckling globale 1	Mode	1	21.341377

La verifica risulta soddisfatta con il più piccolo dei moltiplicatore dei carichi pari a 21,34.

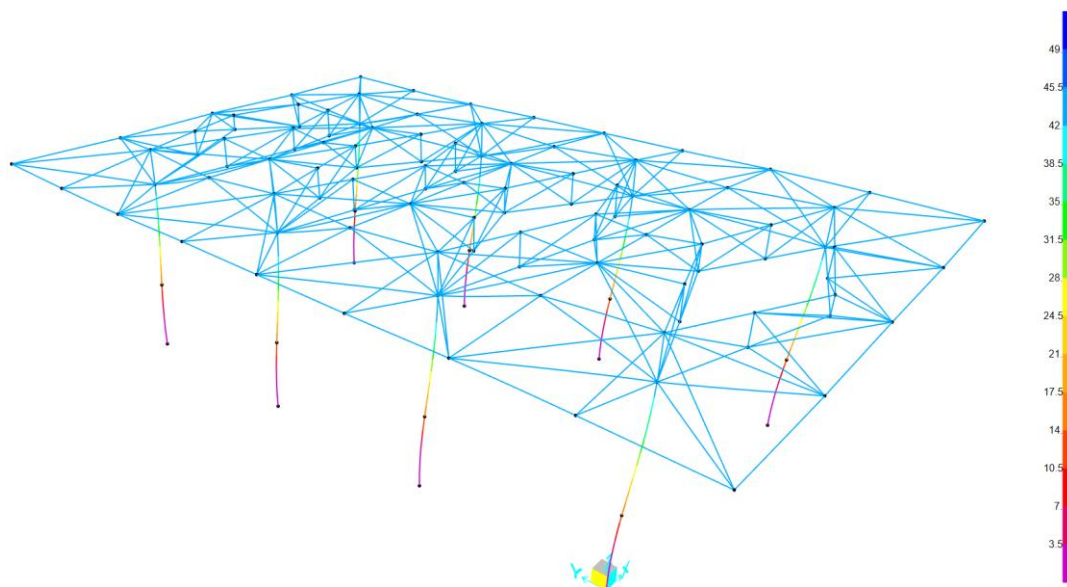


Figura 10-2 Buckling globale – Caso con moltiplicatore minimo

10.2 VERIFICA DEFORMABILITÀ

Le verifiche di deformabilità vengono condotte secondo quanto riportato nelle NTC2018 al §4.2.4.2.

- I valori di δ_{max} e δ_2 per gli spostamenti verticali:

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3
Text	Text	Text	Text	mm
182	SLERARA max delta	Combination	Min	-21

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3
Text	Text	Text	Text	mm
182	Inviluppo RARA var delta	Combination	Min	-11

- I valori di δ per gli spostamenti orizzontali:

TABLE: Joint Displacements				
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1
Text	Text	Text	Text	mm
139	INVILUPPO RARA	Combination	Max	5

Di seguito le verifiche:

Verifica SLE
<i>spostamenti verticali</i>

			§4.2.4.2.1
Travatura centrale			NTC18
Limite superiore spostamento verticale			
δ_{\max}/L	1/200		
L	4.8	m	
δ_{\max}	-21	mm	
Verifica Soddisfatta			
			§4.2.4.2.1
Travatura centrale			NTC18
Limite superiore spostamento verticale			
δ_2/L	1/250		
L	4.8	m	
δ_2	-11	mm	
Verifica Soddisfatta			
<i>spostamenti orizzontali</i>			
Ritti			§4.2.4.2.2 NTC18
Limite superiore spostamento orizzontale			
δ/h	1/300		
h	10	m	
δ	5	mm	
Verifica Soddisfatta			

Le verifiche di deformabilità risultano, pertanto, soddisfatte.

11 VERIFICHE STR – SCAVALCO, FABBRICATO NORD-EST, RETICOLARE

Le verifiche strutturali dei componenti sono state svolte in modo automatizzato dal software.

Sono stati analizzati i modelli dello scavalco, del fabbricato lato nord-est, della reticolare di copertura e della pensilina.

A seguire si riportano i tassi di lavoro e il quantitativo di armatura calcolata per le sezioni in esame.

11.1 SCAVALCO

Si riportano le armature calcolate per i pilastri in cls e i tassi di lavoro delle travi e colonne in acciaio

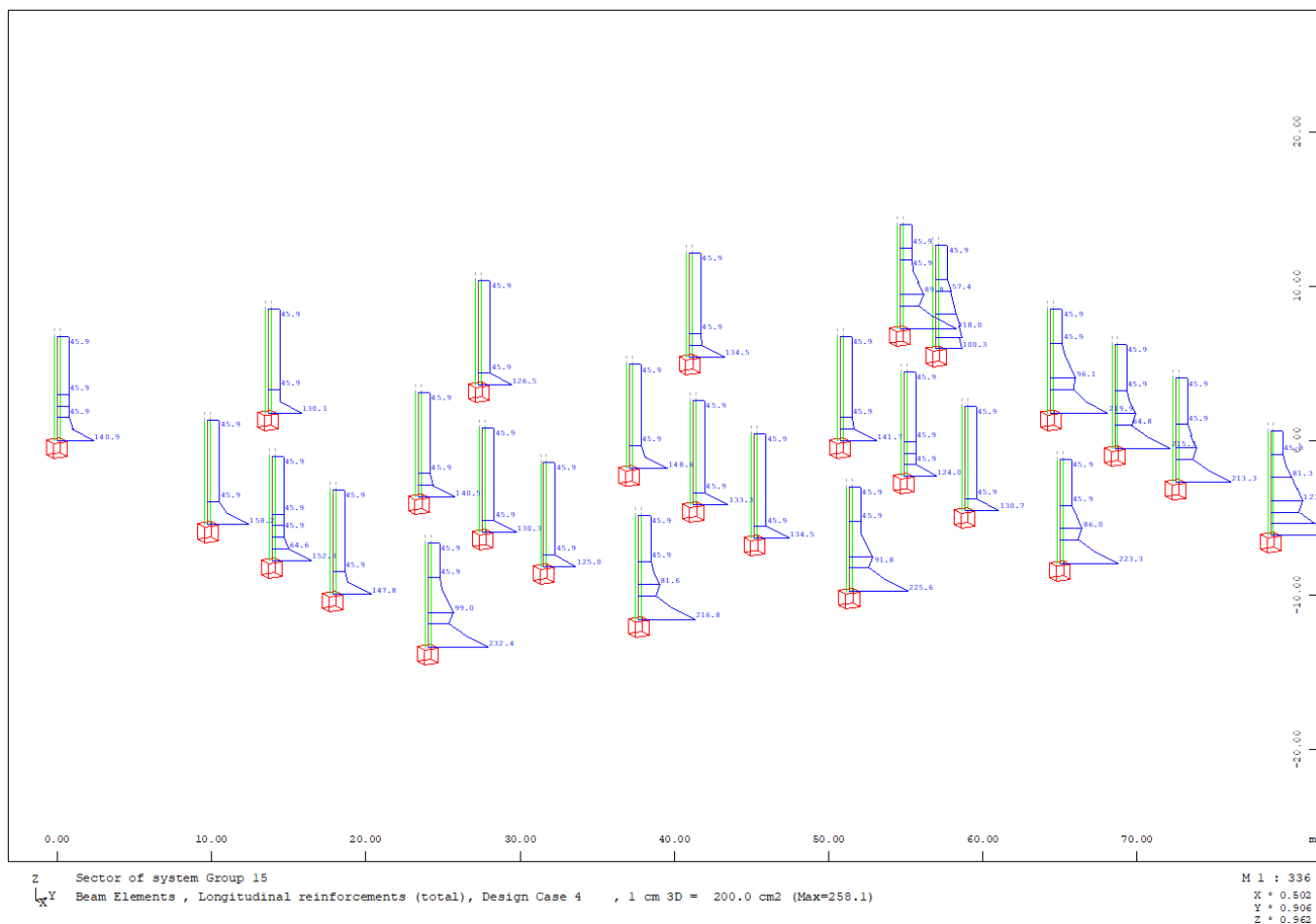


Figura 11-1 Armatura Pilastrini in cls

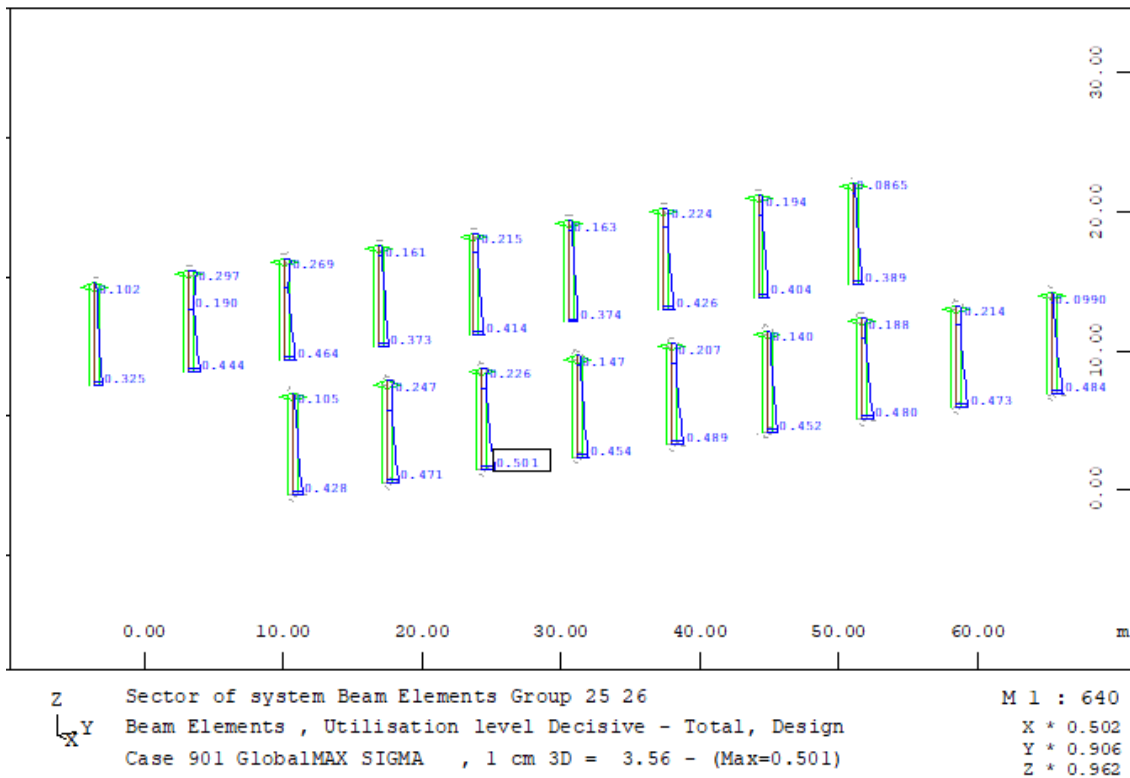


Figura 11-2 tassi di lavoro colonne in acciaio

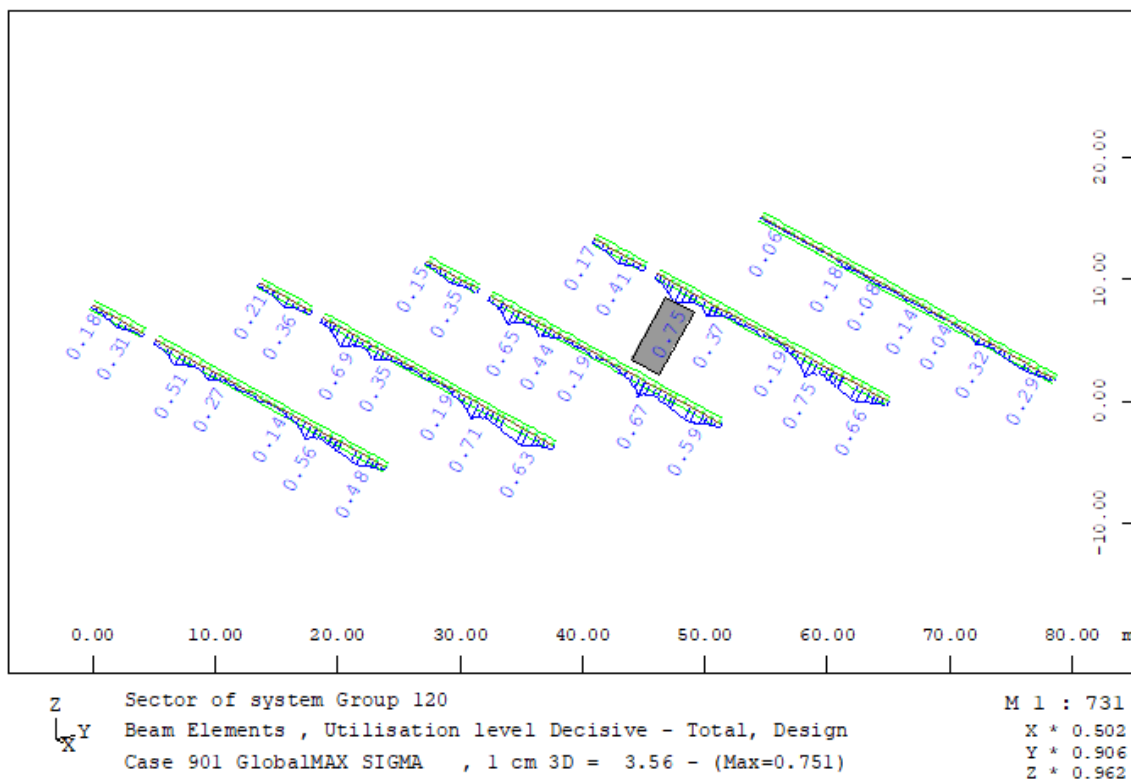
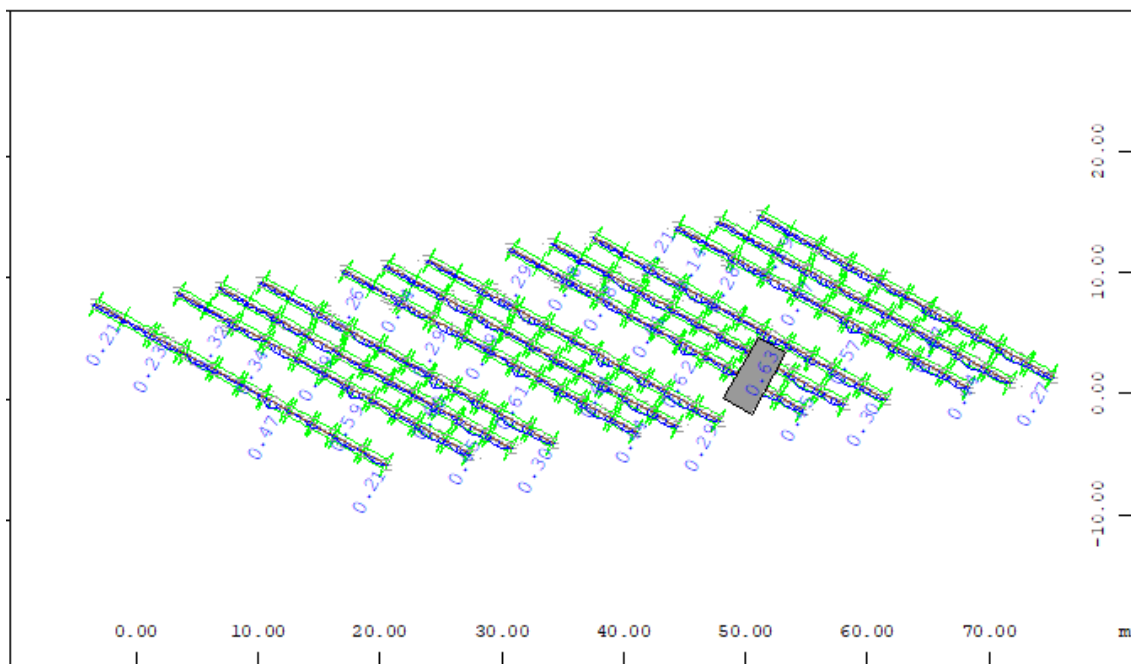
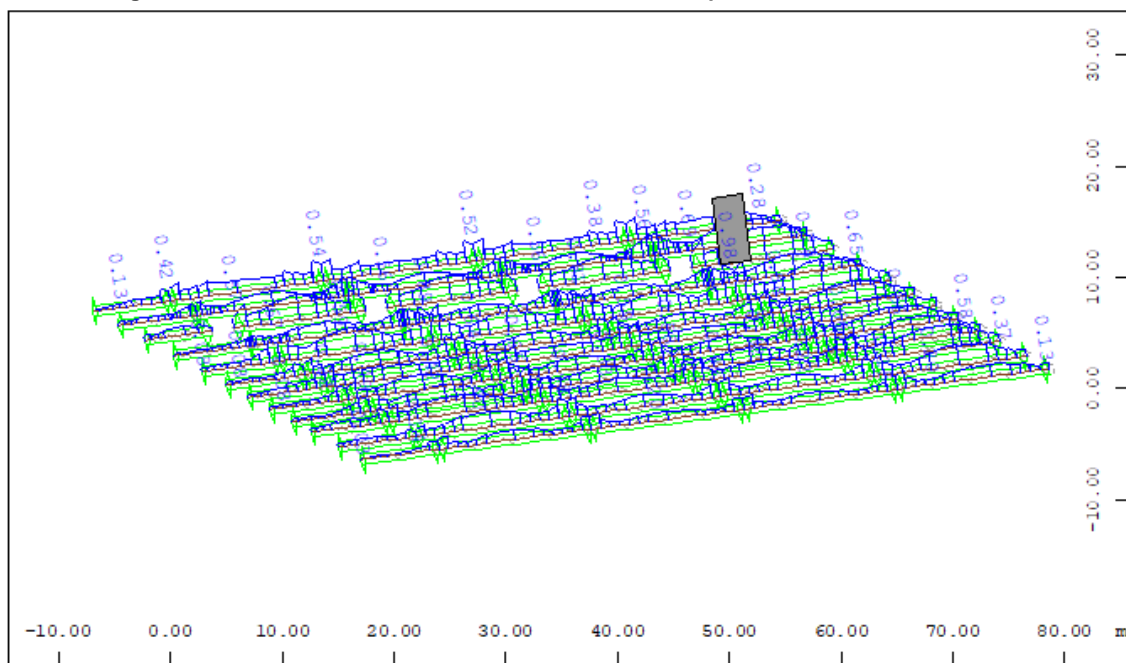


Figura 11-3 tassi di lavoro travi in acciaio del solaio misto quota scavalco Travi principali



Z Sector of system Group 125 M 1 : 731
 X Y Beam Elements , Utilisation level Decisive - Total, Design X * 0.502
 Case 901 GlobalMAX SIGMA , 1 cm 3D = 5.71 - (Max=0.629) Y * 0.906
 Z * 0.962

Figura 11-4 tassi di lavoro travi in acciaio del solaio misto quota scavalco Travi secondarie



Z Sector of system Group 130 M 1 : 796
 X Y Beam Elements , Utilisation level Decisive - Total, Design X * 0.502
 Case 901 GlobalMAX SIGMA , 1 cm 3D = 2.16 - (Max=0.981) Y * 0.906
 Z * 0.962

Figura 11-5 tassi di lavoro travi in acciaio del solaio misto quota scavalco Travi terziarie

11.2 FABBRICATO NORD-EST

Si riportano le armature calcolate dal software per le combinazioni di calcolo SLU/SLV e SLE.

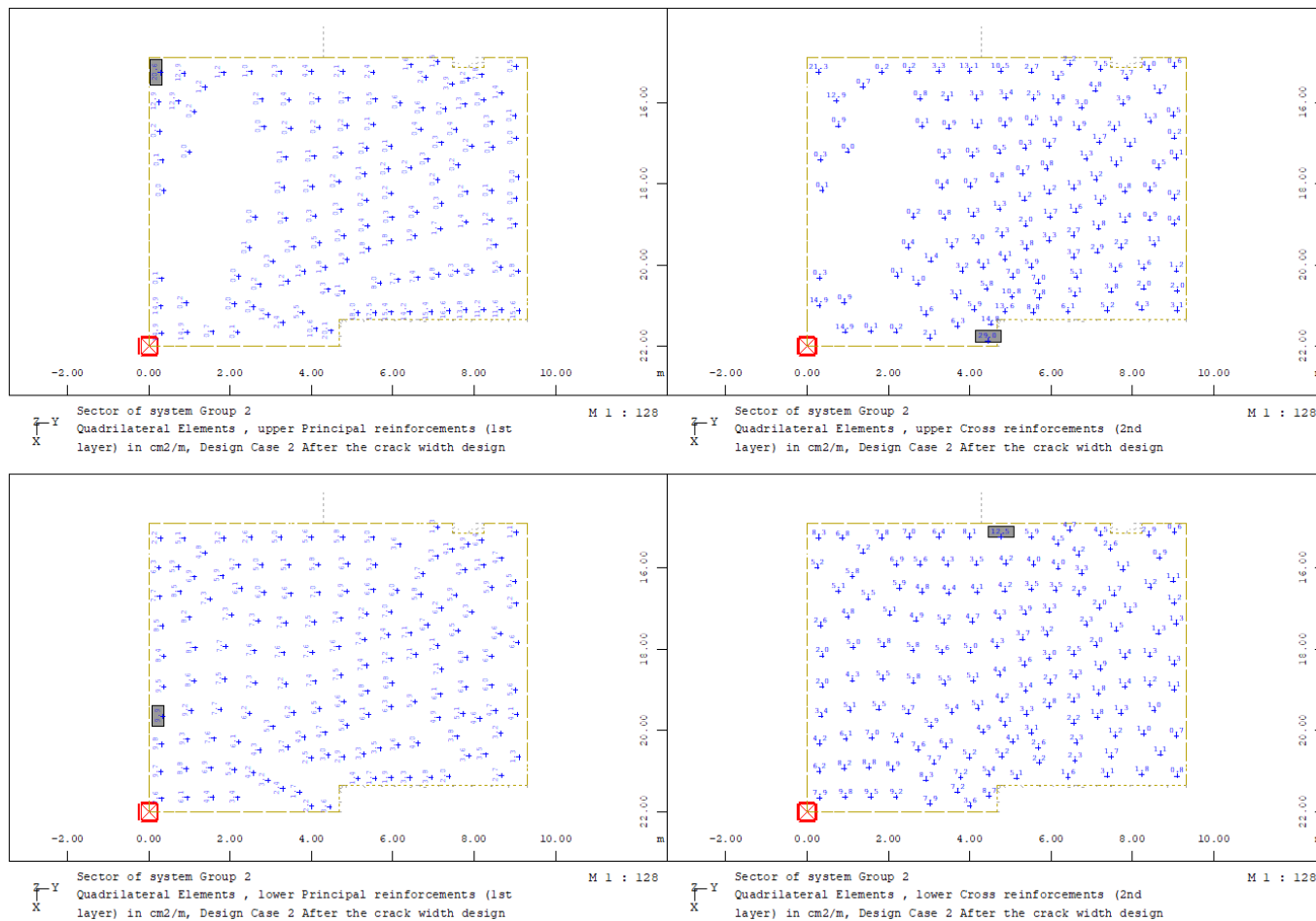


Figura 11-6 Armatura solaio mezzanino 1

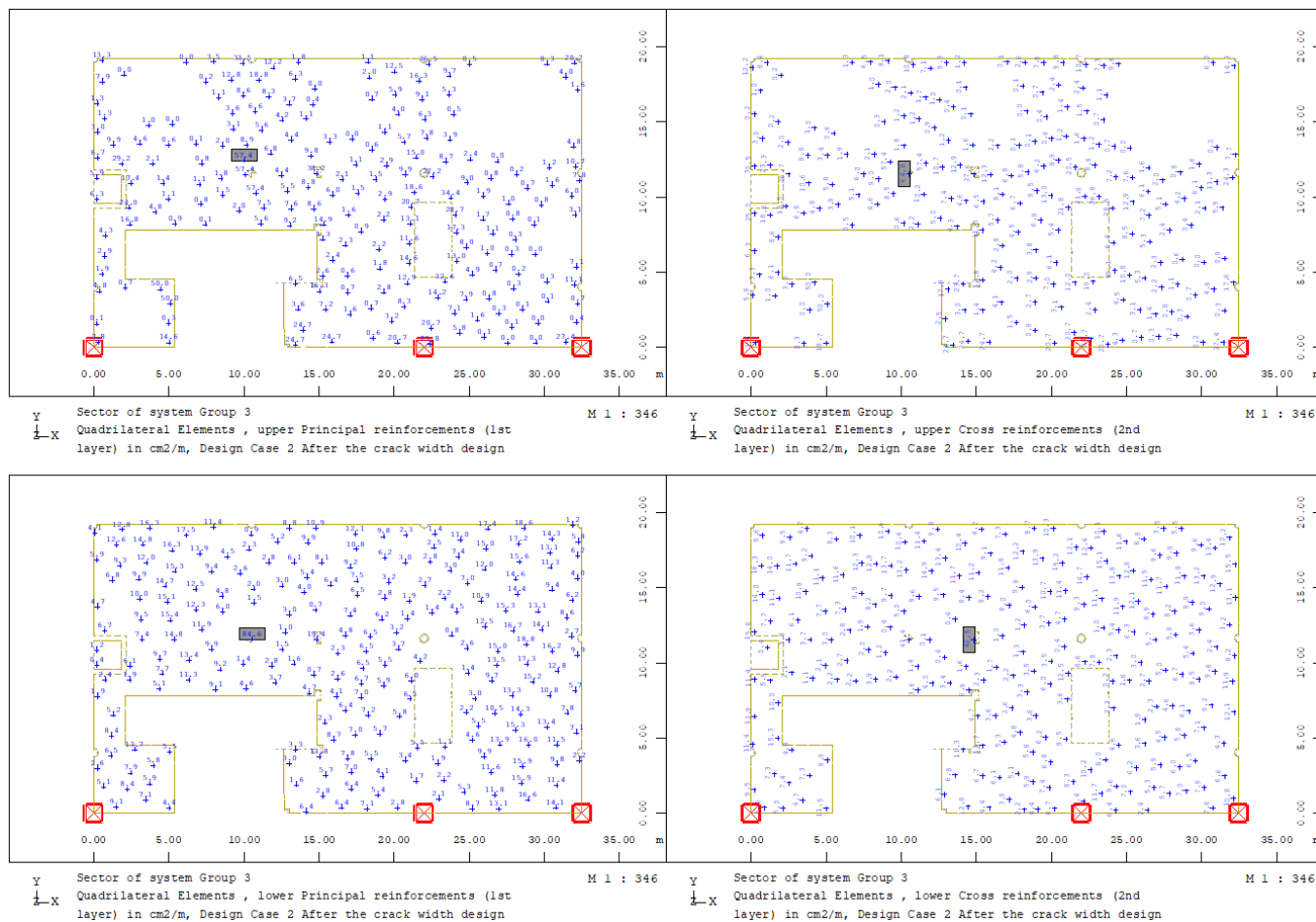


Figura 11-7 Armatura solaio piano 1

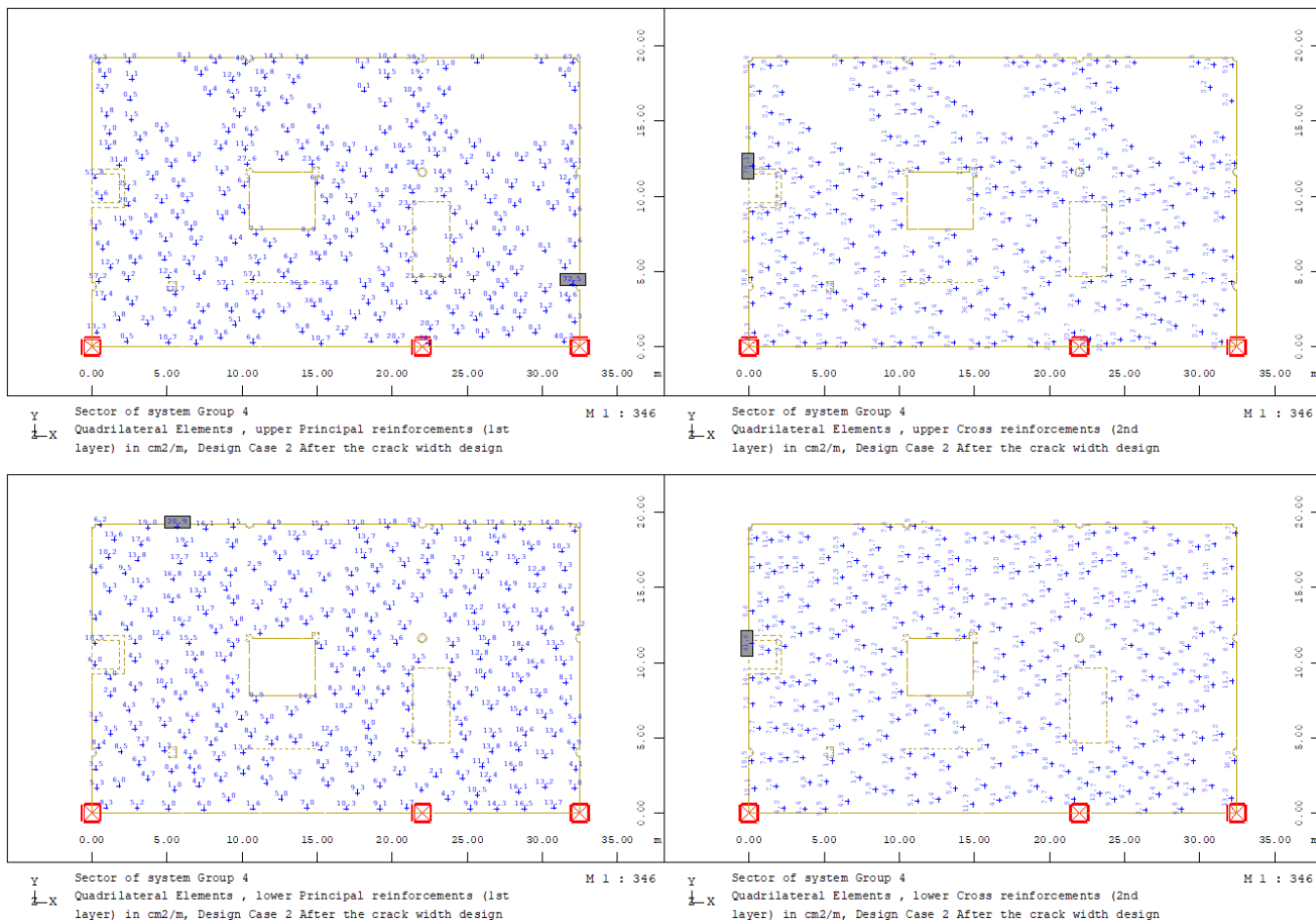


Figura 11-8 Armatura solaio mezzanino 2

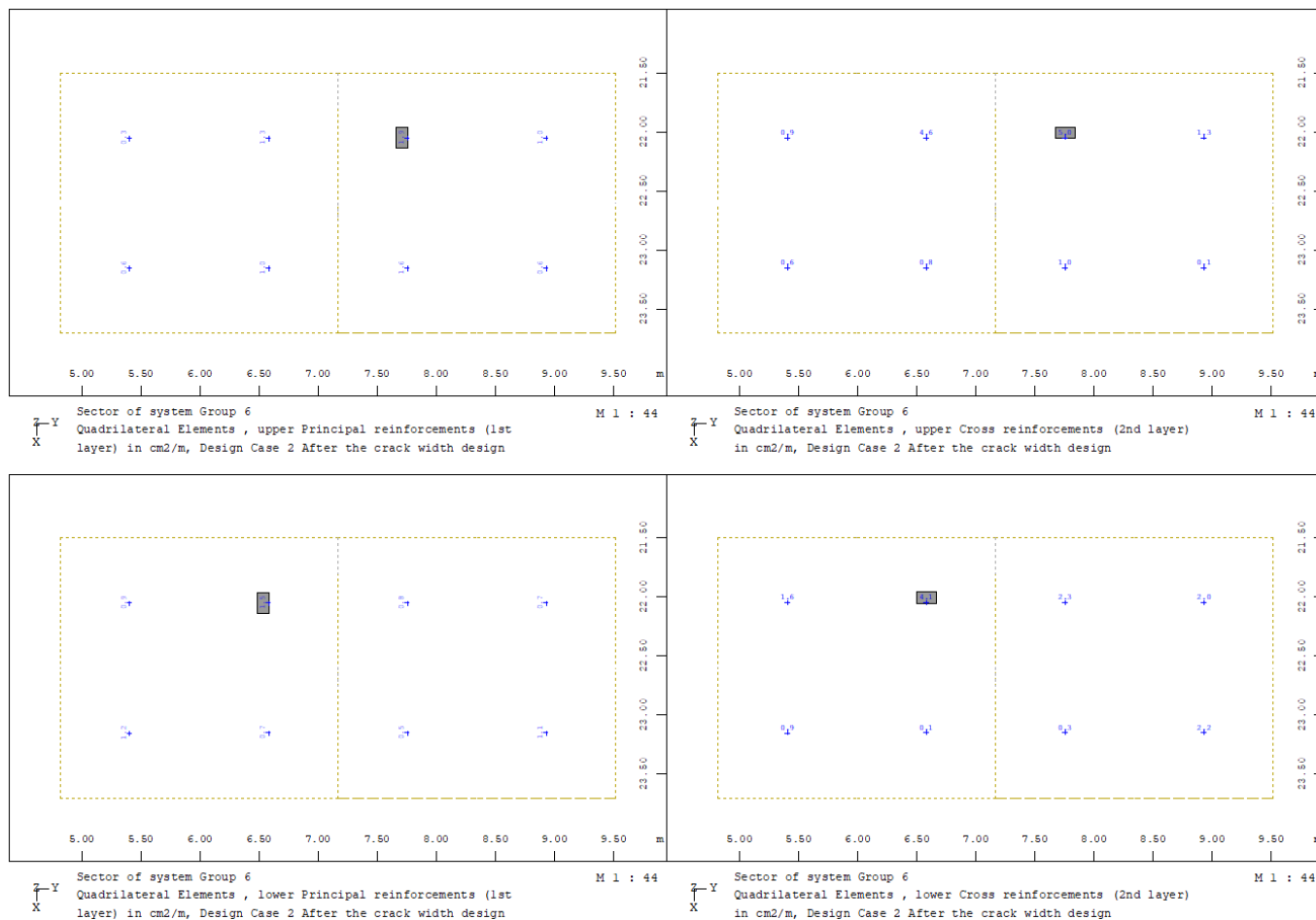


Figura 11-9 Armatura solaio ascensore

11.3 RETICOLARE

Si riportano i tassi di lavoro per le aste verificate in modo automatizzato dal software per le combinazioni di calcolo SLU/SLV e analisi di buckling.

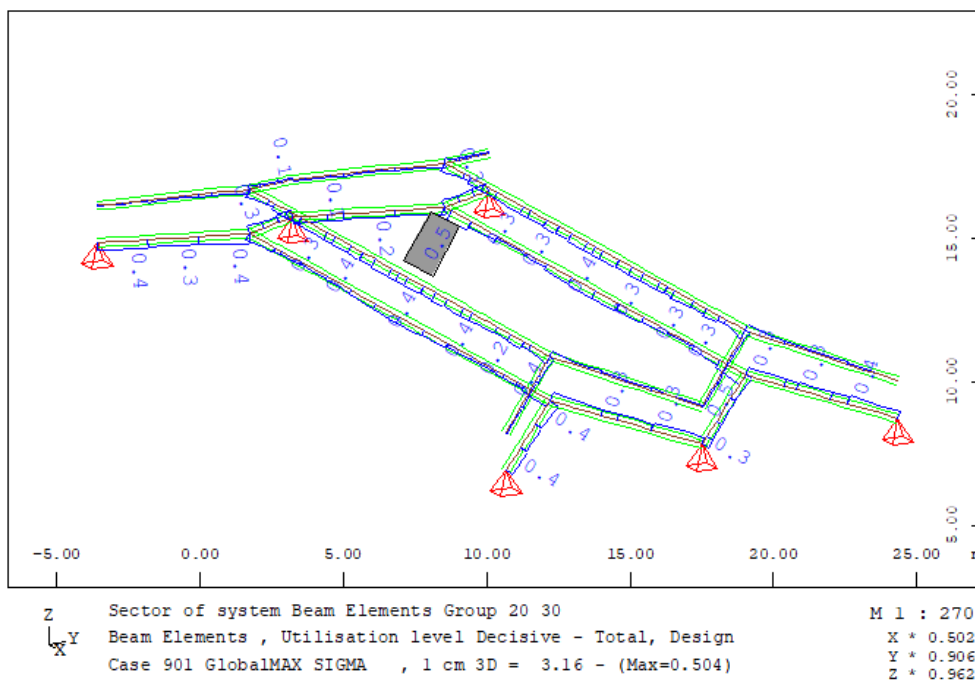


Figura 11-10 tassi di lavoro corrente teso e compresso

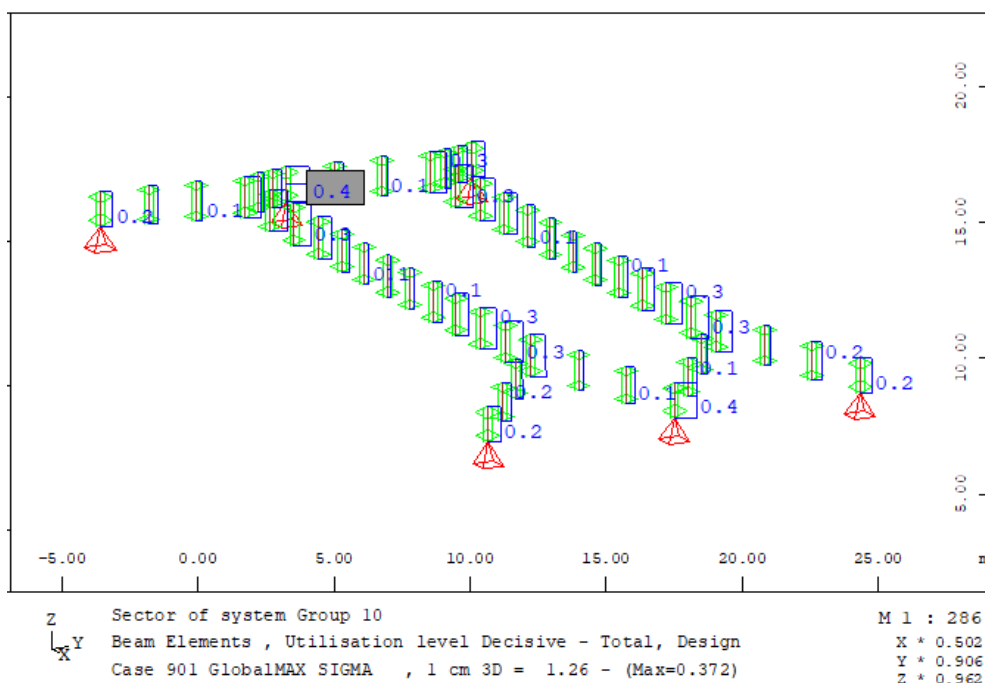


Figura 11-11 tassi di lavoro montante

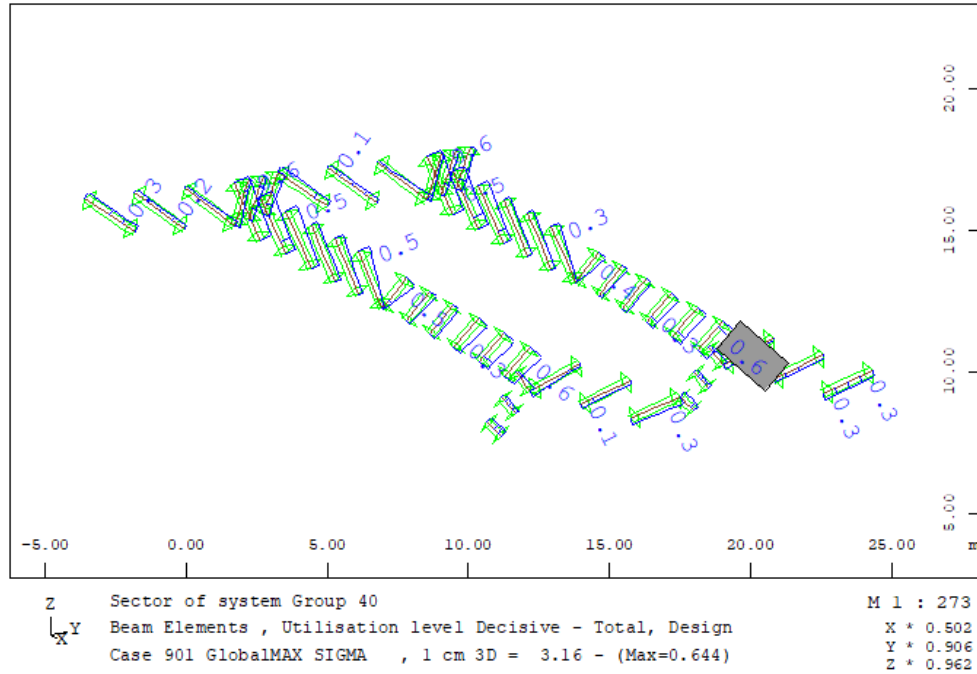


Figura 11-12 tassi di lavoro diagonali

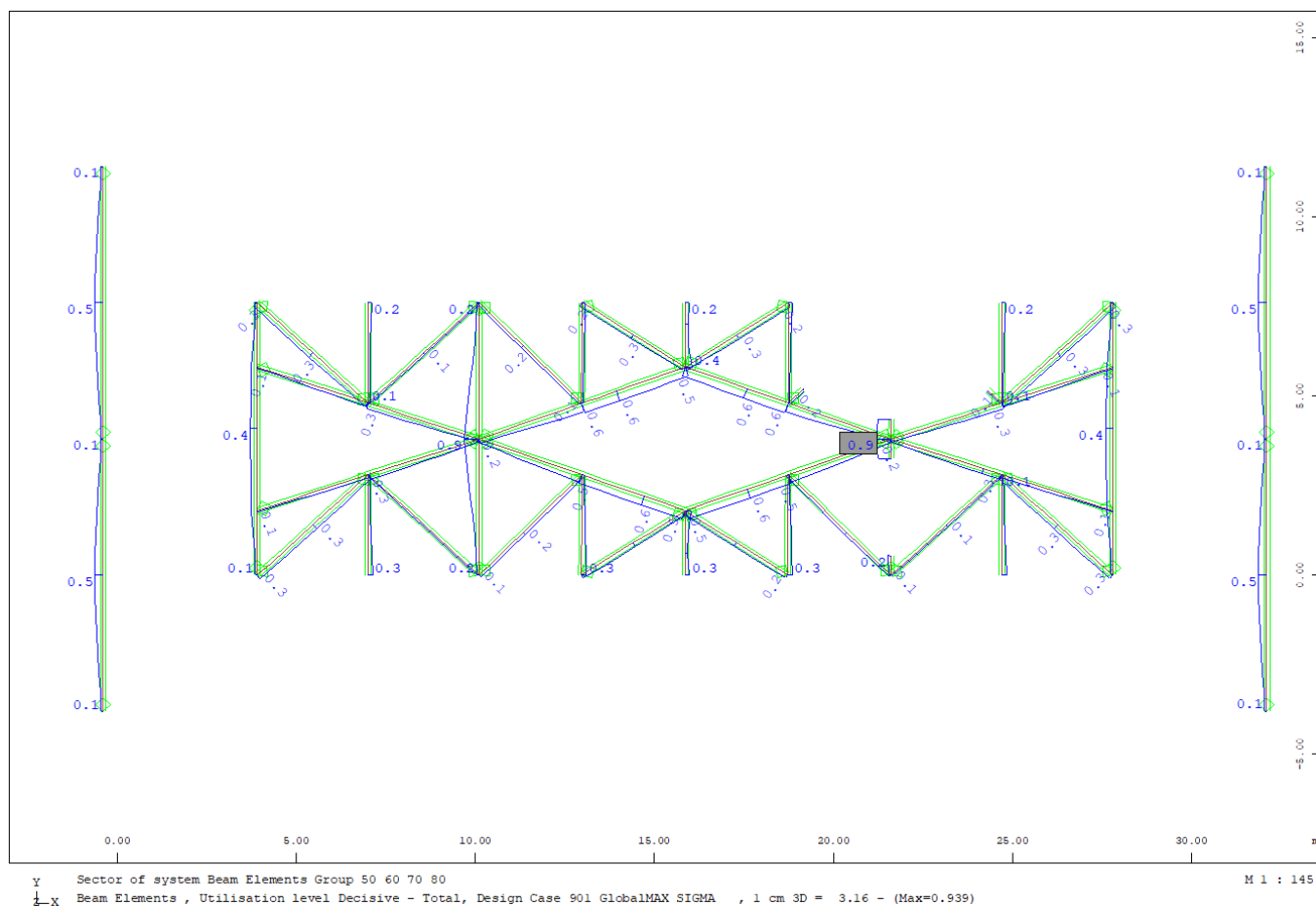


Figura 11-13 tassi di lavoro travi secondarie tra reticolari

Si riportano a seguire i tassi di lavoro del corrente teso e compreso della reticolare a seguito dell'analisi di buckling.

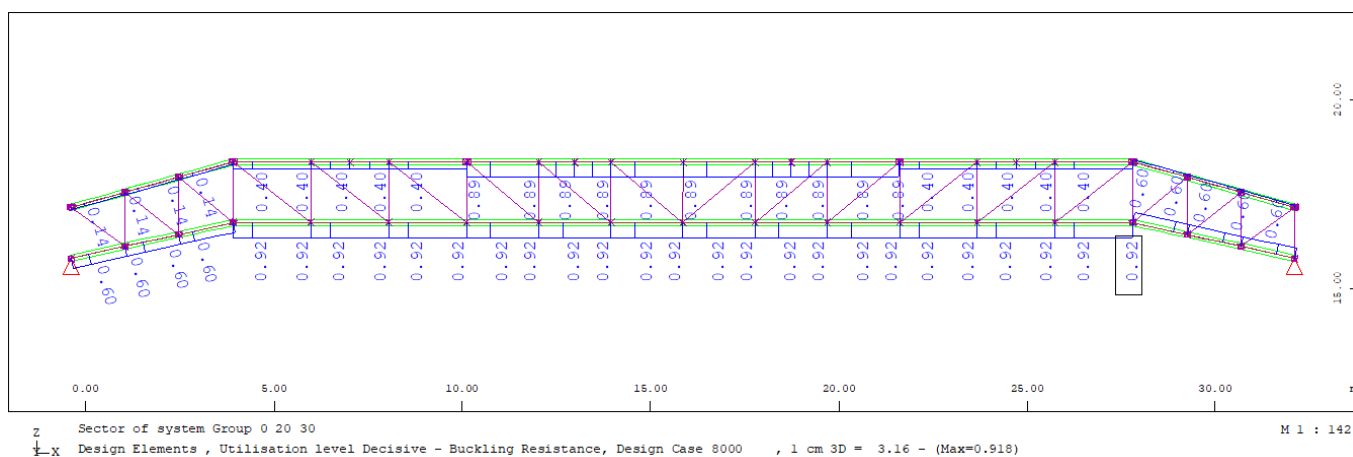


Figura 11-14 tassi di lavoro reticolare per analisi di buckling

12 VERIFICA DELLE FONDAZIONI PROFONDE

12.1 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le condizioni geotecniche dell'area in esame sono state definite sulla base della stratigrafia desumibile dalle indagini geognostiche di repertorio ed in particolare dal sondaggio L1 S04, descritto nella relazione geologica di aprile 2022:

- Da p.c. a circa 18 m di profondità: unità geotecnica 4, costituita da argilla con limo e argilla limosa da sabbiosa a debolmente sabbiosa, localmente ghiaiosa e limo/ limo argilloso con presenza di clasti
- Da 18 m a fino a 30 m (fine del sondaggio): unità geotecnica 5 costituita da conglomerato poligenico alterato e fratturato in sabbia ghiaiosa ciottolosa

Per le due unità geotecniche sopra definite sono presi in considerazione i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici:

UG	γ [kN/m ³]	ϕ'	c'	c_u
Ug4	19	25-30	10-15	50-100
Ug5	20	35	0	-

La falda è rilevata a una profondità di circa 30 m rispetto al piano campagna, dunque le opere di fondazione profonde previste per l'HUB non interessano la falda neanche nella più cautelativa previsione della sua posizione reale, mantenendo un consistente franco di distanza di alcuni metri tra base palo e la quota superiore massima attesa dalla falda.

12.2 AZIONI SUL PALO

12.3 SOLLECITAZIONI TRASMESSE AL PLINTO

Per il pre-dimensionamento delle fondazioni profonde si fare riferimento al plinto P1, indicato nella figura seguente:

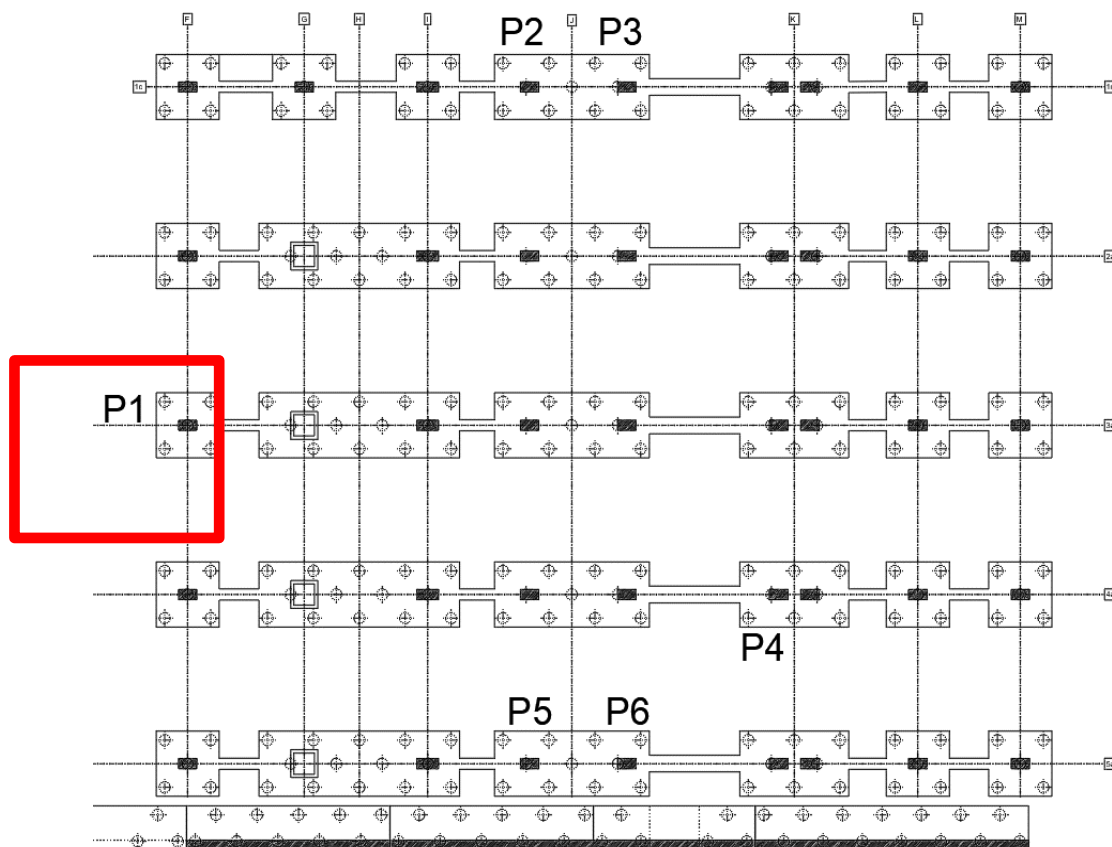


Figura 12-1 Tipologico di calcolo

Le sollecitazioni calcolate sono riportate di seguito:

LC	LC-title	NR	X [m]	Xi	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]	MT [kNm]
2121	MAX-N BEAM	150015	0	0	-2168.5	140.6	-8.98	46.86	280.86	-0.86
2122	MIN-N BEAM		0	0	-4820.7	300.18	-1.85	-0.16	827.97	0.41
2123	MAX-VY BEAM		0	0	-3889.6	323.13	-1.31	-0.94	770	0.24
2124	MIN-VY BEAM		0	0	-3178.5	112.33	-6.24	28.72	368.35	-0.25
2125	MAX-VZ BEAM		0	0	-2213.9	130.21	-0.67	-0.64	351.99	0.24
2126	MIN-VZ BEAM		0	0	-4439.4	282.59	-10	47.32	681.9	-0.71
2127	MAX-MT BEAM		0	0	-4152.7	197.19	-1.65	0.16	585.84	0.44
2128	MIN-MT BEAM		0	0	-2722.5	211.31	-9.18	46.83	451.96	-0.88
2129	MAX-MY BEAM		0	0	-3681.2	192.81	-9.88	48.16	468.94	-0.77
2130	MIN-MY BEAM		0	0	-3146.8	251.09	-0.83	-1.68	637.04	0.29
2131	MAX-MZ BEAM		0	0	-4820.7	300.18	-1.85	-0.16	827.97	0.41
2132	MIN-MZ BEAM		0	0	-2168.5	140.6	-8.98	46.86	280.86	-0.86

SLV	LC: 2721-2732, Beam Elements Forces										
LC	LC-title	NR	X	Xi	N	VY	VZ	MY	MZ	MT	
			[m]		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
2721	MAX-N BEAM	150015	0	0	-2338.6	206.32	-2.51	3.55	338.74	-0.38	
2722	MIN-N BEAM		0	0	-6518.4	-3277.53	-0.74	-3.87	-3805.68	1.38	
2723	MAX-VY BEAM		0	0	-5360.4	4088.76	-4.41	8	5918.57	-0.12	
2724	MIN-VY BEAM		0	0	-5893.6	-3391.13	-4.92	21.42	-4078.8	0.76	
2725	MAX-VZ BEAM		0	0	-4987.9	281.01	1357.56	-1908.39	821.19	-2.08	
2726	MIN-VZ BEAM		0	0	-6263	417.25	-1366.96	1938.23	1012.64	2.19	
2727	MAX-MT BEAM		0	0	-5751.5	265.82	-1334.21	1776.43	838.85	13.83	
2728	MIN-MT BEAM		0	0	-5499.4	432.44	1324.81	-1746.6	994.98	-13.71	
2729	MAX-MY BEAM		0	0	-5639.7	307.44	-1366.79	1939.07	753.5	2.2	
2730	MIN-MY BEAM		0	0	-5611.3	390.83	1357.39	-1909.23	1080.33	-2.09	
2731	MAX-MZ BEAM		0	0	-6418.5	3952.97	-4.15	11.76	6107.8	-0.14	
2732	MIN-MZ BEAM		0	0	-4835.4	-3255.33	-5.19	17.67	-4268.02	0.77	

ACCI	LC: 3121-3132, Beam Elements Forces										
LC	LC-title	NR	X	Xi	N	VY	VZ	MY	MZ	MT	
			[m]		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	
3121	MAXA-N BEAM	150015	0	0	-2166.2	3744.43	-0.6	-0.99	5307.7	0.28	
3122	MINA-N BEAM		0	0	-2523	-3465.79	-0.87	-0.15	-4552.99	0.21	
3123	MAXA-VY BEAM		0	0	-2385.7	3763.18	-0.7	-0.99	5357.61	0.29	
3124	MINA-VY BEAM		0	0	-2303.5	-3484.55	-0.77	-0.16	-4602.89	0.2	
3125	MAXA-VZ BEAM		0	0	-2214.1	130.28	1344.12	-1839.28	352.42	-5.72	
3126	MINA-VZ BEAM		0	0	-2475.2	148.35	-1345.59	1838.14	402.3	6.21	
3127	MAXA-MT BEAM		0	0	-2433.4	148.88	-1345.56	1838.01	401.48	6.21	
3128	MINA-MT BEAM		0	0	-2255.9	129.75	1344.09	-1839.15	353.24	-5.72	
3129	MAXA-MY BEAM		0	0	-2475.2	148.35	-1345.59	1838.14	402.3	6.21	
3130	MINA-MY BEAM		0	0	-2214.1	130.28	1344.12	-1839.28	352.42	-5.72	
3131	MAXA-MZ BEAM		0	0	-2427.6	3762.65	-0.73	-0.86	5358.43	0.29	
3132	MINA-MZ BEAM		0	0	-2261.7	-3484.02	-0.74	-0.29	-4603.72	0.2	

Le sollecitazioni trasferite ai pali sono calcolate sotto l'ipotesi che ciascun palo si comporti come un elemento elastico indipendente dagli altri. I carichi agenti su ciascuno palo possono dunque essere determinati come segue:

$$N_{pmax} = N/n_{pali} + Mx \cdot dy_{max} / \sum dy_i^2 + My \cdot dx_{max} / \sum dx_i^2 \qquad T_{pmax} = (Tx^2 + Ty^2)^{0.5} / n_{pali}$$

La condizione più gravosa si ottiene per lo stato limite SLV (condizioni sismiche), combinazione di carico 2731 secondo tabelle precedenti, che restituisce le seguenti sollecitazioni in testa al singolo palo, considerando un plinto con N.5 pali disposti a quinconce:

$$N_{pmax} = 1644.5 \text{ kN}$$

$$T_{pmax} = 790.6 \text{ kN}$$

I pali che permettono di soddisfare tutte le verifiche strutturali e geotecniche hanno un diametro F1000 e una lunghezza di 25m misurata dall'intradosso del plinto di fondazione.

La tecnologia realizzativa dei pali previsti nel progetto non prevede l'uso di fanghi o boiaccia in pressione; quindi, esente da rischi di infiltrazione attiva nel suolo, anche perché è possibile in ambito realizzativo effettuare un controllo continuo della già menzionata assenza di infiltrazione in falda attraverso le seguenti operazioni:

- controllo della costanza del volume dei fanghi di ricircolo eventualmente utilizzati;
- monitoraggio della quota della falda, tramite i piezometri eseguiti nel piano indagini, avendo cura di mantenerli ispezionabili per la durata dei lavori

12.4 VERIFICA CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo della capacità portate del palo isolato è eseguito considerando le seguenti caratteristiche geometriche e configurazione di carico:

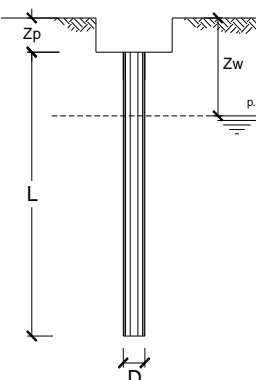
DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)	Area del Palo (Ap):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	27.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1645	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)

Per la determinazione della portata verticale dei pali, in assenza di indagine più accurate, cautelativamente è stata considerata la sola portata di base e laterale del singolo palo attestato nel sub-strato ghiaioso che dai sondaggi presi in esame risulta presente ad una profondità di circa 18-19 m dal p.c. I risultati sono riportati di seguito:

Numero di strati $2 \frac{1}{2}$ Lpalo = 20.00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_b	γ_s	$\gamma_{s, \text{traz}}$
		γ_G	γ_Q			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_b	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{med} (kPa)	ϕ'_{med} (°)	$c_{u, med}$ (kPa)
1	18.00	Ug4	19.00	0.0	0.0	0.0
2	2.00	Ug5	20.00	0.0	35.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00	0.00	0.40
0.43	0.70	0.00	0.40

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c'_{min} (kPa)	ϕ'_{min} (°)	$c_{u, min}$ (kPa)
1	18.00	Ug4	19.00	0.0	0.0	0.0
2	2.00	Ug5	20.00	0.0	35.0	

Coefficients di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.00	0.00	0.40
0.43	0.70	0.00	0.40

RISULTATI

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	18.00	Ug4	0.0					0.0					
2	2.00	Ug5	714.8	28.79	0.00	11544.9	9067.4	714.8	28.79	0.00	11544.9	9067.4	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1645.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ med}} = 9067.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ med}} = 714.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ med}} = 9782.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal \text{ min}} = 9067.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal \text{ min}} = 714.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal \text{ min}} = 9782.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_4) = 5333.8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_4) = 420.5 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5754.2 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 4316.5 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 2.62$$

Considerando un fattore di efficienza dei pali in gruppo pari a $E = 0.72$, valutato con l'equazione di Converse-Labarre, si ottiene $F_s = 1.89$

12.5 CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI

La verifica del singolo palo sotto l'azione di una forza orizzontale è eseguita tramite il metodo di Broms considerando in questo caso la presenza dell'unità 4 lungo il fusto del palo (terreno coesivo poco consistente).

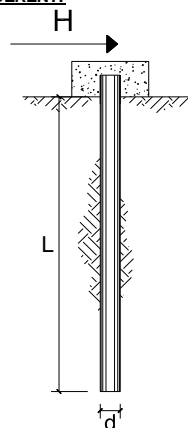
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_ϕ	γ_T
SUD	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			○	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	20.00	(m)	
Diametro del palo	d =	1.00	(m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	3028.36	(kN m)	
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med} =$	30.00	(°)	$\phi'_{min} = 30.00$ (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d} =$	30.00	(°)	$\phi'_{min,d} = 30.00$ (°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$)	$k_{p,med} =$	3.00	(-)	$k_{p,min} = 3.00$ (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =	790.6	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)	

Palo corto:

$H1_{med} = 34200.00$ (kN) $H1_{min} = 34200.00$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 11551.42$ (kN) $H2_{min} = 11551.42$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 1918.73$ (kN) $H3_{min} = 1918.73$ (kN)

$H_{med} = 1918.73$ (kN) palo lungo $H_{min} = 1918.73$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1128.66$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 868.20$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 790.60$ (kN)

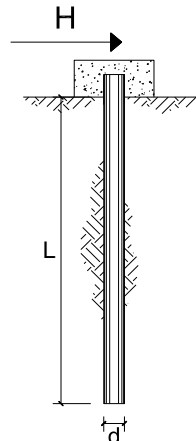
$FS = H_d / F_d = 1.10$

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_{cu}	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	●	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 M_y}{9 c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	20.00	(m)		
Diametro del palo	d =	1.00	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	3028.36	(kN m)		
Coesione non drenata	$c_{u, med}$ =	75.00	(kPa)	$c_{u, min}$ =	75.00 (kPa)
Coesione non drenata di progetto	$c_{u, med, d}$ =	75.00	(kPa)	$c_{u, min, d}$ =	75.00 (kPa)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	790.6	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med} = 12487.50$ (kN) $H1_{min} = 12487.50$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 4845.36$ (kN) $H2_{min} = 4845.36$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 2020.93$ (kN) $H3_{min} = 2020.93$ (kN)

$H_{med} = 2020.93$ (kN) palo lungo $H_{min} = 2020.93$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 1188.78$ (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 914.45$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 790.60$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.16$

L'efficienza dei pali in gruppo soggetti ad una forza trasversale è valutata attraverso l'approccio di Reese & Van Impe (2001). Per il caso in esame risulta $e = 0.92$.

Il fattore di sicurezza al carico limite orizzontale vale pertanto:

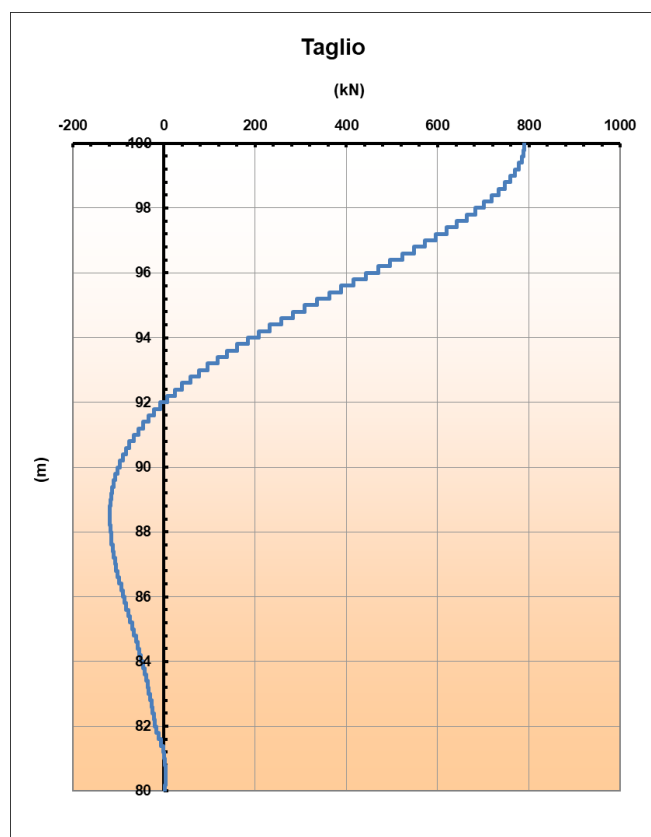
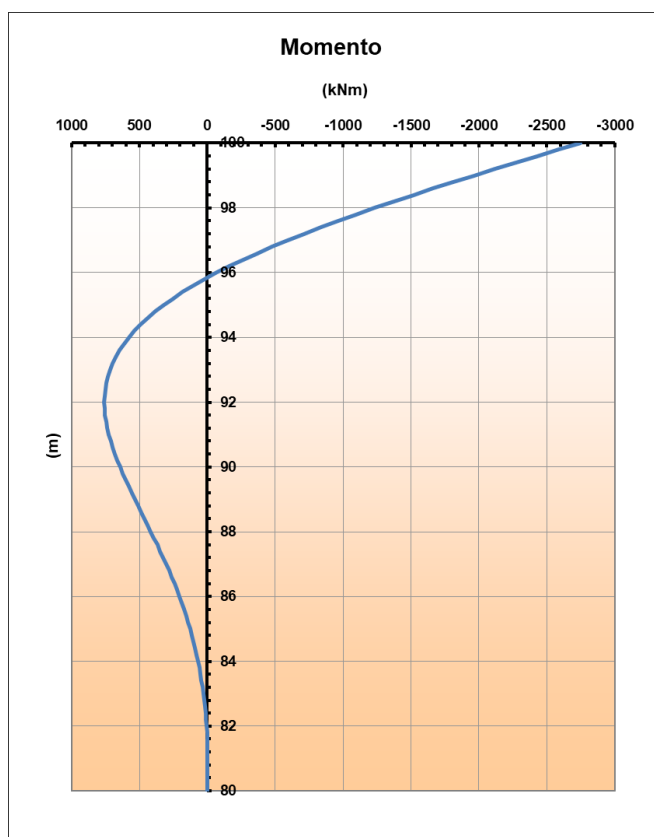
- Verifica in tensioni efficaci: $FS = 1.01$
- Verifica in tensioni totali: $FS = 1.07$

12.6 VERIFICA DI INTEGRITÀ STRUTTURALE DEL PALO

Il calcolo delle sollecitazioni lungo il palo è eseguito secondo la metodologia proposta di Viggiani (Fondazioni, 2014). Per il calcolo del coefficiente di reazione orizzontale del terreno k_h , vengono assunti i seguenti valori del coefficiente n_h :

- Unità 4: $n_h = 2000 \text{ kN/m}^3$
- Unità 5: $n_h = 7000 \text{ kN/m}^3$

I corrispondenti diagrammi del momento e del taglio sono riportati di seguito:



$M_{max} = 2745.2 \text{ kNm}$

$T_{max} = 790.6 \text{ kN}$

Per la verifica alla presso-flessione viene utilizzato il valore minimo di sforzo normale agente sul singolo palo, pari a:

$N_{min} = 922.9 \text{ kN}$

Le verifiche della sezione del palo sono riportate di seguito considerando un armatura longitudinale costituita da $30\phi 30$ e un'armatura trasversale costituita da ferri $\phi 10$ passo 10 cm.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C25/30

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	41.7	30	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 10.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	922.90	2745.00	0.00	791.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.8 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	922.90	2745.00	0.00	922.73	2857.16	0.00	1.04	212.1(23.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	50.0	0.00270	0.0	41.7	-0.00531	0.0	-41.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1					

1 0.000000000 0.000096083 -0.001304134 ---- ----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
È data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	791.00	1572.66	1009.43	77.2 65.7	90.5	2.500	1.083	12.3	15.7(0.0)