

diennepierre

diennepierre
architetti associati
Massimo Negri
Chiara Pagano
Giovanni Ripamonti
via Corti 2/c 23900 Lecco
tel. e fax +39.0341.286647
dnpr@pec.it
www.dnpr.eu
P.IVA e c.f.03059320139



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

Via Vittorio Veneto, 19 - 20844 Triuggio (MB) Tel. 0362.970.961-997.137 – Fax 0362.997.045

**REALIZZAZIONE DI COPERTURA DI UN TRATTO DELLA PISTA CICLOPEDONALE
MONZA – ALBIATE IN COMUNE DI LESMO, SOTTOSTANTE IL PONTE FF.SS LINEA
PONTE SAN PIETRO SEREGNO – AL KM. 24+870. REDAZIONE DI PROGETTAZIONE
PRELIMINARE-DEFINITIVA, ESECUTIVA**

PROGETTO PRELIMINARE/ DEFINITIVO

S.01 CALCOLI DELLE STRUTTURE.

PROGETTO DEFINITIVO D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 art.30

(ex art. 32, d.P.R. n. 554/1999);

Gennaio 2014

INDICE

CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA	4
1.1 OGGETTO	4
1.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI DI VERIFICA	4
1.3 DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.4 RELAZIONE GEOLOGICA	4
CAP.2 DATI DI PROGETTO	6
2.1 RELAZIONE SUI MATERIALI	6
2.2 ANALISI DEI CARICHI	7
2.3 COMBINAZIONI DI CARICO	11
CAP.3 MODELLO AD ELEMENTI FINITI	12
3.1 MODELLO AD ELEMENTI FINITI	12
3.2 AZIONI AGENTI E DEFORMAZIONI	17
CAP.4 RELAZIONE GEOTECNICA	28
4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE	28
CAP.5 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI	32
5.1 VERIFICA DELLE FONDAZIONI	32
5.1.1 PLATEA	33
5.1.2 CORDOLO DI IRRIGIDIMENTO	34
CAP.6 VERIFICA DELLE STRUTTURE VERTICALI	35
6.1 PILASTRINI IN C.A.	35
6.2 STRUTTURA IN ACCIAIO	36

CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

1.1 OGGETTO

Il presente documento è relativo al dimensionamento e alla verifica delle strutture della pensilina di copertura di un tratto di pista ciclo-pedonale a Lesmo (MB).

1.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO E CRITERI DI VERIFICA

Le strutture verranno calcolate e verificate con il metodo degli stati limite, seguendo le indicazioni fornite dalle NTC 2008 (DM 14 gennaio 2008). La struttura è stata verificata esclusivamente con i carichi previsti nel paragrafo relativo all'analisi dei carichi in accordo con la normativa vigente (carichi propri e permanenti, carichi variabili da calpestio, carico da neve, carico da vento, sisma). Verranno svolte le verifiche sismiche tramite un'analisi di tipo modale, ponendo il fattore di struttura pari a $q = 1$.

1.3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera è costituita da una copertura in acciaio zincato sorretta da una platea di fondazione in calcestruzzo armato. La struttura in acciaio risulta costituita da portali disposti con passo regolare (3 metri), tra i quali viene disposta una struttura secondaria che sorregge una rete traforata, anch'essa in acciaio.

La platea di fondazione in calcestruzzo sorregge dei pilastri sopra i quali viene poggiata la struttura in acciaio. Tale platea, di spessore uniforme, viene gettata sopra uno strato di posa di calcestruzzo magro, precedentemente realizzato.

1.4 RELAZIONE GEOLOGICA

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche e fondazionali, si fa riferimento alla relazione redatta dal Dott. Geol. Maurizio Penati e dalla Dott.ssa Geol. Marialuisa Todeschini nel mese di novembre 2013. Tale relazione indica un terreno di classe C, la presenza di acqua a partire da -3,80 m dal piano di campagna (quindi una profondità tale da non interferire con l'opera in progetto). Si riporta di seguito la stratigrafia rilevata tramite prove penetrometriche, riportando altresì i parametri caratteristici dei vari strati, utilizzati di seguito per le verifiche geotecniche e delle fondazioni.

Profondità in m dal p.c.	Nspt	Orizzonte	Yt	φ	E	Kw
da 0.0 a -0.8	2-3	1	1.65-1.70	24°-25°	30-50	1.2-2.0
da -0.8 a -1.2	8-10	2	1.70-1.75	28°-30°	80-120	3.2-4.8
da -1.2 a -5.2	2-3	3	1.65-1.70	24°-25°	30-50	1.2-2.0
da -5.2 a -8.2	10-12	4	1.70-1.75	30°-31°	120-200	3.2-8

dove:

Yt = peso naturale terreno (t/m^3); φ = angolo di attrito ($^\circ$); E = modulo elastico (kg/cm^2); Kw = modulo di reazione del terreno (kg/cm^3)

= Orizzonte entro cui poggieranno le fondazioni in progetto

CAP.2 DATI DI PROGETTO

2.1 RELAZIONE SUI MATERIALI

E' previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

Calcestruzzo gettato in opera:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>Rck (kg/cm²)</i>	<i>Slump</i>	<i>Cl. Esposizione</i>
Sottofondazioni	C12/15	150	S3	X0
Fondazioni	C25/30	300	S3	XC2
Pilastri	C25/30	300	S3	XC2

Acciaio d'armatura:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>fu (kg/cm²)</i>	<i>fyk (kg/cm²)</i>
Barre d'armatura	B450C	5.400	4.500
Reti e.s.	B450C	5.400	4.500

Acciaio da carpenteria:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>ftk (kg/cm²)</i>	<i>fyk (kg/cm²)</i>
Tutti	S355	5.100	3.550

Bulloneria:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>ftb (kg/cm²)</i>	<i>fyb (kg/cm²)</i>
Tutti	8.8	8.000	6.490

I valori di resistenza dei presenti materiali sono assunti pari a quelli indicati nel cap. 11 delle NTC2008.

2.2 ANALISI DEI CARICHI

CARICHI DI ESERCIZIO

Sulla pista ciclopedonale è previsto un carico di:

Categoria A: Ambienti ad uso residenziale $q_k = 200 \text{ kg/m}^2$

Per le strutture di copertura viene utilizzato lo stesso carico, poiché superiore rispetto al carico da neve.

CARICHI DA NEVE

Vengono calcolati i valori delle azioni variabili dovute ad eventi nevosi. In accordo con le NTC2008:

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

Il comune di Lesmo è posto in zona I; l'altezza della zona è posta pari a 183 m s.l.m. Essendo tale altezza inferiore a 200, si ottiene pertanto:

$$q_{sk} = 150 \text{ kg/m}^2$$

Per l'edificio in oggetto il coefficiente di esposizione è posto pari a 1. Il coefficiente di forma μ_i è posto uguale a 0,8.

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 0,8 \times 150 \times 1 \times 1 = 120 \text{ kg/m}^2$$

CARICHI DA VENTO

Vengono calcolati i valori delle azioni variabili dovute al vento. In accordo con le NTC2008. Tale calcolo viene volto in accordo con il cap. 3.3 delle NTC2008 e con il cap. C3.3.10.3 della Circolare 617/2009 (Tettoie e pensiline isolate).

La circolare indica infatti la formula per il calcolo del c_p per tettoie e pensiline ad un solo spiovente:

$$c_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$$

Viene svolto il calcolo dell'azione del vento:

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO q_b - CAP. 3.3

Tabella 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

Densità aria	ρ [kg/m ³]	1.25
Velocità vento riferimento	v_{b0} [m/s]	25
Altitudine località	a_s [m]	250
Altitudine riferimento	a_0 [m]	1000
	k_a [1/s]	0.01
Velocità vento	v_b [m/s]	25
Pressione cinetica di riferimento	q_b [kg/m ²]	39.06

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE C_e

Categoria di esposizione sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8

v	0.23	0.70	12
---	------	------	----

	kr	0.17
	ct	1
	z	3.20
	z min	2.00
	z di calcolo	3.20
	zo	0.01

	Ce (z)	2.13
--	--------	------

COEFFICIENTE DI FORMA Cp

PRESSIONE PENSILINE		
Inclinazione sull'orizzontale	α	14
	+Cp	1.49
	-Cp	-1.49

COEFFICIENTE DINAMICO Cd

Edifici lontani da pendii	Cd	1
---------------------------	----	---

PRESSIONE DEL VENTO p (NORMALE)

PRESSIONE PENSILINE		
Pressione del vento su tettoia pensilina	p [kg/m ²]	123.90
Pressione del vento su tettoia pensilina	p [kg/m ²]	-123.90

CARICHI PROPRI E PERMANENTI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi propri e permanenti utilizzati nelle verifiche:

PENSILINA

G1 Carichi propri:

G2 Carichi permanenti: 18 kg/mq Rete stirata

PLATEA

G1 Carichi propri:

G2 Carichi permanenti: 1.150 kg/mq Sottofondo e finitura

2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Vengono utilizzate le combinazioni di carico indicate nel capitolo 2 delle NTC2008. Si utilizzano i coefficienti ψ e ψ_F come da tabelle 2.5.l e 2.6.l.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A	0.7	0.5	0.3
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve	0.5	0.2	0.0

Nelle diverse combinazioni, i Q_{k1} Q_{k2} Q_{k3} invertono i propri pedici al fine di creare nuove combinazioni di carico.

COMBINAZIONI SLU:

- Combinazione fondamentale, generalmente utilizzata per gli SLU:

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

NB: si utilizza ψ_{G2} pari a 1,30 così come specificato in tabella 2.6.1 delle NTC2008.

COMBINAZIONI SLE:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

COMBINAZIONI SISMICHE:

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

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

CAP.3 MODELLO AD ELEMENTI FINITI

3.1 MODELLO AD ELEMENTI FINITI

Viene realizzato il modello ad elementi finiti tramite il software WinStrand della EnExSys. Vengono applicate tutte le azioni in precedenza indicate; vengono di seguito riportate le combinazioni di carico utilizzate.

Definizione del calcolo

Tipo di analisi:

Normativa di riferimento:

Esegui il controllo degli elementi a comportamento monolatero Esegui il calcolo P-Delta

Tieni conto dell'eccentricità degli assi baricentrici Salva le azioni correlative ai modi di vibrare

Considera la riduzione della capacità taglianti/flessionali delle sezioni definite

Combinazione di carico di riferimento per il calcolo delle azioni assiali nell'analisi di Buckling:

	Commenti alle Condizioni di Carico	Tipologia	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
1	ST	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
2	PROPRI	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
3	PERMANENTI	G - Permanenti	1.000	1.000	1.000
4	VARIABILI	Q - Variabili	0.700	0.500	0.300
5	NEVE	Q - Variabili	0.500	0.200	0.000
6	VENTO DX	Q - Variabili	0.600	0.200	0.000
7	VENTO SX	Q - Variabili	0.600	0.200	0.000
8	VENTO SUD	Q - Variabili	0.600	0.200	0.000

Sovrascrivi sempre il commento alle condizioni di carico sismiche.

< Indietro Avanti > Annulla

DEFINIZIONE TIPO DI ANALISI

Masse - Modalità di Analisi

Metodo di Calcolo utilizzato per l'analisi spettrale:

Analisi Spettrale Standard (SunSpace Iteration). Tieni conto delle possibili masse eccentriche tramite:
 Analisi Semplificata (Annex A ECB) Valutazione dei modi di vibrare 'eccentrici'

Analisi Spettrale via vettori di Ritz

Smorzamento percentuale della struttura (5 = 5%)

Se non presenti i solai esegui un'analisi semplificata (aggiunta di momenti torcenti statici addizionali)

Calcolo delle Masse agenti sulla Struttura:

Nel caso di Analisi Dinamica con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi considera le masse dei nodi liberi

Considera una possibile eccentricità del centro di massa rispetto al baricentro delle masse calcolate:

Percentuale della massa totale che può risultare eccentrica (100=100%)

Spostamento percentuale del centro di massa rispetto al baricentro (5 = 5%) Psi..

	Condizione di carico	Fattore di partecipazione
1	ST	1
2	PROPRI	1
3	PERMANENTI	1
4	VARIABILI	0.3
5	NEVE	0
6	VENTO DX	0
7	VENTO SX	0
8	VENTO SUD	0

Direzioni di ingresso del sisma (inserire un angolo negativo per il sisma verticale):

< Indietro Avanti > Annulla

DEFINIZIONE FATTORI DI PARTECIPAZIONE

Commenti alle direzioni di ingresso del sisma

Commenti alle direzioni di ingresso del sisma:

	Angolo di ingresso del sisma [°]	Commento
1	0.00	Sisma 0
2	90.00	Sisma 90
3	180.00	Sisma 180
4	270.00	Sisma 270

Genera commenti

< Indietro Avanti > Annulla

DIREZIONE DIREZIONI SISMA

TU 2008 - Microzonazione

Ubicazione:

Latitudine:

Longitudine:

Usa un'interpolazione bilineare sul reticolo al posto di quella (pesata) proposta dalla norma

< Indietro Avanti > Annulla

DEFINIZIONE MICROZONIZZAZIONE

TU 2008 - Dati generali

Tipo di suolo: C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistente

Condizioni Topografiche: T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$

Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1

Vita Nominale: Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza (≥ 50 anni)

Vita nominale della struttura VN (anni): 50

Classe d'Uso: II Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza f

Coefficiente d'uso CU: 1

Struttura da progettare e verificare in alta duttilità (CDA)

Fattore di struttura per sisma Orizzontale

valore massimo del fattore di struttura q_0	1	Kr	1
α_u/α_1	1	Kw	1
fattore di struttura q	1		

Fattore di struttura per sisma Verticale

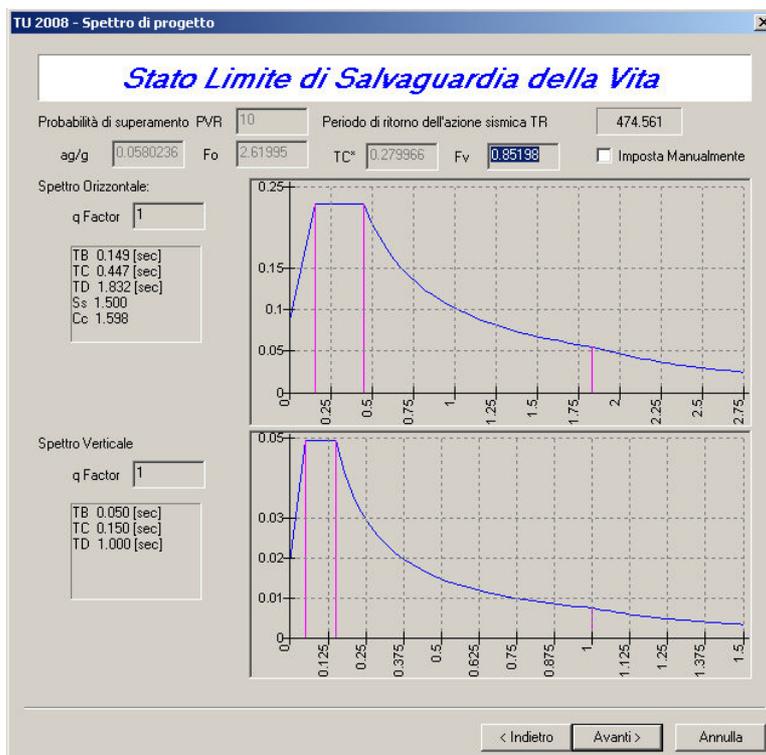
fattore di struttura q: 1

Strutture isolate:

Abbatti lo spettro per $T > 0.8 T_1$: 1.50 [sec] Smorzamento equivalente ξ : 5

< Indietro Avanti > Annulla

DEFINIZIONE DATI GENERALI VERIFICHE SISMICHE



DEFINIZIONE ACCELERAZIONE DI RIFERIMENTO

Combinazioni SLU Statiche

Combinazioni Statiche Stati Limite Ultimo

Numero di Combinazioni di carico: Aiuto...

	Commento	ST	PROPRI	PERMANENTI	VARIABILI	NEVE	VENTO DX	VENTO SX	VENTO SUD
1	VAR+N+VEN_SX	1.3	1.3	1.3	1.5	0.75	0.	0.9	0.
2	N+VAR+VEN_SX	1.3	1.3	1.3	1.05	1.5	0.	0.9	0.
3	VEN_SX+N+VAR	1.3	1.3	1.3	1.05	0.75	0.	1.5	0.
4	VEN_DX	1.	1.	0.	0.	0.	1.5	0.	0.
5	RIB_N+VEN_SX	1.3	1.3	0.	0.	1.5	0.	0.9	0.
6	RIB_VEN_SX_N	1.3	1.3	0.	0.	0.75	0.	1.5	0.
7	VEN_SUD+NEVE	1.3	1.3	1.3	1.05	0.75	0.	0.	1.5

< Indietro Avanti > Annulla

COMBINAZIONI SLU

Combinazioni SLV

Combinazioni Stati Limite Salvaguardia Vita

Numero di Combinazioni di carico: Aiuto...

	Commento	ST	PROPRI	PERMANENTI	VARIABILI	NEVE	VENTO DX	VENTO SX	VENTO SUD	Sisma 0	Sisma 90	Sisma 180	Sisma 270
1	Sisma 0 / 90	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	1.	0.3	0.	0.
2	Sisma 0 / 270	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	1.	0.	0.	0.3
3	Sisma 90 / 0	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.3	1.	0.	0.
4	Sisma 90 / 180	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.3	0.
5	Sisma 180 / 90	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.	0.3	1.	0.
6	Sisma 180 / 270	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.	0.	1.	0.3
7	Sisma 270 / 0	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.3	0.	0.	1.
8	Sisma 270 / 180	1.	1.	1.	0.3	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.3	1.

< Indietro Avanti > Annulla

COMBINAZIONI SLSV

Combinazioni SLE Rare

Combinazioni SLE Rare

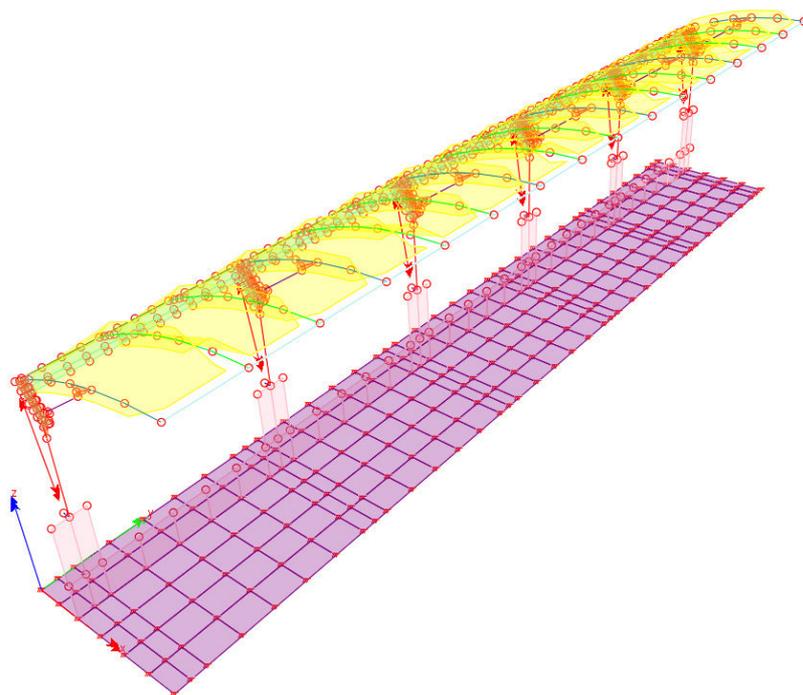
Numero di Combinazioni di carico:

	Commento	ST	PROPRI	PERMANENTI	VARIABILI	NEVE	VENTO DX	VENTO SX	VENTO SUD
1	VAR+N+VEN_SX	1.	1.	1.	1.	0.5	0.	0.6	0.
2	N+VAR+VEN_SX	1.	1.	1.	0.7	1.	0.	0.6	0.
3	VEN_SX+N+VAR	1.	1.	1.	0.7	0.5	0.	1.	0.
4	VEN_DX	1.	1.	0.	0.	0.	1.	0.	0.
5	RIB_N_VEN_SX	1.	1.	0.	0.	1.	0.	0.6	0.
6	RI_VEN_SX_N	1.	1.	0.	0.	0.5	0.	1.	0.

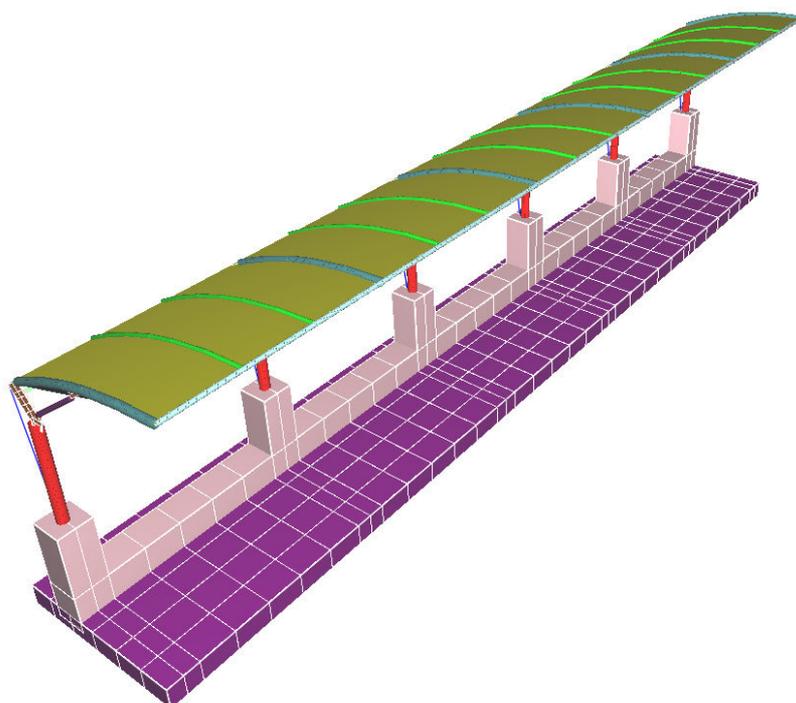
COMBINAZIONI SLE

3.2 AZIONI AGENTI E DEFORMAZIONI

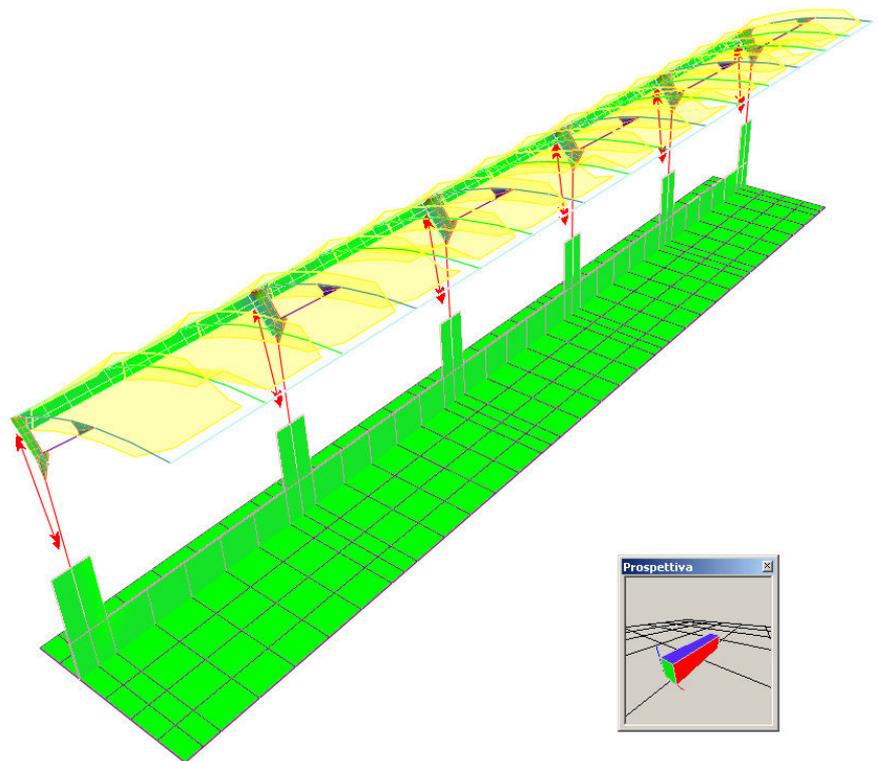
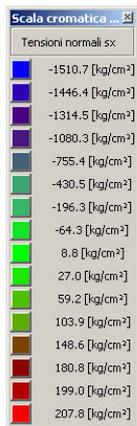
Di seguito vengono riportate le azioni agenti e le deformazioni nelle varie combinazioni di carico:



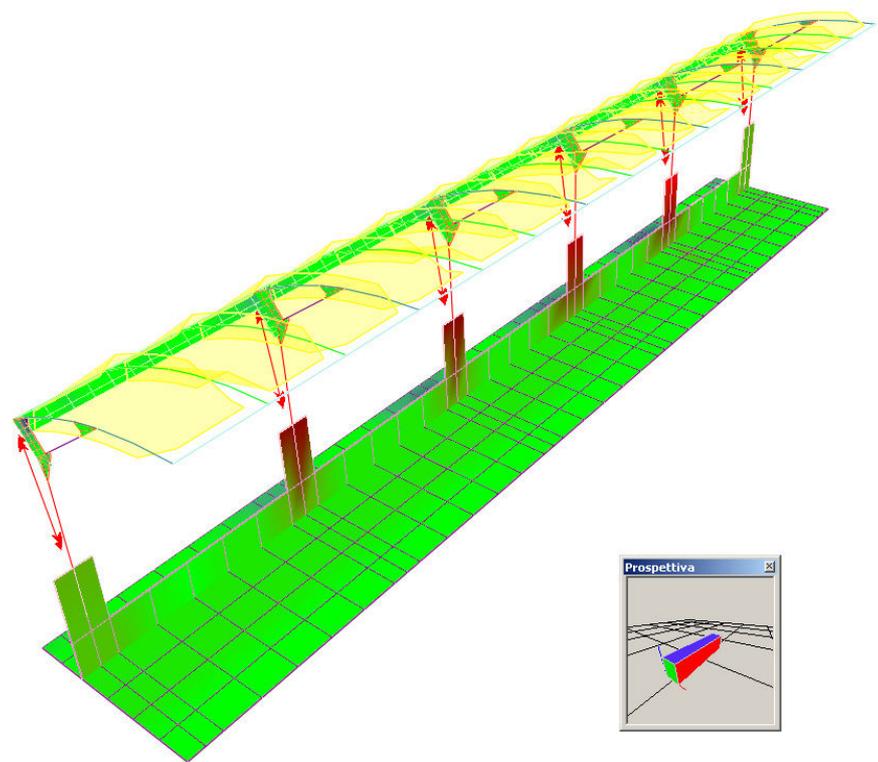
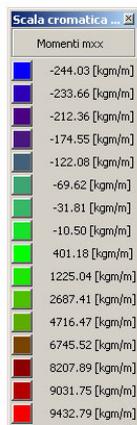
MODELLO AD ELEMENTI FINITI – VISTA TRIDIMENSIONALE



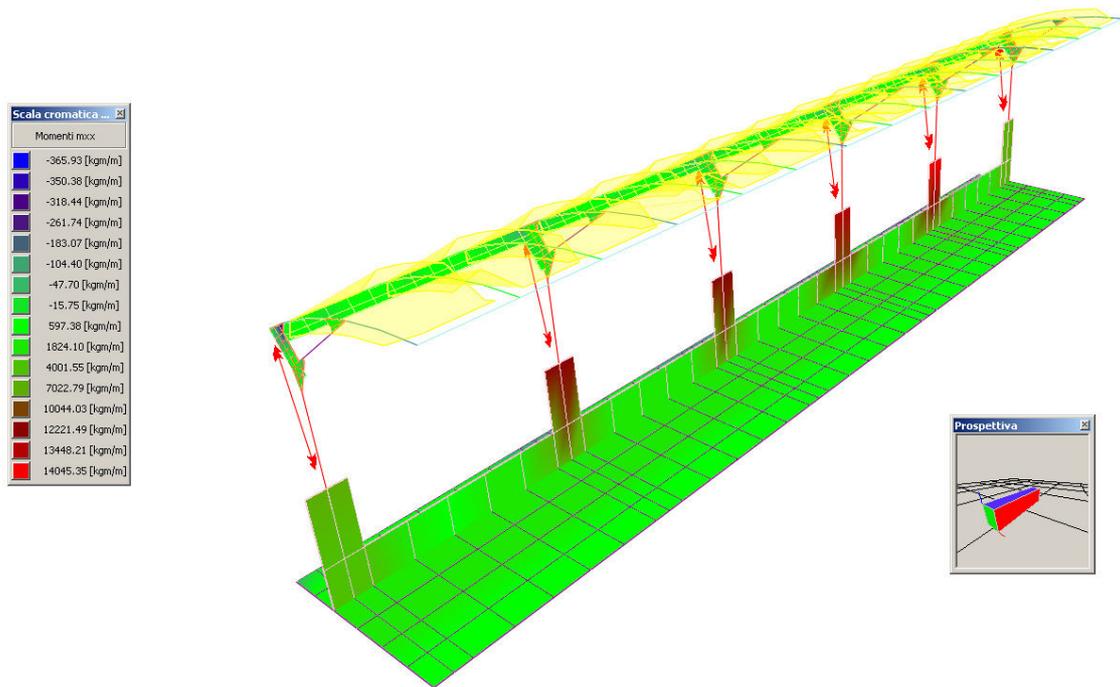
MODELLO AD ELEMENTI FINITI – VISTA TRIDIMENSIONALE



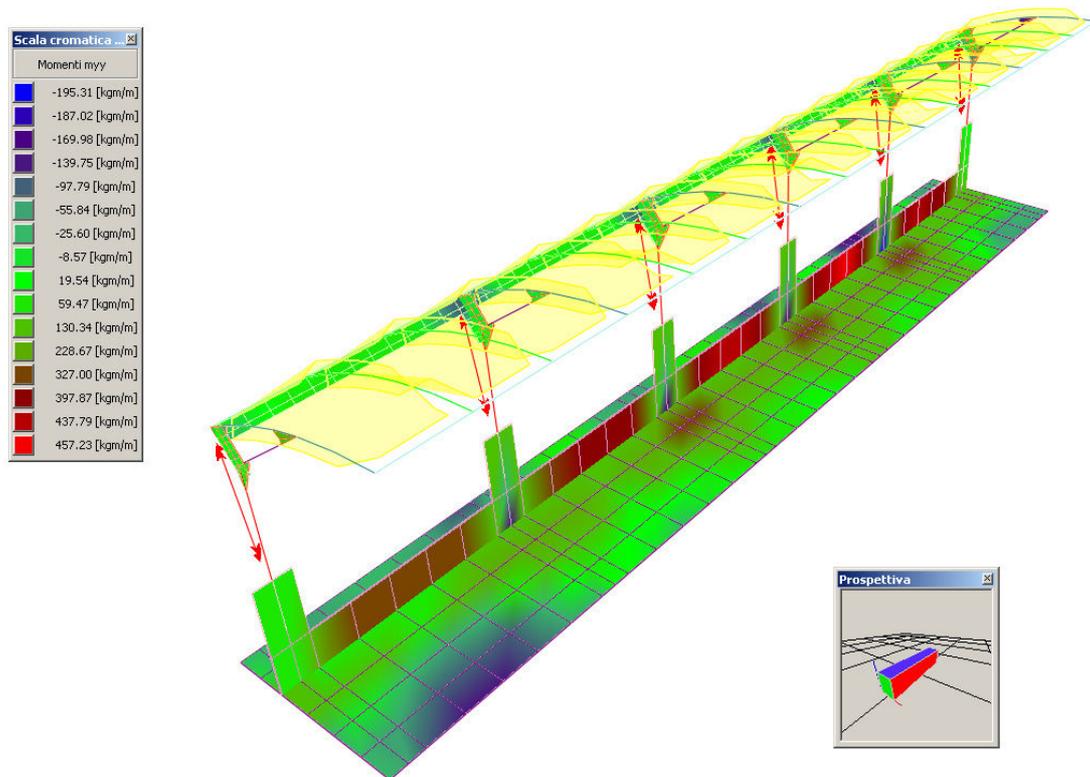
COMBINAZIONE 3 (SLU) - SFORZI DIREZIONE PRINCIPALE



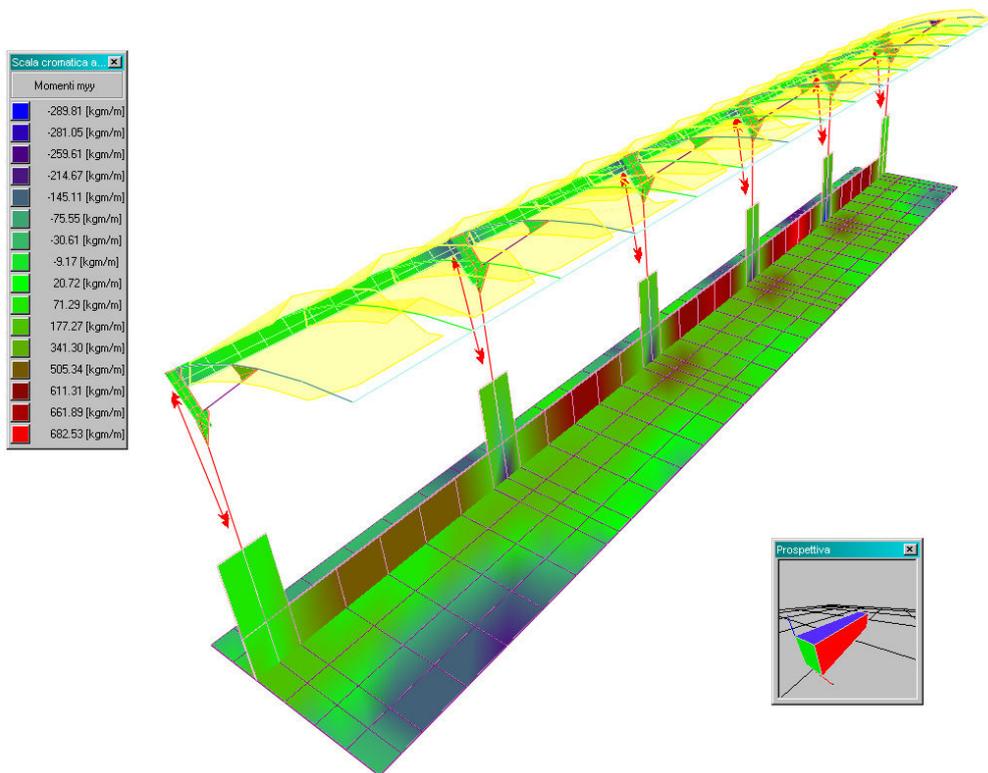
COMBINAZIONE 10 (SLE) – MOMENTO FLETTENTE ELEMENTI BIDIMENSIONALI



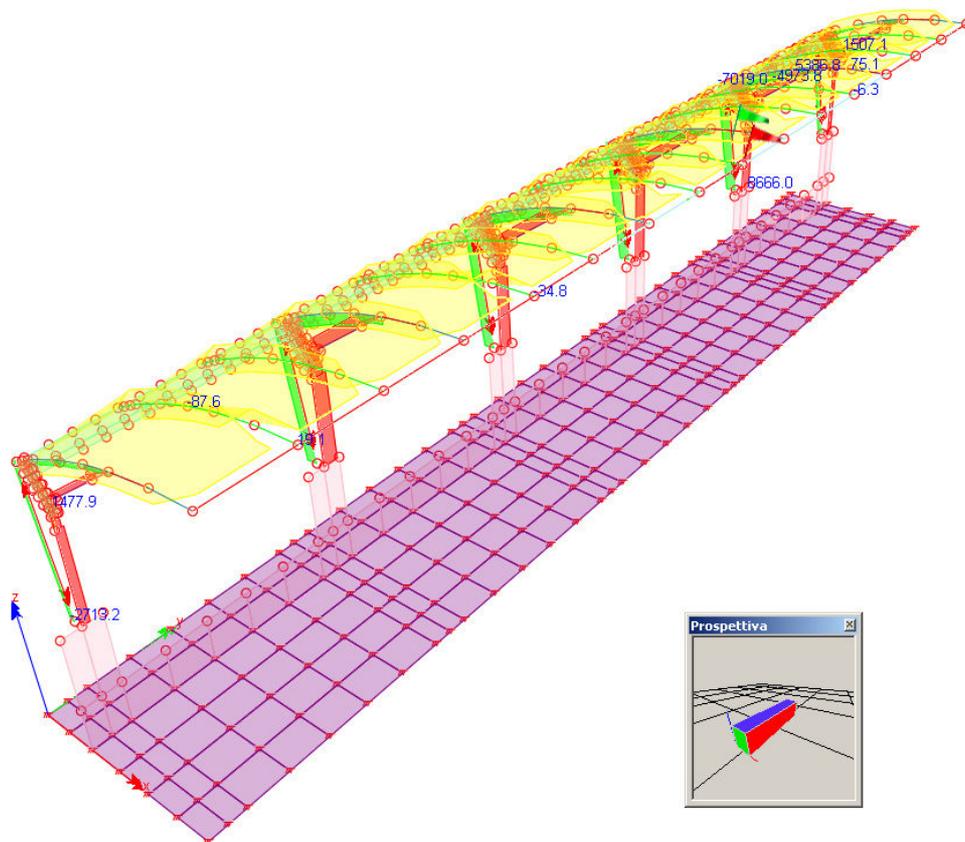
COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTO FLETTENTE ELEMENTI BIDIMENSIONALI



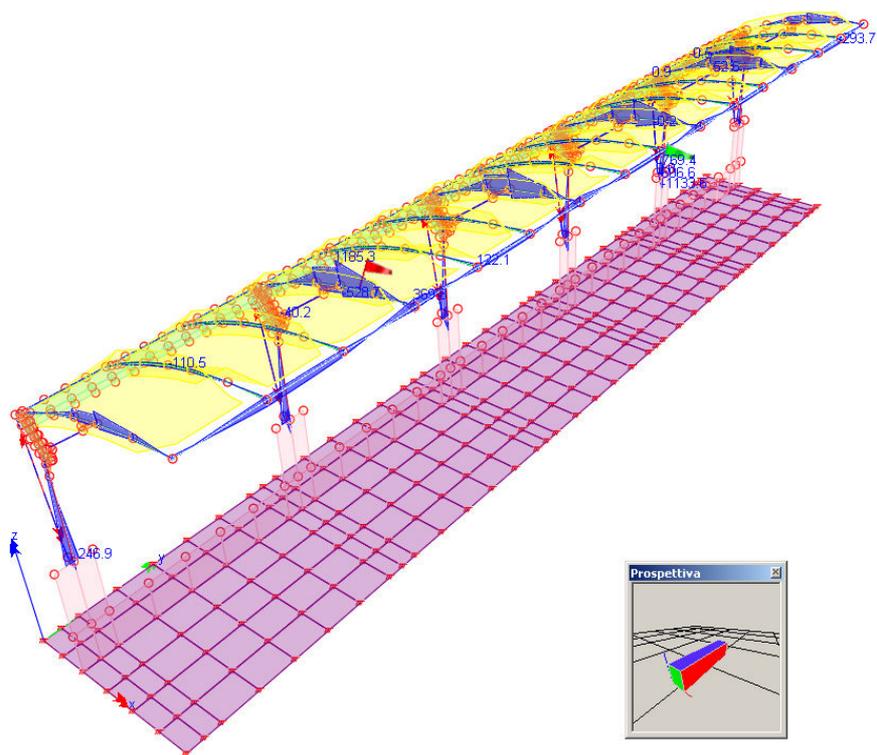
COMBINAZIONE 10 (SLE) – MOMENTO FLETTENTE ELEMENTI BIDIMENSIONALI – DIREZIONE SECONDARIA



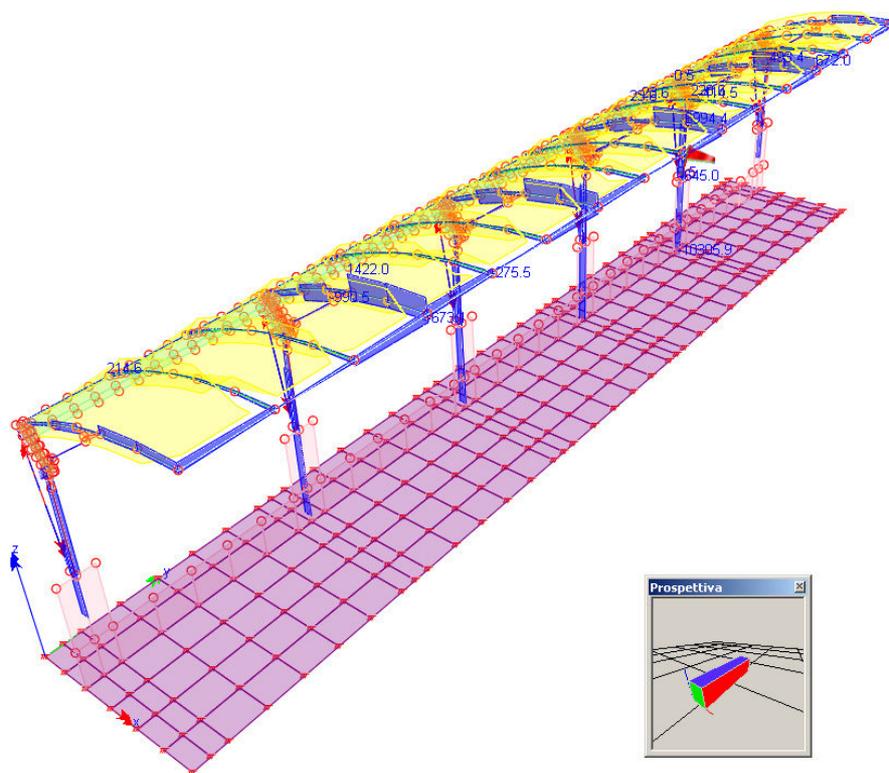
COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTO FLETTENTE ELEMENTI BIDIMENSIONALI – DIREZIONE SECONDARIA



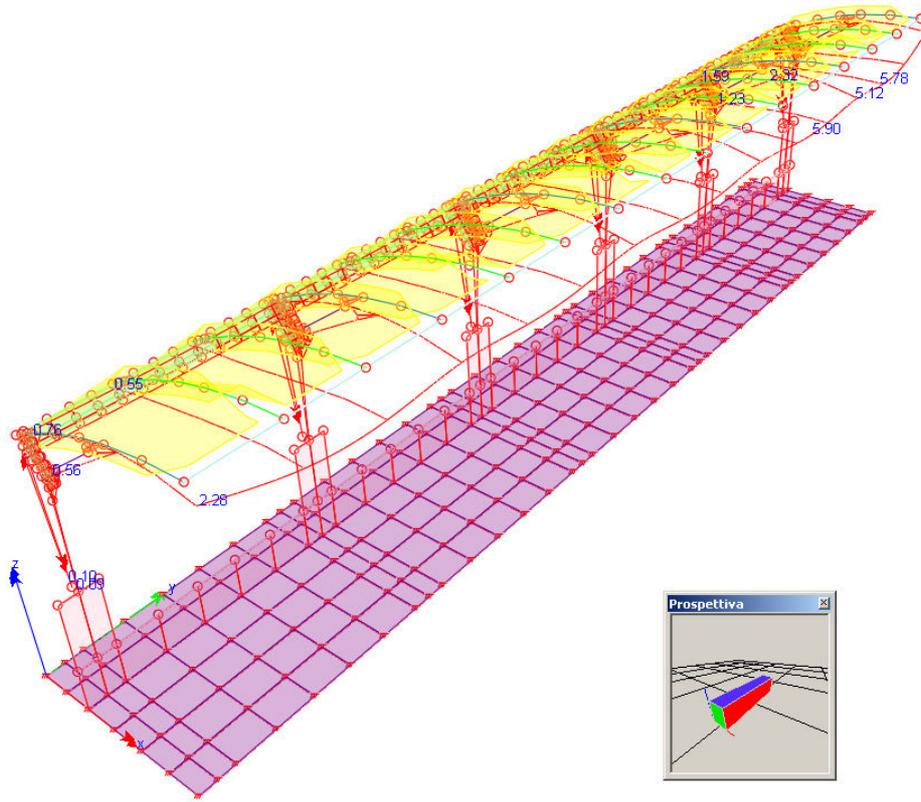
COMBINAZIONE 10 (SLE) – AZIONE ASSIALE



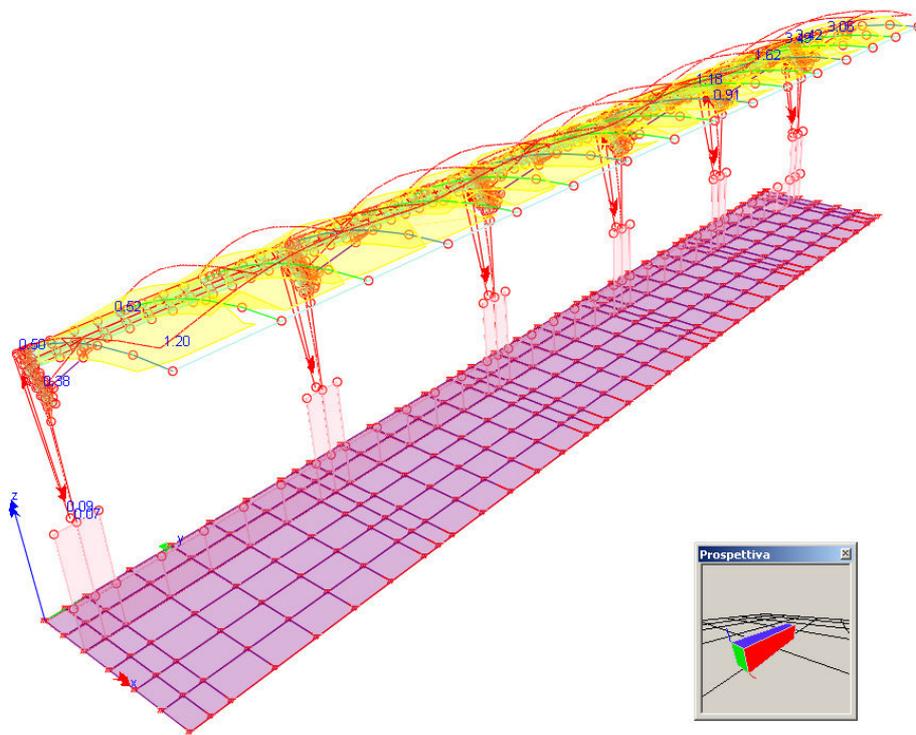
INVILUPPO MOMENTO AGENTE – DIREZIONE PRINCIPALE



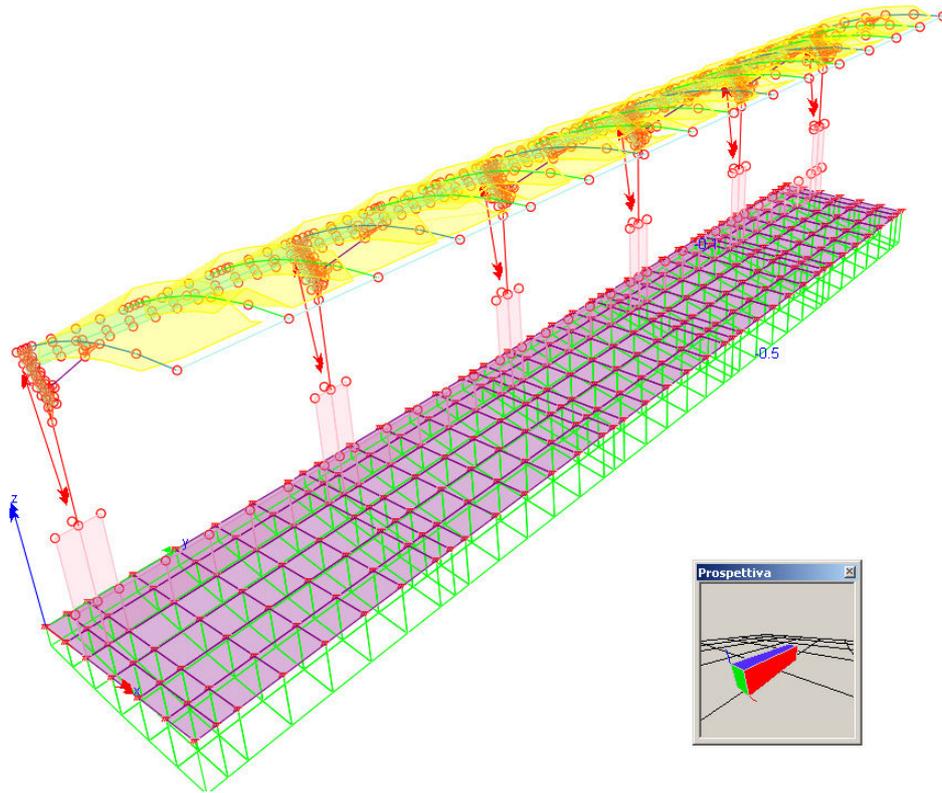
INVILUPPO MOMENTO AGENTE – DIREZIONE PRINCIPALE



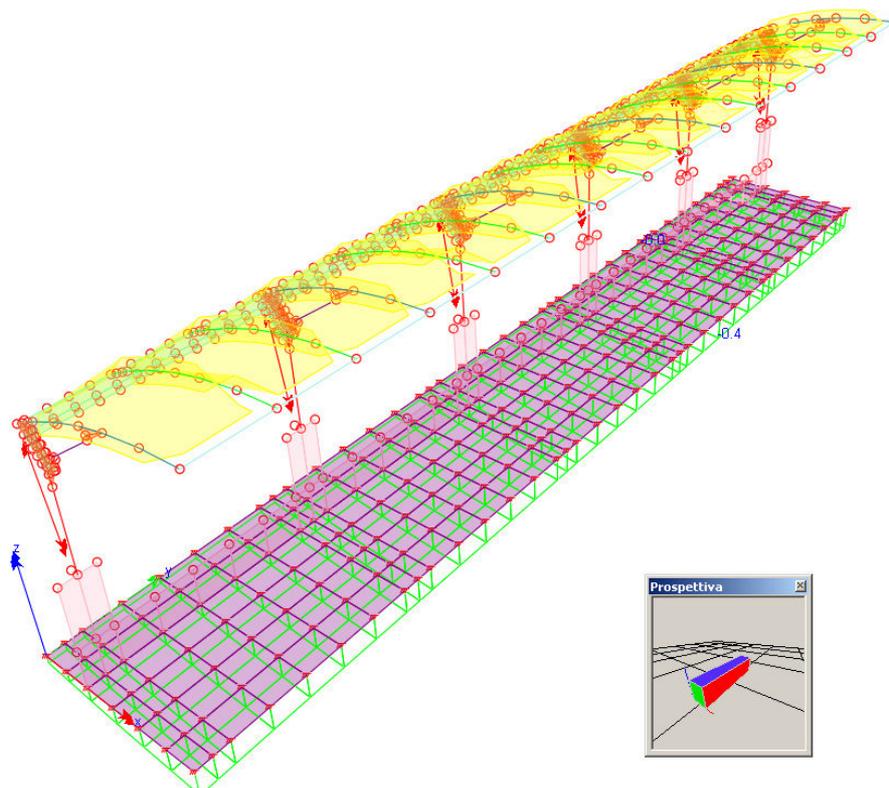
COMBINAZIONE 10 (SLE) – DEFORMAZIONE



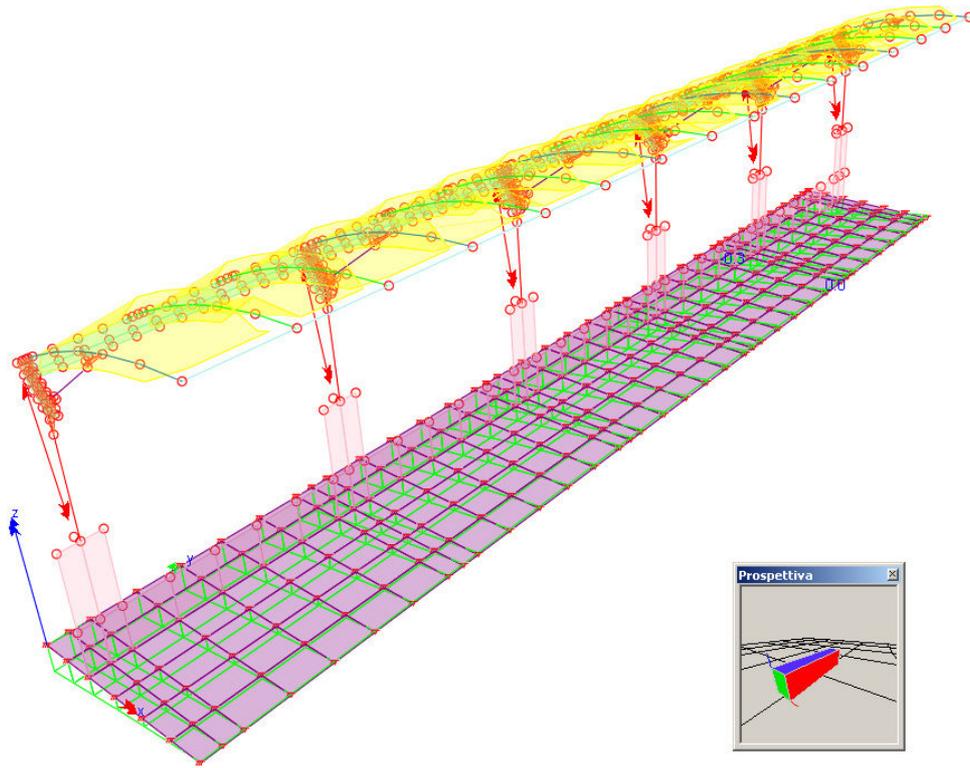
COMBINAZIONE 11 (SLE) – DEFORMAZIONE



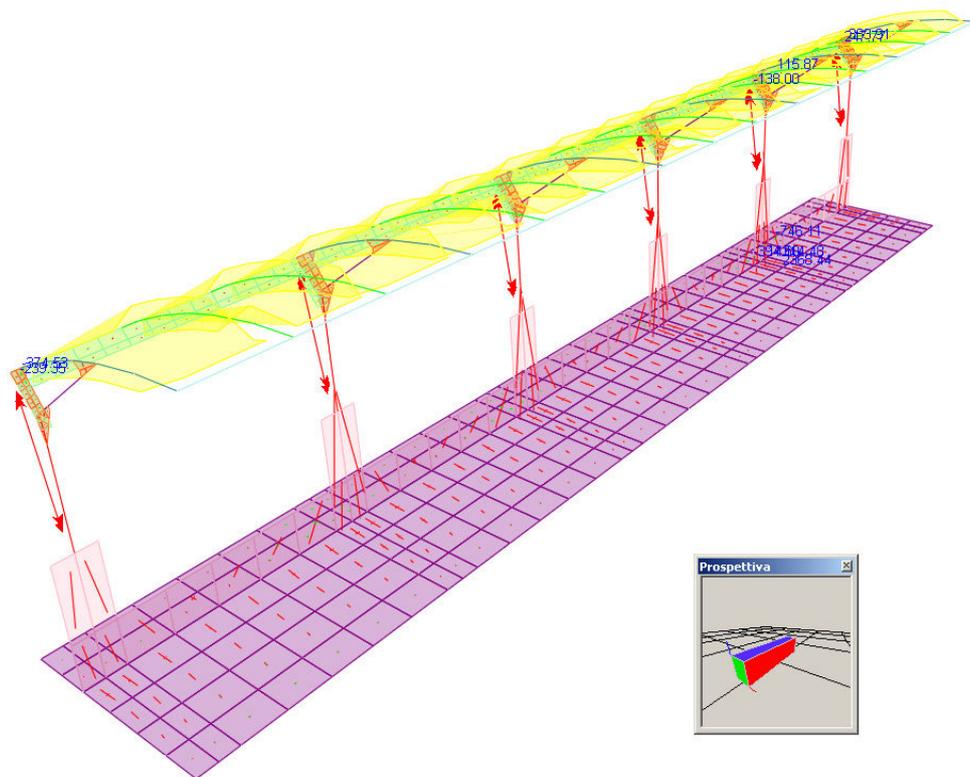
COMBINAZIONE 3 (SLU) – SFORZI SU TERRENO



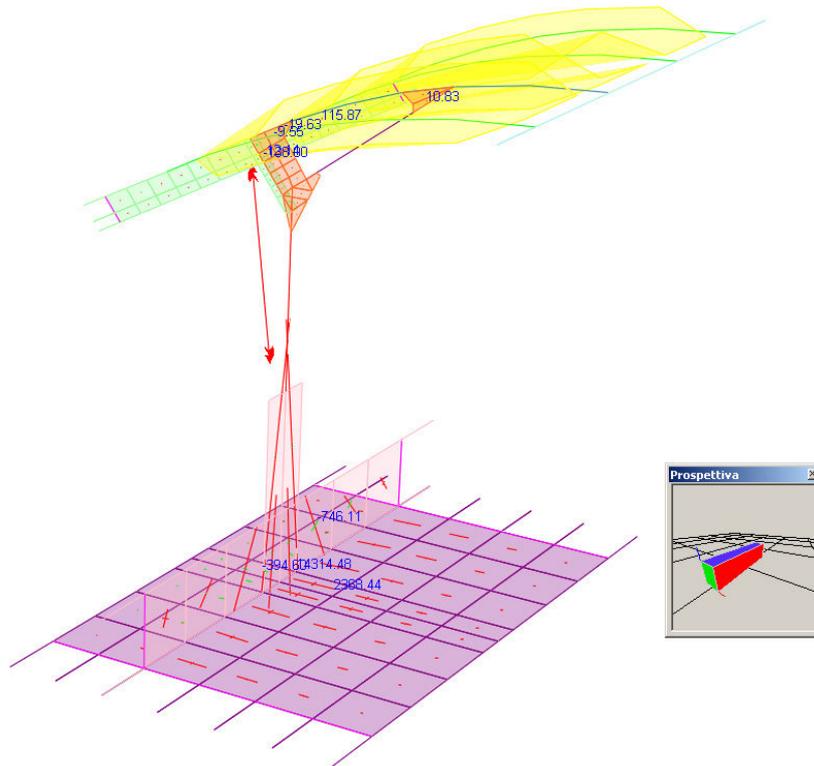
COMBINAZIONE 10 (SLE) – SFORZI SU TERRENO



COMBINAZIONE 11 (SLE) – SFORZI SU TERRENO

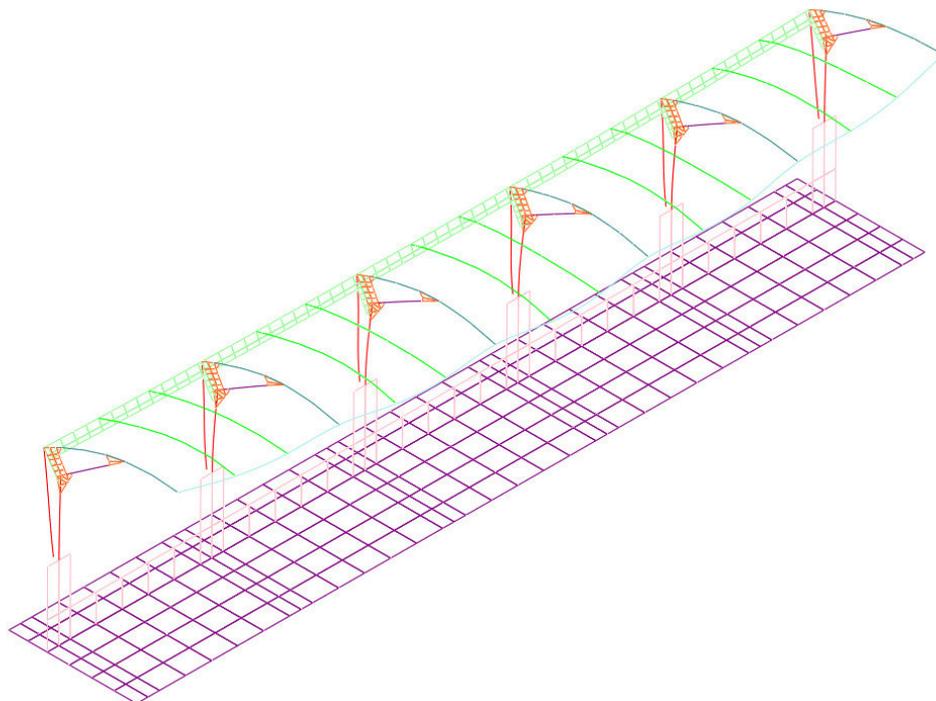


COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTI DIREZIONI PRINCIPALI – ELEMENTI BIDIREZIONALI

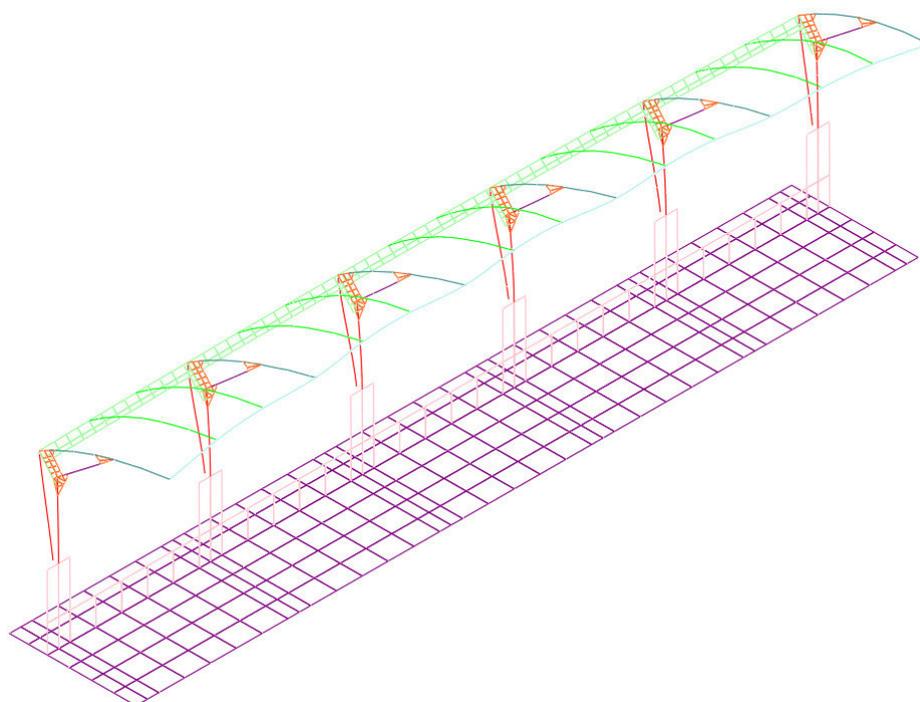
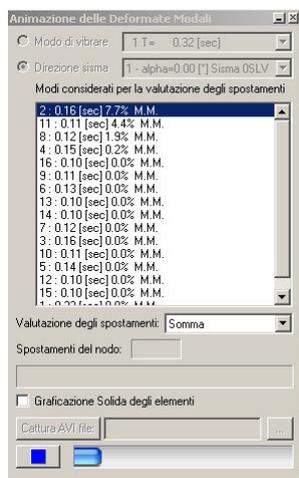


COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTI DIREZIONI PRINCIPALI – ELEMENTI BIDIREZIONALI

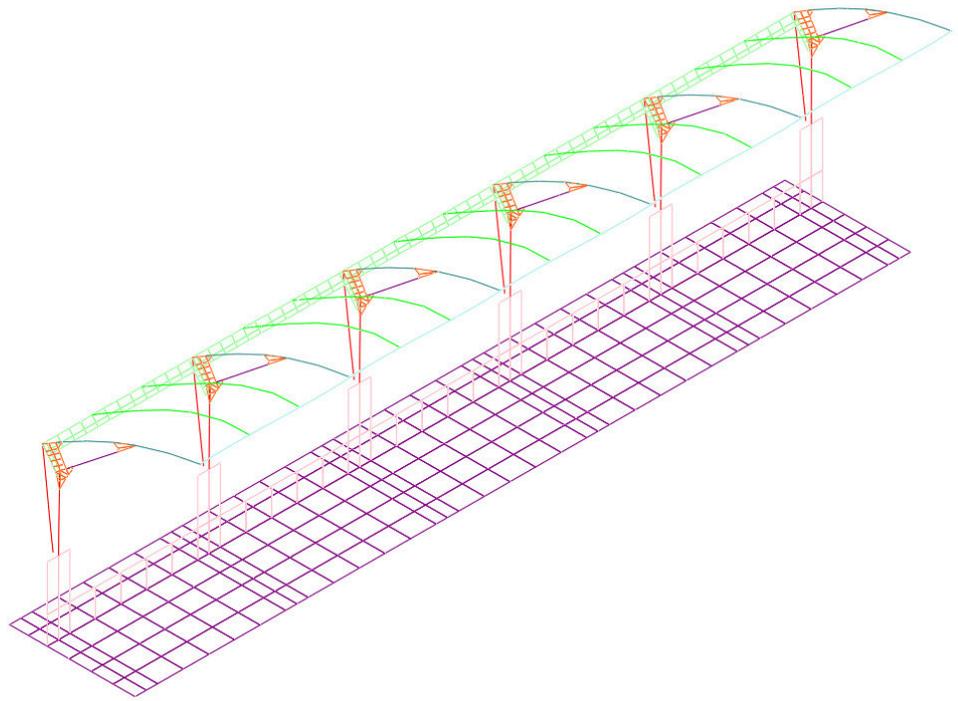
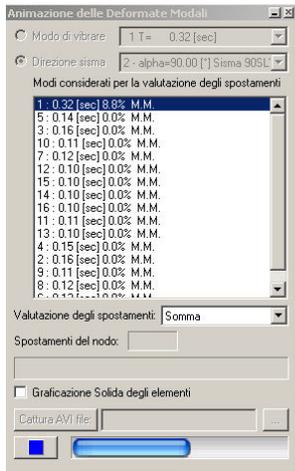
Si riportano di seguito le deformate modali nelle direzioni principali:



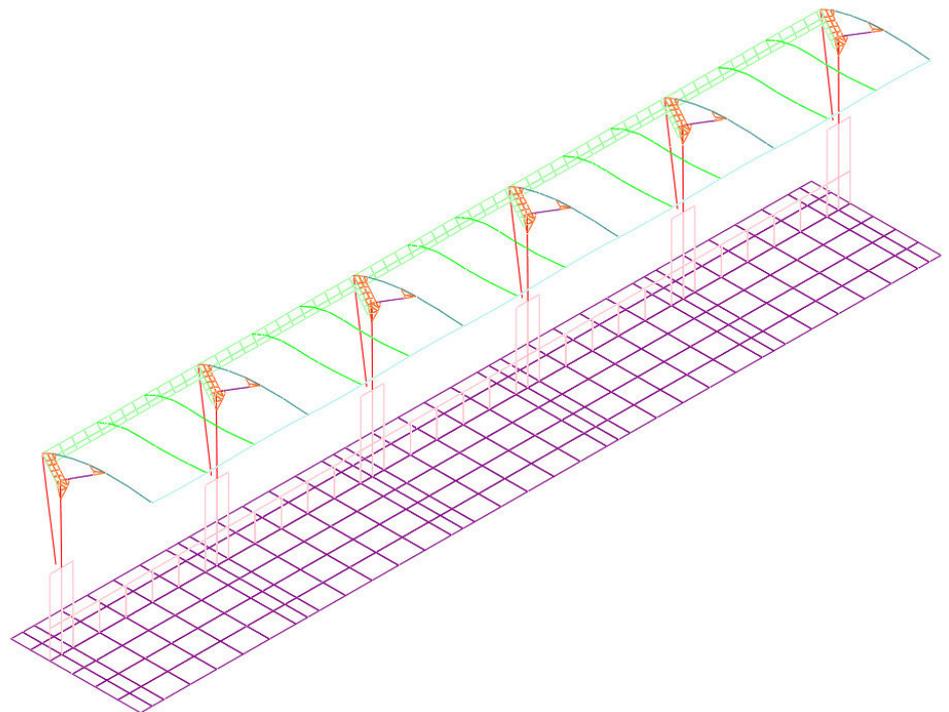
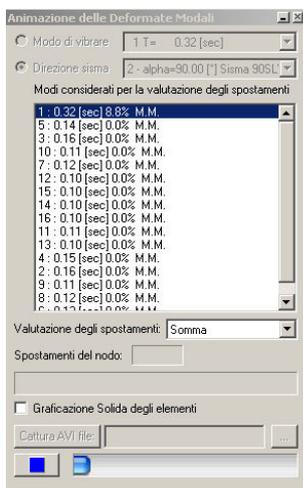
DEFORMATA MODALE – DIREZIONE X – MODO 1



DEFORMATA MODALE – DIREZIONE X – MODO 1



DEFORMATA MODALE – DIREZIONE Y – MODO 1



DEFORMATA MODALE – DIREZIONE Y – MODO 1

CAP.4 RELAZIONE GEOTECNICA

4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Viene svolto il dimensionamento e la verifica delle fondazioni con il metodo degli stati limite. Vengono considerati i valori geotecnici del terreno indicati dalla relazione geologica sopra indicata:

$$\gamma = 1.700 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$K_w = 3,20$$

Profondità in m dal p.c.	Nspt	Orizzonte	Yt	ϕ	E	Kw
da 0.0 a -0.8	2-3	1	1.65-1.70	24°-25°	30-50	1.2-2.0
da -0.8 a -1.2	8-10	2	1.70-1.75	28°-30°	80-120	3.2-4.8
da -1.2 a -5.2	2-3	3	1.65-1.70	24°-25°	30-50	1.2-2.0
da -5.2 a -8.2	10-12	4	1.70-1.75	30°-31°	120-200	3.2-8

dove:

$Y_t = \text{peso naturale terreno (t/m}^3\text{)}$; $\phi = \text{angolo di attrito (}^\circ\text{)}$; $E = \text{modulo elastico (kg/cm}^2\text{)}$; $K_w = \text{modulo di reazione del terreno (kg/cm}^3\text{)}$

= Orizzonte entro cui poggeranno le fondazioni in progetto

Per il calcolo del Qlim viene utilizzata la formula di Terzaghi-Vesic. La verifica per il dimensionamento della fondazione viene svolta con l'Approccio n. 2 indicato dalle NTC2008 al cap. 6. Vengono pertanto utilizzati i coefficienti:

A1+M1+R3

I coefficienti amplificativi dei carichi risultano:

Carichi propri: $\gamma = 1,3$

Carichi permanenti: $\gamma = 1,5$

Carichi variabili: $\gamma = 1,5$

Il coefficiente di sicurezza da adottare risulta:

$$R3 = 2,3$$

Viene svolto il calcolo del Qlimite:

Dati:

Carico ripartito sulla superficie del terreno

$$p = \boxed{300} \text{ kg/m}^2$$

Profondità del piano di posa della fondaz.

$$D = \boxed{30} \text{ cm}$$

Base della fondazione

$$B = \boxed{250} \text{ cm}$$

Lunghezza della fondazione

$$L = \boxed{1560} \text{ cm}$$

Caratteristiche del terreno di posa della fondazione:

Peso specifico

$$\gamma_t = \boxed{1700} \text{ daN/m}^3$$

Angolo di attrito interno

$$\varphi = \boxed{28}^\circ$$

Coesione

$$c = \boxed{0} \text{ daN/cm}^2$$

Coefficiente di sicurezza portanza in fondazione

$$= \boxed{2.3}$$

Valori dei coefficienti di portanza:

$$N_c = 25.80$$

$$N_q = 14.72$$

$$N_y = 16.72$$

Coefficienti di forma:

$$\zeta_c = 1.09$$

(circolare=quadrata)

$$\zeta_q = 1.09$$

$$\zeta_y = 0.94$$

Carico ripartito a quota del piano di posa:

$$q = p + \gamma_t \times D = 0.03 + 0.0017 \times 30 = 0.081 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione tensione limite del terreno

$$Q_{t,\text{lim}} = \zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q$$

$$Q_{t,\text{lim}} = 1.09 \times 25.8 \times 0 + 0.94 \times 16.72 \times 0.0017 \times 250/2 + 1.09 \times 14.72 \times 0.081 =$$

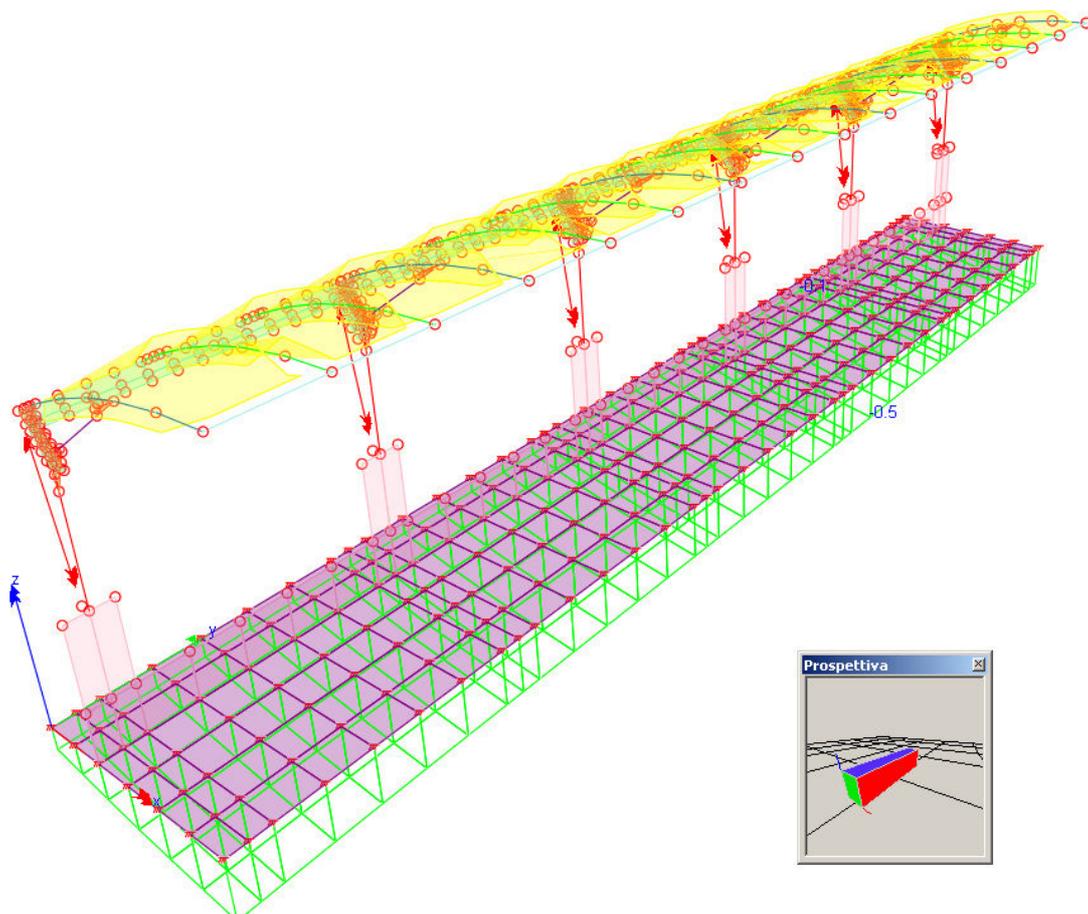
$$Q_{t,\text{lim}} = \boxed{4.64} \text{ daN/cm}^2$$

Si ottiene pertanto un valore di resistenza pari a:

$$R_d = Q_{t,lim} / 2,30 = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

Secondo la relazione geotecnica, si consiglia un valore di $R_d < 0,60 \text{ kg/cm}^2$ per contenere i cedimenti ad un valore inferiore a 2,5 cm.

Si riporta il grafico della massima azione di sforzo agente sul terreno:

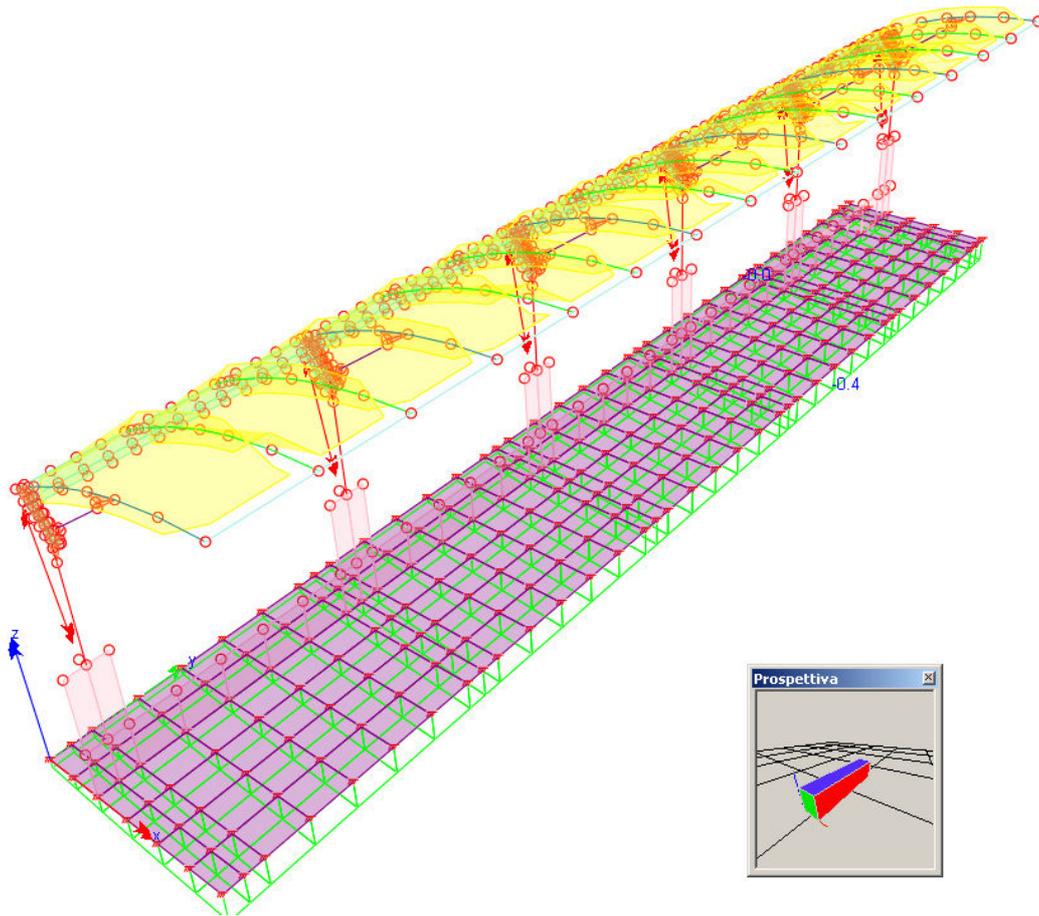


COMBINAZIONE 3 (SLU) – SFORZI SU TERRENO

Viene svolta la verifica allo SLU:

$$E_d = 0,50 \text{ kg/cm}^2 < R_d = 2,01 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.



COMBINAZIONE 10 (SLE) – SFORZI SU TERRENO

Viene svolta la verifica allo SLE:

$$Ed = 0,40 \text{ kg/cm}^2 < Rd = 0,60 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

CAP.5 RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

5.1 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

Vengono svolte le verifiche delle fondazioni, utilizzando l'Approccio 2 indicato dal cap. 6 delle NTC2008. Vengono pertanto utilizzati i coefficienti:

A1+M1+R3

I coefficienti amplificativi dei carichi risultano:

Carichi propri: $\gamma = 1,3$

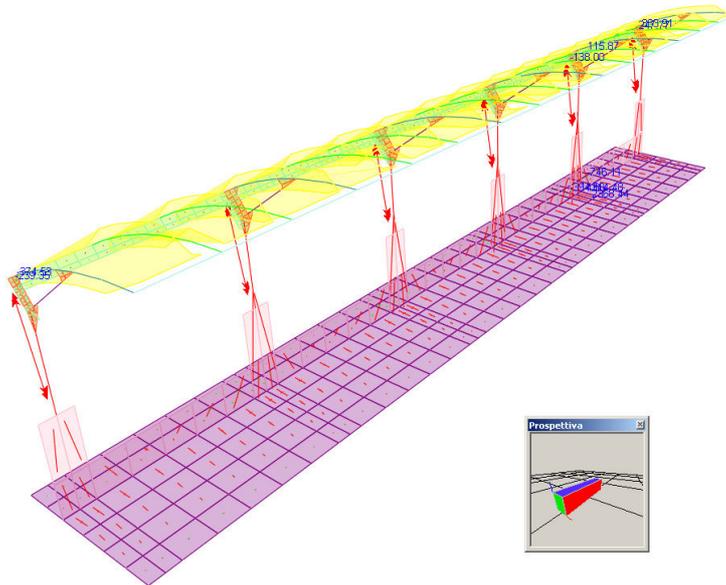
Carichi permanenti: $\gamma = 1,5$

Carichi variabili: $\gamma = 1,5$

Di seguito si riportano pertanto le verifiche di resistenza svolte con il metodo degli stati limite.

5.1.1 PLATEA

Viene svolta la verifica di resistenza a flessione in SLU della suola della platea:



COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTI DIREZIONI PRINCIPALI – ELEMENTI BIDIREZIONALI

Dati:

Dimensione = sp. 30 cm

Armatura inf. = d10/25 cm

Armatura sup. = d10/25 cm

MEd = 2.368 kg m

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	3.14	4
			2	3.14	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Sezione C.A.
File

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

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett.

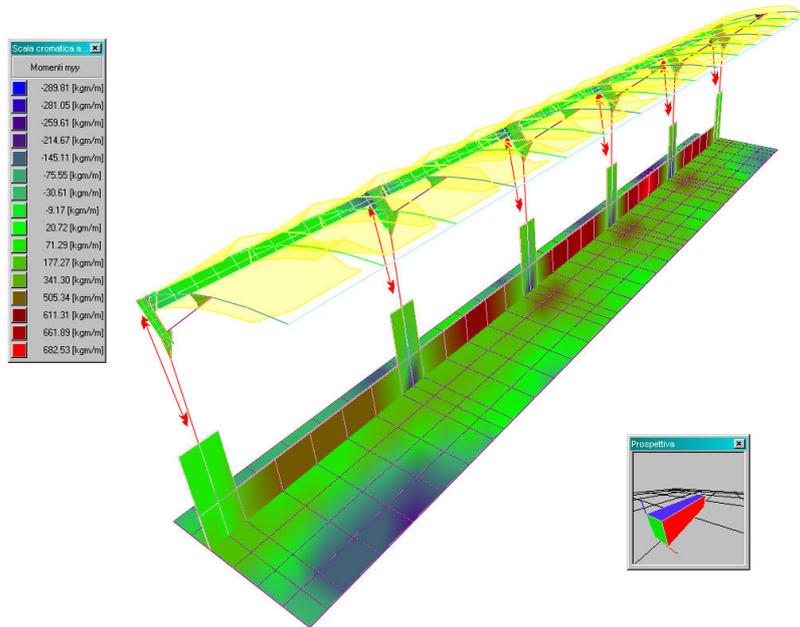
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

5.1.2 CORDOLO DI IRRIGIDIMENTO

Viene svolta la verifica di resistenza a flessione in SLU del cordolo di irrigidimento:



COMBINAZIONE 3 (SLU) – MOMENTO FLETTENTE ELEMENTI BIDIMENSIONALI – DIREZIONE SECONDARIA

Dati:

Dimensione = 45x70 cm

Armatura inf. = 4d16

Armatura sup. = 4d16

MEd = 683 kg m

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	45	70	1	8.04	4
			2	8.04	66

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 6.83 kNm
M yEd 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

M xRd 200 kN m
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 46.52 ‰
 d 66 cm
 x 4.618 x/d 0.06998
 δ 0.7

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

Sezione C.A.
 File
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n
 Metodo n
 Beta Deviato
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

CAP.6 VERIFICA DELLE STRUTTURE VERTICALI

6.1 PILASTRINI IN C.A.

Vengono svolte le verifiche dei pilastri in c.a. secondo il metodo degli stati limite.

Dati:

Dimensione = 45 x 45 cm

Armatura inf. = 4d20

Armatura sup. = 4d20

MEd = 14.045 kg m

Viene svolta la verifica:

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	45	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	4
2	12.57	41

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd}
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

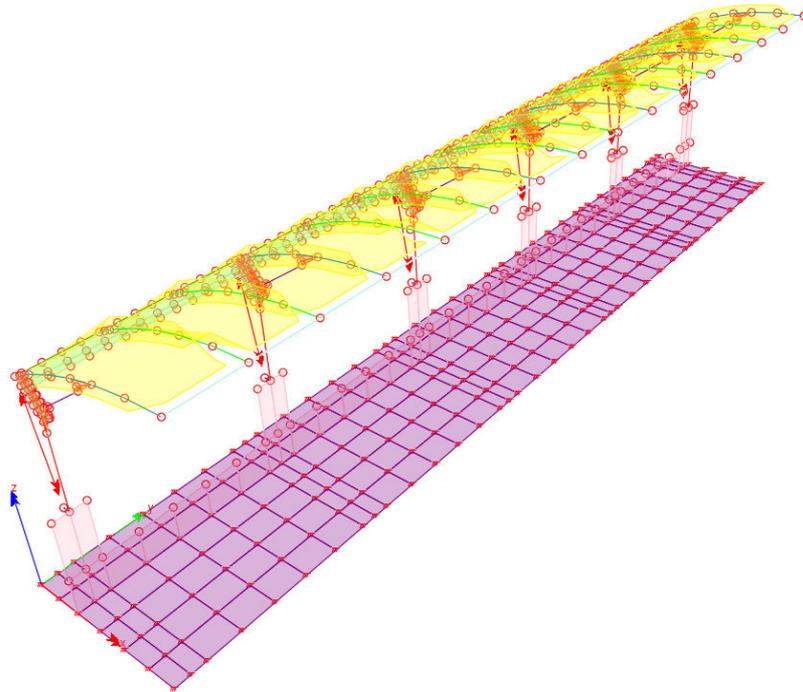
N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

6.2 STRUTTURA IN ACCIAIO

Vengono svolte le verifiche della struttura in acciaio, utilizzando le caratteristiche meccaniche dell'acciaio come indicato nel capitolo relativo ai materiali e i coefficienti di sicurezza indicati dalle NTC2008 ($\gamma_{M0} = 1,05$).



MODELLO AD ELEMENTI FINITI – VISTA TRIDIMENSIONALE

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva delle verifiche di resistenza condotte:

Sezione Numero	Sezione tipo	I Campo	II Campo	III Campo	IV Campo
1	COMPOSTI TUBO C150x8/Piantana	0.67 (12)	0.11 (2)	0.22 (4)	0.00 (0)
2	COMPOSTI TUBO 100x5/Centina curva	0.61 (22)	0.22 (8)	0.17 (6)	0.00 (0)
3	COMPOSTI TUBO 60x3/Irrigidimenti	0.17 (2)	0.50 (6)	0.33 (4)	0.00 (0)
4	FUNI \varnothing 26/Trefolo	0.17 (1)	0.17 (1)	0.67 (4)	0.00 (0)
6	COMPOSTI TUBO 60x5/Bordo avanti	0.00 (0)	0.47 (7)	0.53 (8)	0.00 (0)
8	COMPOSTI TUBO 60x2/Irrigidimento campata	0.38 (30)	0.63 (50)	0.00 (0)	0.00 (0)

Elementi maggiormente sollecitati

Elementi Trave

Sezione	Min	Min S_D/S_R	Max	Max S_D/S_R
	Elemento nodi		Elemento nodi	
1 COMPOSTI TUBO C150x8/Piantana	350 377	0.05	324 333	0.94
2 COMPOSTI TUBO 100x5/Centina curva	733 749	0.07	797 813	0.84
3 COMPOSTI TUBO 60x3/Irrigidimenti	434 446	0.20	445 770	0.74
4 FUNI \varnothing 26/Trefolo	307 625	0.31	323 681	0.81
6 COMPOSTI TUBO 60x5/Bordo avanti	830 831	0.38	838 839	0.92
8 COMPOSTI TUBO 60x2/Irrigidimento campata	716 732	0.13	821 837	0.61

Si rimanda agli allegati per la relazione contenente le verifiche puntuali degli elementi in acciaio.