



AUTORITA' PORTUALE DELLA SPEZIA
Via del Molo, 1
19126 La Spezia SP

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

ing. Franco Pomo

A.T.I. IMPRESE

CAPOGRUPPO - MANDATARIA



40026 Imola (BO)
Via Molino Rosso, 3
www.cir-ambiente.it

Tel. +39 0542 6214 11
Fax +39 0542 6214 28
cirambiente@cirambiente.it

MANDANTE



19121 La Spezia
Salita Vanicella
www.carloagnese.com

Tel. +39 018 7770 030
Fax +39 018 7770 042
carloagnese@carloagnese.com

Dott. Ing. TOMMASO TASSI
n. 2671
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Venezia

A.T.I. PROGETTISTI



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria.com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
barrierespezia@fm-ingegneria.com



31027 Spresiano (TV)
Via Tiepolo, 8
www.gtgeo.it

Tel. +39 0422 8870 31
Fax +39 0422 8895 89
info@gtgeo.it

PROGETTO

**RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE ARCHITETTONICA
DELL'INTERFACCIA PORTO CITTA' DELLA SPEZIA**

**INTERVENTO DI PROTEZIONE ANTIFONICA E RELATIVO
INSERIMENTO AMBIENTALE E PAESAGGISTICO LUNGO
VIALE SAN BARTOLOMEO**

EMISSIONE

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

PARTE GENERALE

Relazione di calcolo dei pannelli acustici

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	16/02/2018	1166_PE-G-008_1.doc	Riscontro lettera AP no.1653 del 01/02/2018	A. Pagin	T. Tassi
2	13/04/2018	1166_PE-G-008_2.doc	Riscontro lettera AP no.5187 del 27/03/2018	A. Pagin	T. Tassi
3					
4					
5					

ELABORATO N.

PE-G-008

DATA: 19/12/2017	SCALA:	FILE: - 1166_PE-G-008_0.doc	J.N. 1166
PROGETTO L. Masiero	DISEGNO A. Pagin	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	7
3.2	NORME EUROPEE	7
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
5.1	VETRO STRATIFICATO TEMPRATO	9
5.2	ACCIAIO	9
5.3	ALLUMINIO	9
5.4	BULLONI	9
6	CONDIZIONI DI CARICO	10
6.1	PESO PROPRIO	10
6.2	VENTO	10
6.3	BARRIERA AMBITO 1	11
6.4	BARRIERA AMBITO 2	12
6.5	SISMA	13
7	COMBINAZIONI DI CARICO	15
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO	15
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	15
8	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PANNELLI VETRATI	16
8.1	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA SUPERFICIE VETRATA	16
8.2	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL TELAIO IN ACCIAIO	19
8.3	PANNELLO TIPO 1	22
8.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	22
8.3.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	23
8.3.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10	24
8.3.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	25
8.4	PANNELLO TIPO 2	26
8.4.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	26
8.4.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	27
8.4.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10	28
8.4.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	29
8.5	PANNELLO TIPO 3	30
8.5.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	30
8.5.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	31
8.5.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10	32
8.5.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	33
8.6	PANNELLO TIPO 4	34
8.6.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	34
8.6.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	35
8.6.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.20/10	36
8.6.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	37
8.7	PANNELLO TIPO 5	38
8.7.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	38
8.7.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	39
8.7.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.20/10	40
8.7.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	41
8.8	PANNELLO TIPO 6	42
8.8.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	42
8.8.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	43

8.8.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10	44
8.8.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	45
8.9	PANNELLO TIPO 7	46
8.9.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	46
8.9.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	47
8.9.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10	48
8.9.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	49
8.10	PANNELLO TIPO 8	50
8.10.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	50
8.10.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	51
8.10.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10	52
8.10.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	53
8.11	PANNELLO TIPO 9	54
8.11.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	54
8.11.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	55
8.11.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10	56
8.11.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	57
8.12	PANNELLO TIPO 10	58
8.12.1	VERIFICHE DI RESISTENZA	58
8.12.2	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	59
8.12.3	VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10	60
8.12.4	VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	61
8.13	VERIFICA ALL'IMPATTO CAUSATO DA PIETRE	62
8.14	TABELLA RIASSUNTIVA DELLE CONFIGURAZIONI.....	64
9	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PANNELLI MODULARI	65
9.1	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI SEMIGUSCI.....	65
9.2	PANNELLO TIPO 11	66
9.2.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	66
9.2.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	66
9.3	PANNELLO TIPO 12	67
9.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	67
9.3.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	67
9.4	PANNELLO TIPO 13	67
9.4.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	68
9.4.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	68
9.5	PANNELLO TIPO 14	68
9.5.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	68
9.5.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	68
9.6	PANNELLO TIPO 15	69
9.6.1	VERIFICA DI RESISTENZA.....	69
9.6.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE.....	69

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche delle superfici vetrate e dei pannelli acustici modulari della barriera di protezione antifonica installata lungo viale San Bartolomeo lungo gli ambiti 1 (suddiviso in sub-ambiti 1A e 1B) e 2, di seguito riportati.

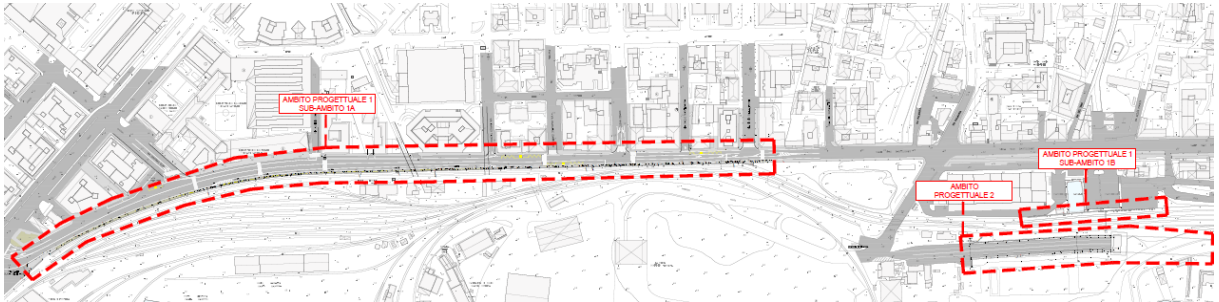


Figura 1 - Individuazione degli ambiti di progetto



Figura 2 - Individuazione degli ambiti di intervento

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si prevede l'installazione di una protezione antifonica avente la finalità di mitigare il rumore prodotto dall'esercizio dell'attuale impianto ferroviario e la contestuale riqualificazione funzionale, architettonica e paesaggistica del tratto marginale sud di Viale San Bartolomeo, compreso tra via San Cipriano e via Giulio della Torre. La nuova protezione antifonica relativa al sub-ambito 1A si estenderà per uno sviluppo complessivo di circa 732 metri.

Sono previste due altezze del manufatto (4.50m e 6.00m): quello di altezza 4.50m (tipologia a) dal piano calpestabile del marciapiede è suddiviso in tre ordini di altezza da 1.50m ciascuno, dove il terzo ordine (da 3.00 a 4.50m) ospita il tamponamento in lastre in vetro stratificato di sicurezza fonoisolante, mentre il primo e secondo (da 0m a 3.00m) prevedono l'impiego di elementi opachi fonoassorbenti così suddivisi:

- Sul lato porto, si prevede un pannello metallico prefabbricato fonoassorbente e fonoisolante realizzato in lamiera d'acciaio prezincato, supportato da montanti (primari) in acciaio zincato con interasse di posa 3.00m;
- Sul lato strada, si prevedono pannelli fonoassorbenti e fonoisolanti con rivestimento esterno in lamiera bilanciata microforata; tali elementi sono fissati a montanti verticali (secondari); è prevista anche l'installazione di pannelli attrezzati per verde verticale realizzati con telai preassemblati e sovrastante pacchetto tecnico in cui radicano le essenze vegetali e completi di impianto di irrigazione.

Per quanto riguarda il manufatto di altezza 6.00m, la sezione è suddivisa in quattro ordini regolari di altezza pari a 1.50m ciascuno: il III e IV ordine (da 3.00m a 6.00m) prevedono il tamponamento con lastre in vetro stratificato di sicurezza fonoisolante, mentre gli ordini inferiori (dal livello del suolo all'altezza di 3.00m dal piano campagna) prevedono i medesimi elementi di cui alla tipologia di altezza 4.50m.

Relativamente all'ambito 2, invece, viene realizzata una barriera con soli elementi fonoassorbenti e fonoisolanti; sul tratto in oggetto è prevista l'installazione di pannelli fotovoltaici.

I pannelli, oggetto di studio della presente relazione, sono dimensionati affinché rispondano efficacemente alle sollecitazioni prodotte dal carico vento. Le immagini riportate di seguito evidenziano le aree della barriera soggette ai cosiddetti "effetti di bordo" come definiti nella *UNI EN 1794-1:2011 - Appendice A*, che individua 4 zone cui competono diversi fattori di forma che tengono conto degli effetti turbolenti del vento.

**Riqualificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia
Intervento di protezione antfonica e relativo inserimento ambientale e
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo**

I pannelli vetrati sono realizzati con una lastra stratificata in vetro temprato di spessore 10mm + 1.52 PVB + 10mm. Il telaio in acciaio è realizzato inserendo due profili sagomati verticali per interassi dei montanti compresi tra 2.00 e 3.00m, mentre per interassi maggiori viene disposto anche un elemento inferiore.

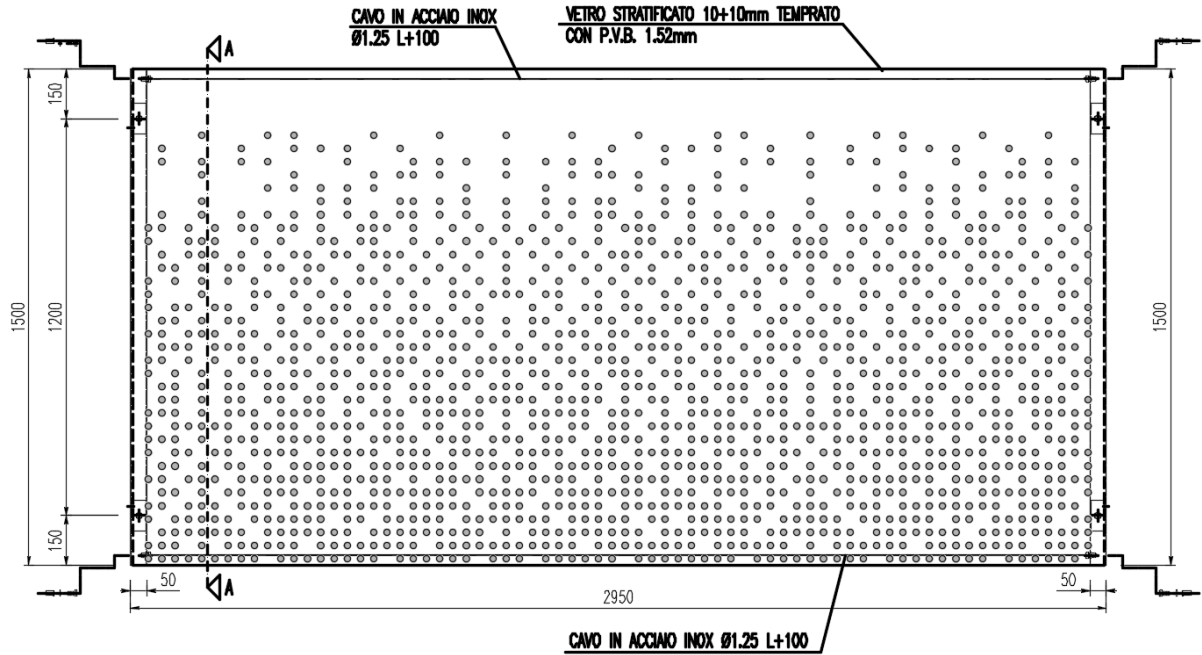


Figura 3 - Ambito 1A - Pannello vetrato con telaio su 2 lati (fino a $i_{max} = 3.00m$)

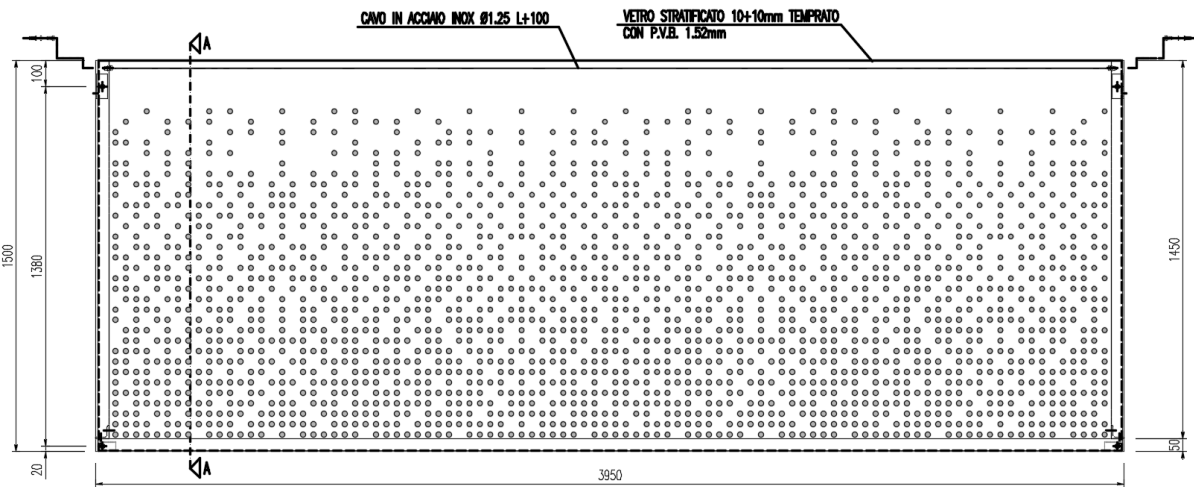


Figura 4 - Ambito 1A - Pannello vetrato con telaio su 3 lati (per $i = 3.50 - 4.00m$)

Per quanto riguarda l'ambito 1B, i pannelli presentano altezza inferiore (400mm):

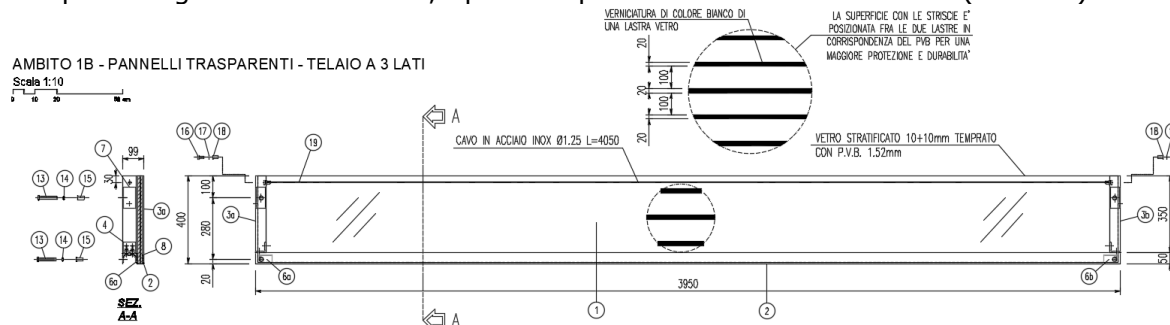


Figura 5 - Ambito 1B - Pannello vetrato con telaio su 3 lati

Il pannello acustico modulare è composto da due semigusci in lamiera sp.1.5mm (uno pieno e uno forato) in lega d'alluminio 5754 stato fisico H22 incastrati l'uno all'altro. L'altezza del modulo è fissa ed è pari a 0.50m, mentre la lunghezza varia in funzione dell'interasse dei montanti tra cui è installato. La coibentazione interna viene realizzata con un materassino in fibra di poliestere sp.85mm e densità 40 kg/mc, rivestito sul lato rivolto al rumore con velovetro in neoprene nero.

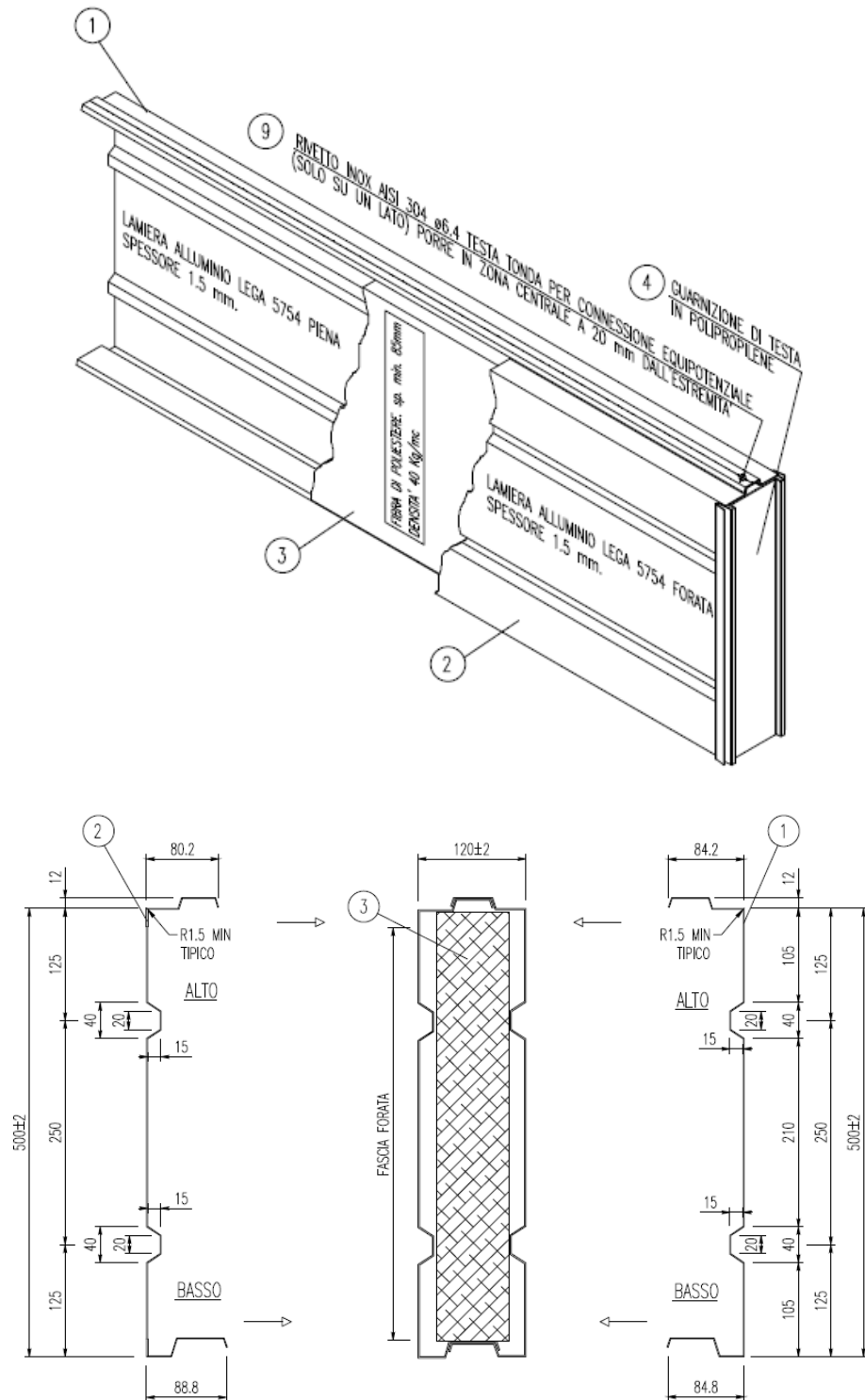


Figura 6 – Pannello acustico modulare

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- D.M. 14.01.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*
- Circ. Min. LL. PP. n. 617 02.02.2009 – *“Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14.01.2008
- UNI 7697:2015– *“Criteri di sicurezza nelle applicazioni vetrarie”*
- UNI 11463:2016 – *“Vetro per edilizia – Determinazione della capacità portante di lastre in vetro piano applicate con elementi aventi funzione di tamponamento – Procedura di calcolo”*
- CNR DT 210/2013 – *“Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di costruzioni con elementi strutturali di vetro”*
- CNR DT 208/2011 – *“Istruzione per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture in alluminio”*
- UNI EN 485-2:2016 – *“Alluminio e leghe di alluminio – Lamiere, nastri e piastre – Parte 2: Caratteristiche meccaniche”*

3.2 NORME EUROPEE

- UNI EN 1794-1:2011 – *“Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”*

4 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Il D.M.14.01.2008 prescrive la determinazione di vita nominale e classe d'uso (vedere § 2.4).

La vita nominale V_N dell'opera corrisponde al numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 del D.M. 14.01.2008 ed alle prescrizioni per gli edifici pubblici contenute nella circolare "Prima direttiva per l'applicazione del decreto del ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 in materia di nuove norme tecniche per le costruzioni" si assume, per la costruzione in oggetto, una vita nominale corrispondente a:

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

$V_N = 50$ anni

In riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso o di una perdita di operatività dell'opera (§2.4.2/3 D.M. 14.01.2008), le strutture si classificano in:

Classe II

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

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

Tale classe si riferisce a:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

$C_u = 1$

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 VETRO STRATIFICATO TEMPRATO

- Resistenza a trazione di calcolo: $f_{gk}=45 \text{ MPa}$
- Valore caratteristico di tempra: $f_{bk}=120 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità medio: $E_{gm}=70\text{GPa}$

5.2 ACCIAIO

Acciaio da costruzione tipo S280GD:

- Tensione di snervamento: $Re \geq 280 \text{ MPa}$
- Tensione a rottura: $Rm \geq 360 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$
- Allungamento minimo: $\varepsilon \geq 19\%$

Acciaio da costruzione tipo S320GD:

- Tensione di snervamento: $Re \geq 320 \text{ MPa}$
- Tensione a rottura: $Rm \geq 390 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$
- Allungamento minimo: $\varepsilon \geq 19\%$

Acciaio da costruzione tipo S350GD:

- Tensione di snervamento: $Re \geq 350 \text{ MPa}$
- Tensione a rottura: $Rm \geq 420 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_{sm} = 210 \text{ GPa}$
- Allungamento minimo: $\varepsilon \geq 19\%$

5.3 ALLUMINIO

Lega 5754 in stato fisico H22:

- Tensione di snervamento minima: $Re \geq 130 \text{ MPa}$
- Tensione a rottura minima: $Rm \geq 220 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $E_{sm} = 70 \text{ GPa}$

5.4 BULLONI

Bulloni in acciaio inossidabile A4-80:

- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tb} \geq 800 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yb} \geq 600 \text{ MPa}$

Bulloni in acciaio inossidabile A4-70:

- Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tb} \geq 700 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yb} \geq 450 \text{ MPa}$

6 CONDIZIONI DI CARICO

6.1 PESO PROPRIO

I pesi propri degli elementi strutturali sono autodeterminati dal programma di calcolo, in funzione della geometria degli elementi e del peso specifico del materiale:

$$\gamma_{\text{vetro}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

6.2 VENTO

L'applicazione del carico dovuto al vento segue le indicazioni della UNI EN 1794-1:2011 – Appendice A, la quale individua 4 zone cui competono diversi fattori di forma che tengono conto degli effetti turbolenti del vento (di seguito chiamati "effetti di bordo"). Si riportano quindi le indicazioni geometriche delle zone ed i rispettivi coefficienti di forma del vento:

figura A.1 Dimensioni delle zone di un dispositivo di riduzione del rumore di altezza costante

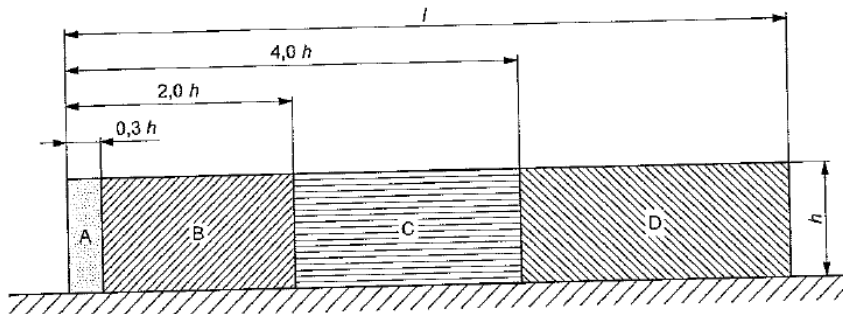
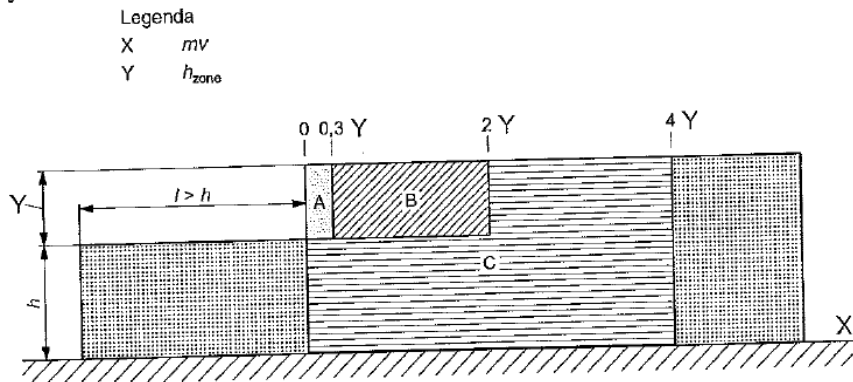


figura A.2 Dimensioni delle zone di un dispositivo di riduzione del rumore con differenze di altezza in lunghezza



prospetto A.1 Fattore di forma C_{Index} e aggiunte per barriere non verticali

Zona della barriera	C_{Index} per barriere verticali	Aggiunte a C_{Index} per barriere non verticali		
		Per $\alpha < 5^\circ$	Per $5^\circ < \alpha < 10^\circ$	Per $\alpha = 20^\circ$
A	3,4		0,1	0,2
B	2,8			
C	1,7			
D	1,2			

La velocità di riferimento del vento è riportata nel D.M. 14.01.2008 – Tabella 3.3.I:

Tabella 3.3.I - 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

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \cdot c_t$$

dove q_b è la pressione cinetica di riferimento, c_e il coefficiente di esposizione, c_p il coefficiente di forma, c_d il coefficiente dinamico (unitario) e c_t il coefficiente di topografia (unitario).

Per quanto riguarda la pressione cinetica di riferimento, si ricava:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} 1.25 \cdot 28^2 = 0.49 \text{ kN/m}^2$$

6.3 BARRIERA AMBITO 1

Considerando la zona 7 (Liguria) e la classe di rugosità B per aree suburbane, si ottiene il seguente coefficiente di esposizione, assunto costante per tutta l'altezza della barriera dato che l'altezza totale dell'opera non supera gli 8.00m:

$$c_e = k_r^2 c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 1.63$$

Quindi la pressione del vento vale:

$$p = c_p \cdot 0.49 \cdot 1.63 \cdot 1 \cdot 1 = c_p \cdot 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto si ottiene:

VENTO				
$q_{w,k}$ [kN/mq]	0.80			
c_t	1.00			
c_d	1.00			
c_e	1.63	costante fino a $H_{tot}=8\text{m}$ (area suburbana)		
q_{ref} [kN/m ²]	0.49			
	A	B	C	D
c_p	3.4	2.8	1.7	1.2
q_{vento} [kN/mq]	2.72	2.24	1.36	0.96

AMBITO 1A			
Barriera di altezza 4.50m			
Linfluenza [m]	1.35	7.65	9
Ltot [m]	1.35	9.00	18.00
Barriera di altezza 6.00m			
Linfluenza [m]	0.45	2.55	3
Ltot [m]	0.45	3.00	6.00
AMBITO 1B			
Linfluenza [m]	1.29	7.31	8.6
Ltot [m]	1.29	8.60	17.20

Sebbene la struttura sia posizionata a fianco del tracciato ferroviario, la velocità di transito dei convogli è estremamente bassa e pertanto non determina un'azione significativa sulla barriera.

6.4 BARRIERA AMBITO 2

Considerando la zona 7 (Liguria) e la classe di rugosità B per aree suburbane, si ottiene il seguente coefficiente di esposizione:

$$c_e = k_r^2 c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 1.83$$

Quindi la pressione del vento vale:

$$p = c_p \cdot 0.49 \cdot 1.83 \cdot 1 \cdot 1 = c_p \cdot 0.90 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto si ottiene:

VENTO				
q _{w,k} [kN/mq]	0.90			
c _t	1.00			
c _d	1.00			
c _e	1.83			
q _{ref} [kN/m2]	0.49			
Barriera su rampa				
	A	B	C	D
C _p	3.5	2.9	1.8	1.3
q _{vento} [kN/mq]	3.14	2.60	1.61	1.17
Linfluenza [m]	1.56	8.84	10.4	
Ltot [m]	1.56	10.40	20.80	

6.5 SISMA

Le azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione. I vari stati limite sono così definiti nel D.M. 14.01.2008:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La definizione della pericolosità del sito di progetto è stata condotta con riferimento alle seguenti coordinate geografiche relative alla zona portuale di La Spezia:

Latitudine: 44°06'40"
Longitudine: 9°50'30"

Il terreno è classificato in categoria D secondo D.M. 14.01.2008.

I parametri sismici per i periodi T_R associati a ciascun Stato Limite, utilizzati per ottenere gli spettri di risposta delle azioni, risultano pari a:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0,040	2,533	0,223
Danno (SLD)	50	0,050	2,519	0,244
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,122	2,403	0,291
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,157	2,379	0,298
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

dove:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito in condizioni di campo libero su sito rigido di categoria A secondo §3.2.2 di cui D.M. 14.01.2008;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si riassumono i parametri di progetto:

- Classe d'uso Classe II
- Tipo di costruzione 1
- Vita nominale $V_N = 50$ anni

Riqualificazione funzionale architettonica dell'interfaccia Porto Città della Spezia
Intervento di protezione antifonica e relativo inserimento ambientale e
paesaggistico lungo viale San Bartolomeo

- Periodo di riferimento $V_R = 50$ anni
- Categoria del terreno D (terreni a grana grossa scarsamente addensati/terreni a grana fina scarsamente consistenti)
- Categoria Topografica T1

Di seguito si riportano gli spettri di progetto allo Stato Limite di Vita (SLV) allo Stato Limite di Danno (SLD):

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

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

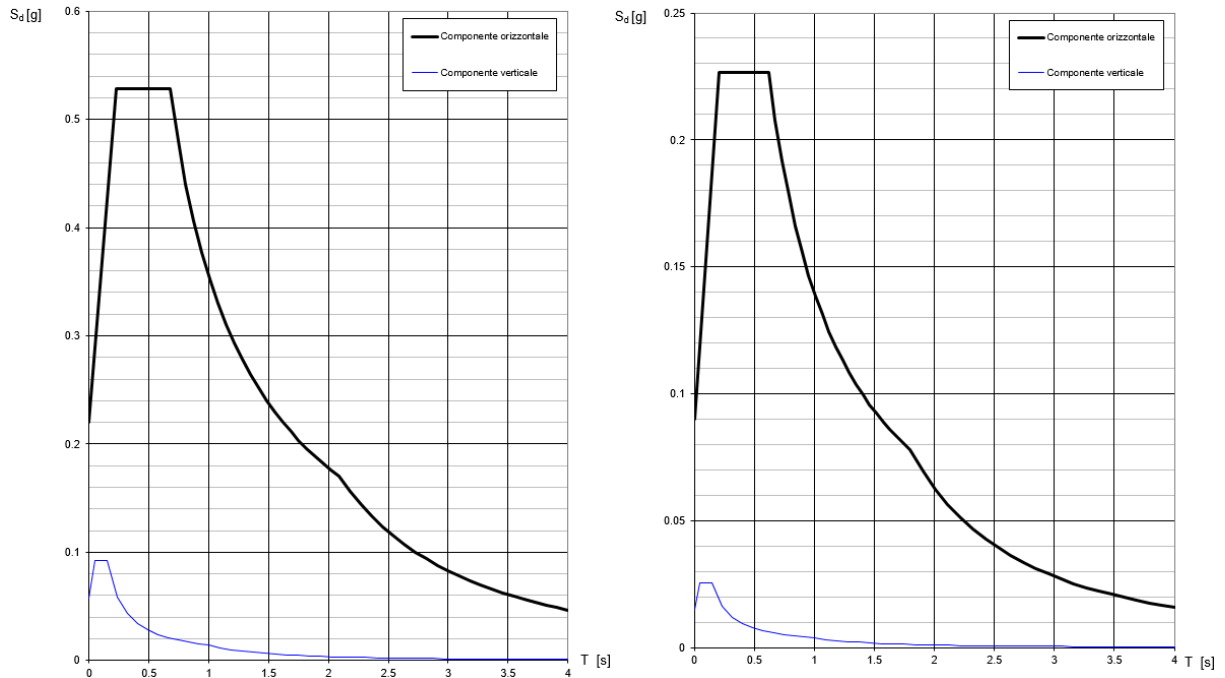


Figura 7 – Spettri di progetto: SLV a sinistra e SLD a destra

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Esercizio (SLE) e Stato Limite di Danno (SLD).

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1,3$	(1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\gamma_q = 1,5$	(0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento
$\psi_{2i} = 0$	per carico vento

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni caratteristiche}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[\psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$

$$F_d = G_k + P_k + \left[\sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
$\psi_{0i} = 0,6$	per carico vento
$\psi_{1i} = 0,2$	per carico vento
$\psi_{2i} = 0$	per carico vento

8 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PANNELLI VETRATI

Ai fini della valutazione dello stato tensionale e deformativo è stato implementato un modello di calcolo agli elementi finiti (FEM) che tiene in considerazione le effettive rigidzze del pannello e della cornice in acciaio, le condizioni di vincolo ed i carichi. Le verifiche sono condotte considerando i pannelli riportati nella tabella seguente, per i quali la condizione risulta essere la più sfavorevole in relazione alla geometria del pannello, quindi alla tipologia di telaio, ed agli "effetti di bordo" del vento.

	Ambito	Geometria (b x h)	Carico vento [kN/m ²]	Tipologia telaio
Pannello tipo 1	1A	4.00 x 1.50 m	$q_D = 0.96 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 2	1A	3.50 x 1.50 m	$q_D = 0.96 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 3	1A	3.00 x 1.50 m	$q_D = 0.96 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 2 lati
Pannello tipo 4	1A	3.50 x 1.50 m	$q_C = 1.36 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 5	1A	4.00 x 1.50 m	$q_C = 1.36 \text{ kN/m}^2$ per 2.00m $q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$ per 2.00m	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 6	1A	3.00 x 1.50 m	$q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 2 lati
Pannello tipo 7	1A	2.50 x 1.50 m	$q_A = 2.72 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 2 lati
Pannello tipo 8	1B	4.00 x 0.40 m	$q_C = 1.36 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 9	1B	4.00 x 0.40 m	$q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 3 lati
Pannello tipo 10	1B	4.00 x 0.50 m	$q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$	Vincolato su 4 lati

Le tipologie di pannelli non riportati nella tabella precedente sono riconducibili ad una delle tipologie menzionate in quanto presentano una geometria e condizioni esterne meno sfavorevoli.

8.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA SUPERFICIE VETRATA

La lastra è vetro stratificato trasparente (sp.10mm temprato + 1.52 PVB + sp.10mm temprato) e viene modellato definendo lo spessore equivalente da utilizzare per le verifiche di resistenza (SLU) e le verifiche di deformabilità (SLE):

hk1=	10 mm	hm1=	11.52 mm
hk2=	10 mm	hm2=	11.52 mm
hk3=	0 mm	hm3=	11.52 mm
ω =	0.6		
h11=	1.52 mm	Spessore PVB	
h12=	0 mm	Spessore PVB	
hj=	10 mm	Spessore nominale vetro	
hef; σ ;k=	20.02 mm	SPESORE EQUIVALENTE PER IL CONTROLLO DELLA TENSIONE	
hef;w=	18.92 mm	SPESORE EQUIVALENTE PER IL CONTROLLO DELLA FRECCIA	

Dove il valore di ω viene definito in funzione della seguente tabella:

Determinazione di ω	
	Ogni intercalare è caratterizzato da un valore del coefficiente di trasferimento del taglio, in funzione della durata del carico e della temperatura di esercizio, così come indicato a titolo esemplificativo nel prospetto 10. Questo termine assume il valore riportato nel prospetto 11 dove sono riportati i valori di α con riferimento alla famiglia di appartenenza (0: intercalare non noto; 1: intercalare acustico; 2: intercalare standard; 3 intercalare strutturale) e assumendo il valore della temperatura più critico, ovvero massimo (prospetto 10).

prospetto 10

Casi di carico

Caso di carico	Durata del carico	Intervallo di temperatura
Carico del vento (area mediterranea)	3 secondi	0 °C < θ < T* ¹⁾
Carico per manutenzione	30 minuti	0 °C < θ < 40 °C
Carico di affollamento - condizioni normali	30 secondi	0 °C < θ < 30 °C
Carico di affollamento - condizioni di affollamento	5 minuti	0 °C < θ < 30 °C
Carico della neve - pensilina esterna ed edificio non riscaldato (facciata) ²⁾	3 settimane	-20 °C < θ < 0 °C
Carico della neve - copertura ed edificio riscaldato (facciata) ²⁾	5 giorni	-20 °C < θ < 20 °C
Carico permanente	50 anni	-20 °C < θ < 60 °C

1) T*=20 °C nell'Europa centrale e del Nord; T*=30 °C nell'Europa del Sud (area mediterranea).
2) La UNI 7696 distingue le vetrazioni in orizzontale o verticale in base all'inclinazione rispetto al piano orizzontale.

prospetto 11

Coefficiente di trasferimento del taglio per ogni famiglia in riferimento all'azione di progetto

Caso di carico	Famiglia 0	Famiglia 1	Famiglia 2	Famiglia 3
Carico del vento nell'Europa del Sud (area mediterranea)	0	0	0,1	0,6
Carico del vento nell'Europa centrale e del Nord	0	0,1	0,3	0,7
Carico di affollamento - condizioni normali	0	0	0,1	0,4
Carico di affollamento - condizioni di affollamento	0	0	0	0,2
Carico per manutenzione	0	0	0	0,1
Carico della neve - pensilina esterna e copertura in edificio non riscaldato	0	0	0	0,25
Carico della neve - copertura in edificio riscaldato	0	0	0	0,1
Carico permanente	0	0	0	0,1

Secondo le normative inglesi EN572, la resistenza di un elemento in vetro è dato dalla formula:

$$f_{g,d} = \frac{k_p \times k_{mod} \times k_{sp} \times f_{g,k}}{\gamma_M} \quad \text{zona lontana dai bordi}$$

$$f_{e,d} = 0,8 \times f_{g,d} \quad \text{zona vicina ai bordi}$$

dove

- $f_{g,k}$ è la resistenza a trazione caratteristica del materiale, pari a 45 N/mm²;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza, pari a 1.4 per gli SLU e 1 per gli SLE;
- k_p fattore che tiene conto dell'accuratezza delle proprietà fisiche meccaniche del materiale: è unitario se queste sono riferite direttamente alle Norme specifiche, altrimenti assume un valore di 0.9 se si considerano i valori direttamente riportati;
- k_{sp} è il valore che tiene conto della finitura superficiale, pari a 0.67 per vetro FLOAT;
- $k_{mod} = 0.663t^{-1/16}$ è il fattore di durata del tempo di applicazione dei carichi, con t tempo espresso in ore. Il vetro è infatti soggetto al fenomeno della fatica statica, ovvero ad una progressiva diminuzione della resistenza a trazione di un elemento sottoposto ad un carico costante nel tempo. È quindi necessario considerare valori differenti di resistenza per differenti tempi di durata dei carichi; a tal proposito la normativa fornisce direttamente i valori per questo coefficiente in funzione del tempo di carico.

Azione	Durata carichi	K_{mod}
Vento, Folla	5 sec.	1,00
Neve	6 settimane	0,43
Peso Proprio	50 anni	0,29
Variazione temp.giornaliera	11 ore	0,57
Variazione temp.rara	6 mesi	0,38
Variazione di pressione	4 giorni	0,50

La resistenza di calcolo del vetro è stata determinata quindi con la seguente espressione:

$$f_{g,d} = f_{e,g,d} = \frac{k_{sp} \times k_{mod} \times f_{g,k} + k_V \times (f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_M}$$

Dove:

- $f_{b,k}$ è il valore caratteristico di tempra, pari a 120 N/mm^2 per tempra termica totale:

Tabella 2.4. Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione delle lastre di vetro ricotto ($f_{g,k}$) e delle lastre in vetro presollecitato ($f_{b,k}$) prescritti dalle norme di prodotto.

Prodotti	Ricotto	Indurito termicamente	Temprato termicamente	Indurito chimicamente
lastre di vetro float	45 MPa	70 MPa	120 MPa	150 MPa
lastre di vetro stampato	-	55 MPa	90 MPa	150 MPa
lastre di vetro smaltato	-	45 MPa	75 MPa	-

- k_V è il fattore di indurimento, pari ad 1 per il vetro FLOAT.

Si considera una resistenza di calcolo a trazione del vetro pari a:

$$f_{g,d} = f_{e,g,d} = 0,9 \times \frac{0,67 \times 1 \times 45 + 1 \times (120 - 45)}{1,40} = 67,60 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda le deformazioni, lo spostamento massimo ammissibile è definito in accordo con quanto riportato nella *UNI EN 1794-1:2011*:

A.3.3.2 Dispositivi verticali per la riduzione del rumore

- a) La deformazione elastica massima $d_{h,max}$, in millimetri, dovuta a flessione sotto il carico del vento di progetto deve essere minore di:

$$d_{h,max} = \min \left(\frac{L_A}{40}, 50 \text{ mm} \right) \text{ per } L_A \leq 5 \text{ m}$$

$$d_{h,max} = \frac{L_A}{100} \text{ per } L_A > 5 \text{ m}$$

dove L_A rappresenta la lunghezza libera maggiore degli elementi acustici, in millimetri.

Pertanto si ottiene che la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$d_{h,max} = \min(2 \cdot 1500/40; 50 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

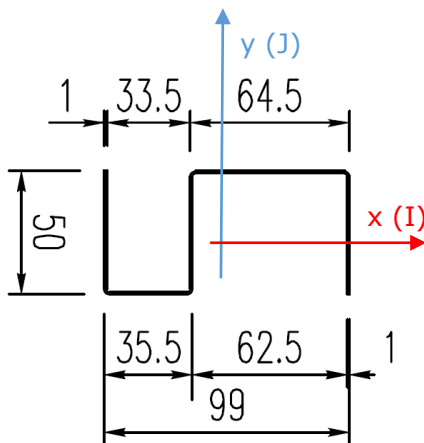
8.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEL TELAIO IN ACCIAIO

Il telaio è costituito da un profilo pressopiegato a S, disposto su due lati per interassi compresi tra 2.00m e 3.00m e su tre per distanze maggiori; gli elementi verticali sono inoltre collegati superiormente da un cavo in acciaio.

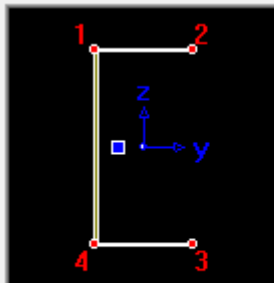
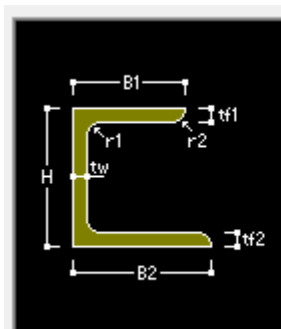
È possibile assimilare i vincoli laterali del pannello ad incastri purchè sia garantito un efficace serraggio del bullone, posto a contrasto con l'ala del montante, al telaio di acciaio del pannello vetrato.

Il telaio viene modellato come un elemento *beam* con caratteristiche meccaniche analoghe:

Profilo spessore 10/10



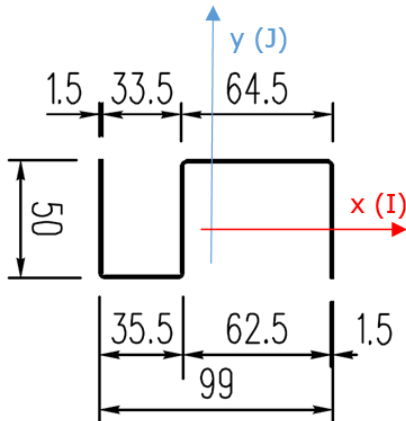
REGIONI	
Area:	243.4248
Perimetro:	488.8496
Casella di delimitazione:	X: -46.6579 -- 52.3421 Y: 72.0812 -- 122.0812
Baricentro:	X: 0.0000 Y: 100.0000
Momenti di inerzia:	X: 2519469.1697 Y: 321102.8481
Prodotti di inerzia:	XY: -52927.4851
Raggi di girazione:	X: 101.7354 Y: 36.3195
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	I: 73891.6937 lungo [0.9778 0.2094] J: 332434.1929 lungo [-0.2094 0.9778]



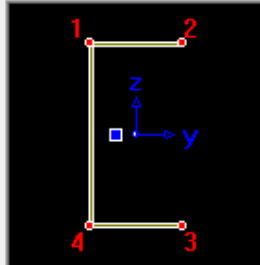
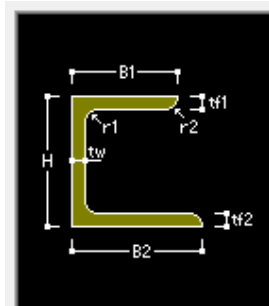
Sect. Name		
	<input checked="" type="checkbox"/>	Built-Up Section
Get Data from Single Angle		
DB Name	AISC10(US)	
Sect. Name		
H	99	mm
B1	50	mm
tw	1.25	mm
tf1	1	mm
B2	50	mm
tf2	0	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

	Value	Unit
Area	2.212500e+002	mm ²
Asy	8.333333e+001	mm ²
Asz	1.237500e+002	mm ²
Ixx	9.671875e+001	mm ⁴
Iyy	3.351784e+005	mm ⁴
Izz	5.340937e+004	mm ⁴
Cyp	3.835805e+001	mm
Cym	1.164195e+001	mm
Czp	4.950000e+001	mm
Czm	4.950000e+001	mm
Qyb	3.136125e+003	mm ²
Qzb	7.356700e+002	mm ²
Peri:O	3.955000e+002	mm
Peri:I	0.000000e+000	mm
Center:y	1.164195e+001	mm
Center:z	4.950000e+001	mm
y1	-1.164195e+001	mm
z1	4.950000e+001	mm
y2	3.835805e+001	mm
z2	4.950000e+001	mm
y3	3.835805e+001	mm
z3	-4.950000e+001	mm
y4	-1.164195e+001	mm
z4	-4.950000e+001	mm

Profilo spessore 15/10



----- REGIONI -----	
Area:	365.1372
Perimetro:	489.8496
Casella di delimitazione:	X: -46.9079 -- 52.5921 Y: -28.1688 -- 22.3312
Baricentro:	X: 0.0000 Y: 0.0000
Momenti di inerzia:	X: 127879.8917 Y: 481707.4186
Prodotti di inerzia:	XY: -79405.3520
Raggi di girazione:	X: 18.7143 Y: 36.3215
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:	I: 110876.9472 lungo [0.9778 0.2094] J: 498710.3631 lungo [-0.2094 0.9778]



Sect. Name:

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

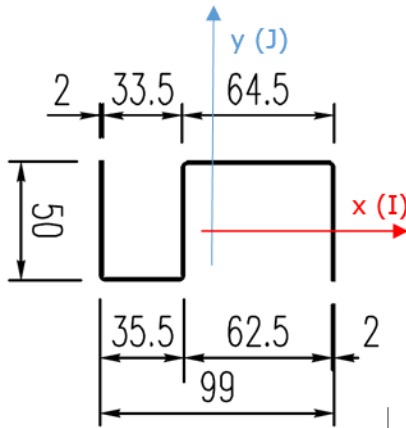
DB Name:

Sect. Name:

H	99	mm
B1	50	mm
tw	1.55	mm
tf1	1.62	mm
B2	50	mm
tf2	0	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

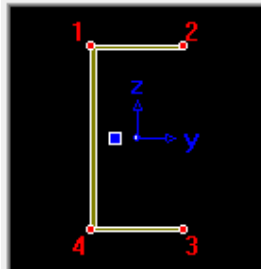
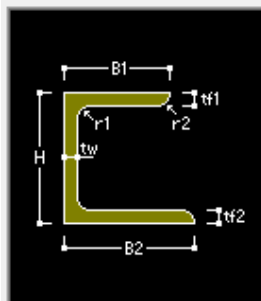
	Value	Unit
Area	3.104280e+002	mm ²
Asy	1.350000e+002	mm ²
Asz	1.534500e+002	mm ²
Ixx	2.603980e+002	mm ⁴
Iyy	4.975149e+005	mm ⁴
Izz	7.923638e+004	mm ⁴
Cyp	3.658294e+001	mm
Cym	1.341706e+001	mm
Czp	4.950000e+001	mm
Czm	4.950000e+001	mm
Qyb	3.690692e+003	mm ²
Qzb	6.691557e+002	mm ²
Peri:O	3.949000e+002	mm
Peri:l	0.000000e+000	mm
Center:y	1.341706e+001	mm
Center:z	4.950000e+001	mm
y1	-1.341706e+001	mm
z1	4.950000e+001	mm
y2	3.658294e+001	mm
z2	4.950000e+001	mm
y3	3.658294e+001	mm
z3	-4.950000e+001	mm
y4	-1.341706e+001	mm
z4	-4.950000e+001	mm

Profilo spessore 20/10



```

----- REGIONI -----
Area: 486.8496
Perimetro: 490.8496
Casella di delimitazione: X: -47.1579 -- 52.8421
                          Y: -28.4188 -- 22.5812
Baricentro: X: 0.0000
              Y: 0.0000
Momenti di inerzia: X: 170591.1456
                    Y: 642375.7648
Prodotti di inerzia: XY: -105902.3860
Raggi di girazione: X: 18.7189
                    Y: 36.3243
Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:
I: 147909.4869 lungo [0.9778 0.2094]
J: 665057.4235 lungo [-0.2094 0.9778]
    
```



Sect. Name

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name

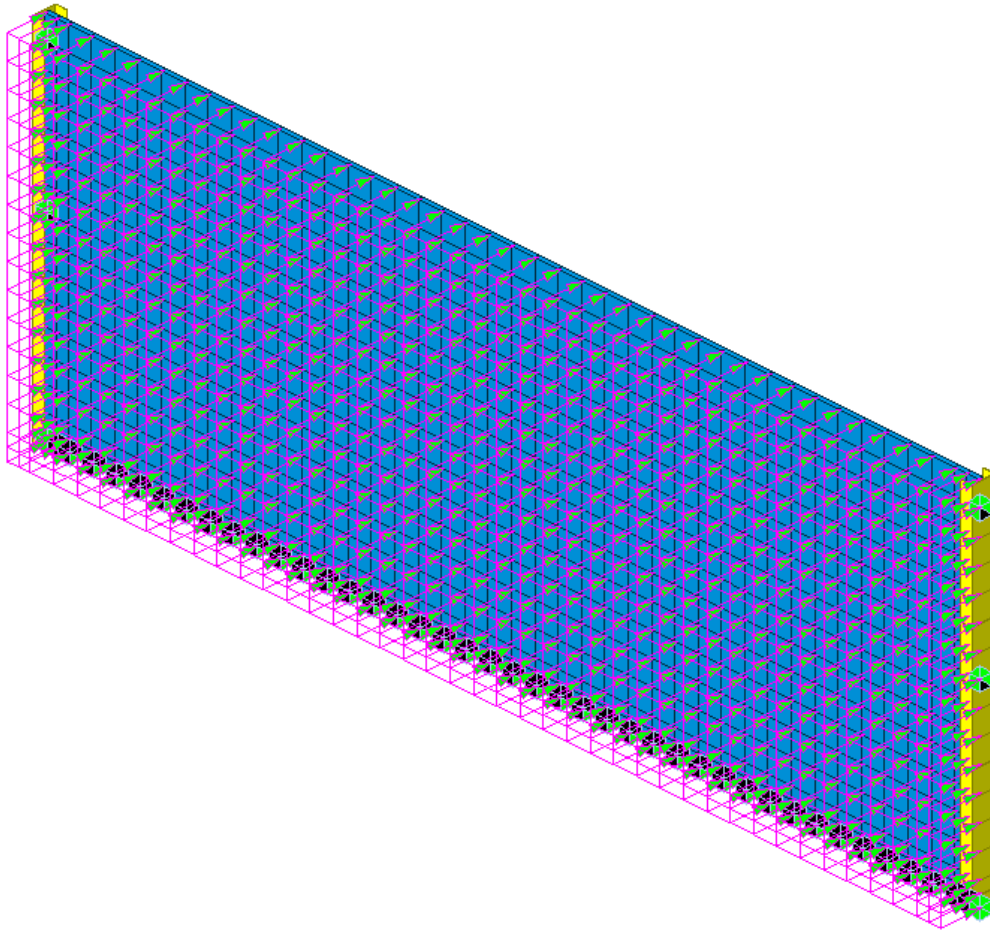
Sect. Name

H	99	mm
B1	50	mm
tw	2.35	mm
tf1	2.12	mm
B2	50	mm
tf2	0	mm
r1	0	mm
r2	0	mm

	Value	Unit
Area	4.346860e+002	mm ²
Asy	1.766667e+002	mm ²
Asz	2.326500e+002	mm ²
Ixx	7.292394e+002	mm ⁴
Iyy	6.641566e+005	mm ⁴
Izz	1.059171e+005	mm ⁴
Cyp	3.720535e+001	mm
Cym	1.279465e+001	mm
Czp	4.950000e+001	mm
Czm	4.950000e+001	mm
Qyb	3.307385e+003	mm ²
Qzb	6.921190e+002	mm ²
Peri:O	3.933000e+002	mm
Peri:l	0.000000e+000	mm
Center:y	1.279465e+001	mm
Center:z	4.950000e+001	mm
y1	-1.279465e+001	mm
z1	4.950000e+001	mm
y2	3.720535e+001	mm
z2	4.950000e+001	mm
y3	3.720535e+001	mm
z3	-4.950000e+001	mm
y4	-1.279465e+001	mm
z4	-4.950000e+001	mm

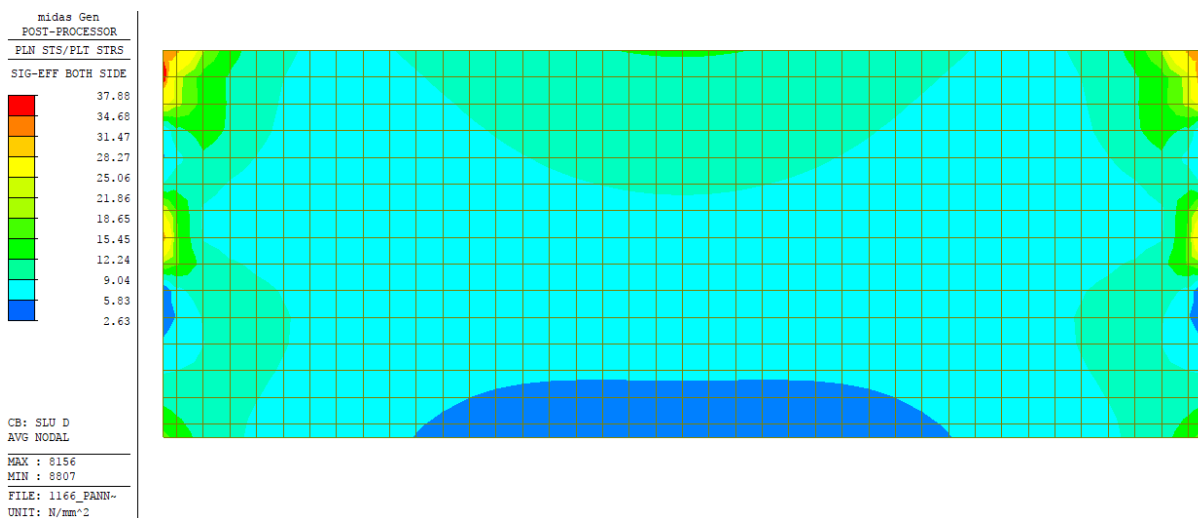
8.3 PANNELLO TIPO 1

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 1.50m$ (bxh) con telaio a 3 lati, incastrato in 3+3 punti e soggetto ad un carico di vento di $q_D = 0.96 kN/m^2$.



8.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 37.88MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	150	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	2.117	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	3.75	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.14	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

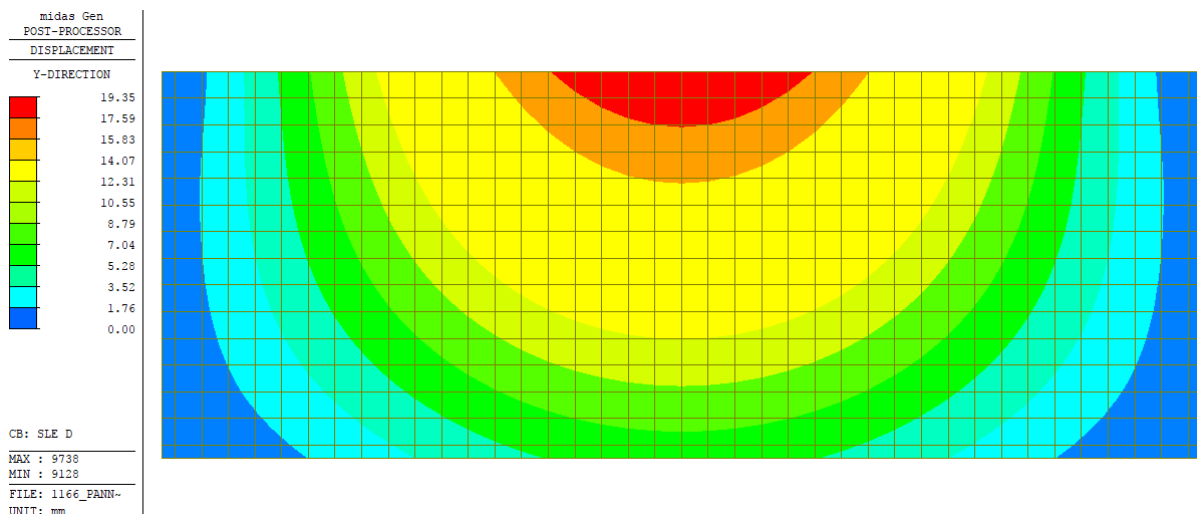
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.14 \text{ kN} < F_w = 0.96 \cdot 1.50 \cdot 4.00 = 5.76 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.3.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



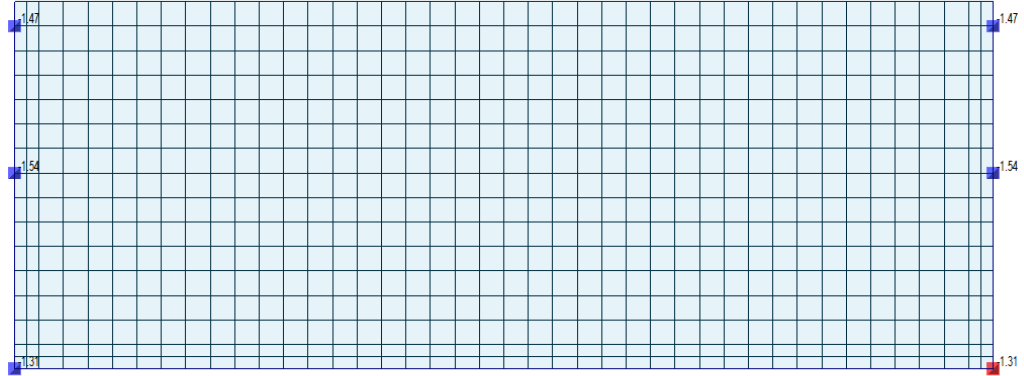
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 19.35 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

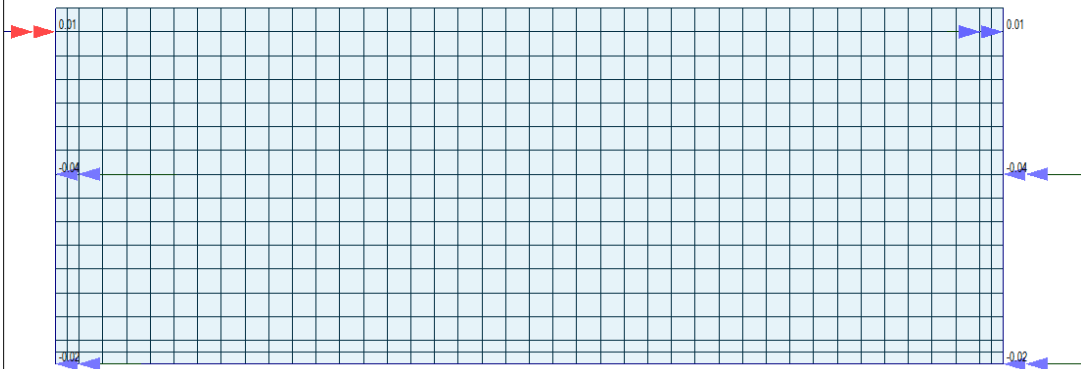
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 9768
FY: -1.54
MAX. REACTION
NODE= 9759
FY: -1.31
CB: SLU D
MAX : 9759
MIN : 9768
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

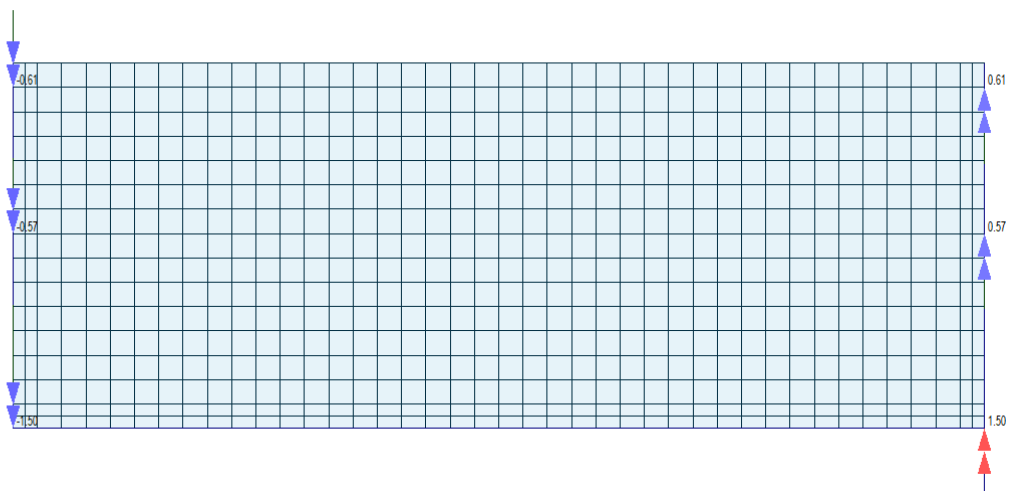
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 8710
MX: -0.04
MAX. REACTION
NODE= 8962
MX: 0.01
CB: SLU D
MAX : 8962
MIN : 8710
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 8331
MZ: -1.50
MAX. REACTION
NODE= 9759
MZ: 1.50
CB: SLU D
MAX : 9759
MIN : 8331
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1.5 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.50 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 157 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.02 \cdot 10^6}{6.42 \cdot 10^3} = 3 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{3^2 + 3 \cdot 157^2} = 273 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{320}{1.05} = 305 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.3.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.50}{0.134} = 11.19 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

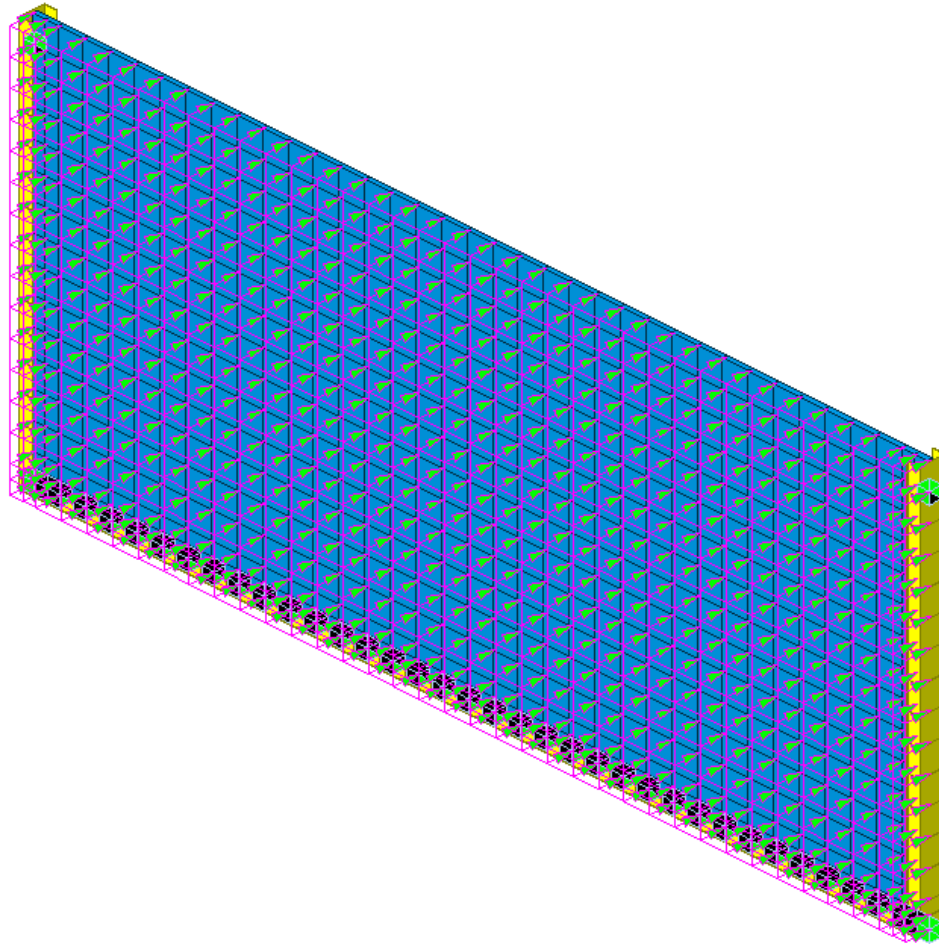
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	80									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	11.19 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.346</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.027</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.365</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.346	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.027	Combinata =	0.365
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.346									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.027									
Combinata =	0.365									
F _{t,Ed}	1.31 kN									

La verifica è soddisfatta.

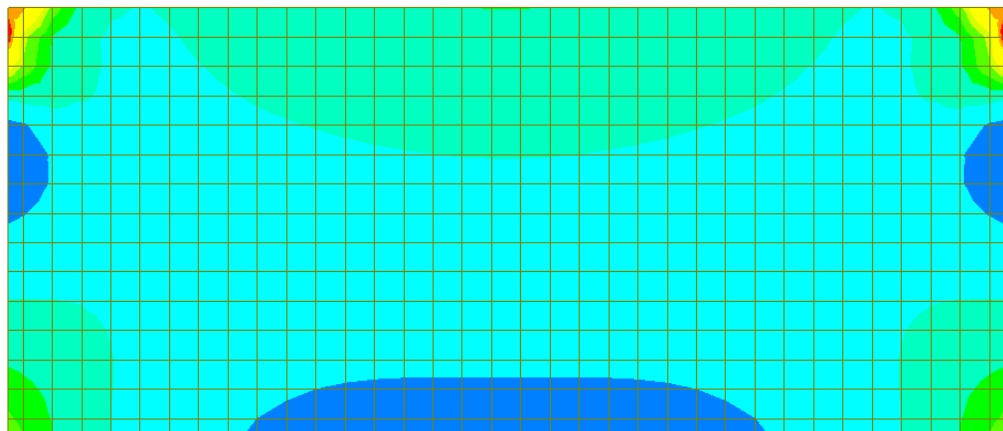
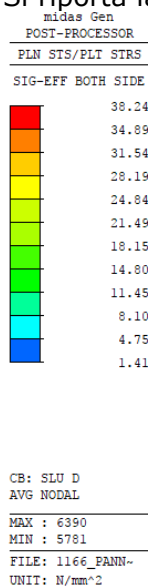
8.4 PANNELLO TIPO 2

Si considera un pannello di dimensioni $3.50 \times 1.50m$ (bxh) con telaio a 3 lati, incastrato in 2+2 punti e soggetto ad un carico di vento di $q_D = 0.96 kN/m^2$.



8.4.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 38.24MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	131.25	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	1.980	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	3.75	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.12	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

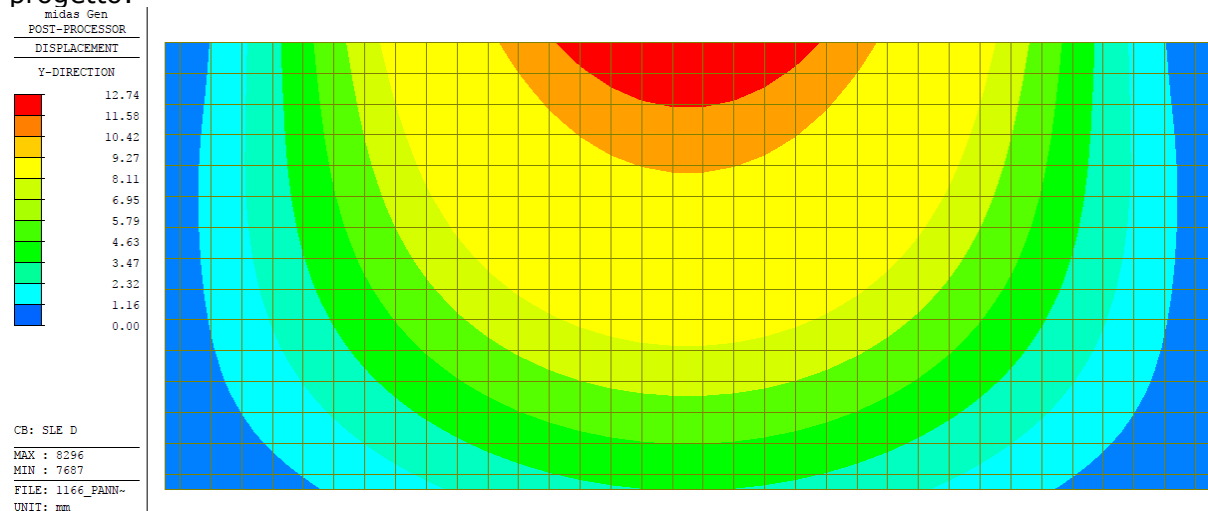
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.12 \text{ kN} < F_w = 0.96 \cdot 1.50 \cdot 3.50 = 5.04 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.4.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:

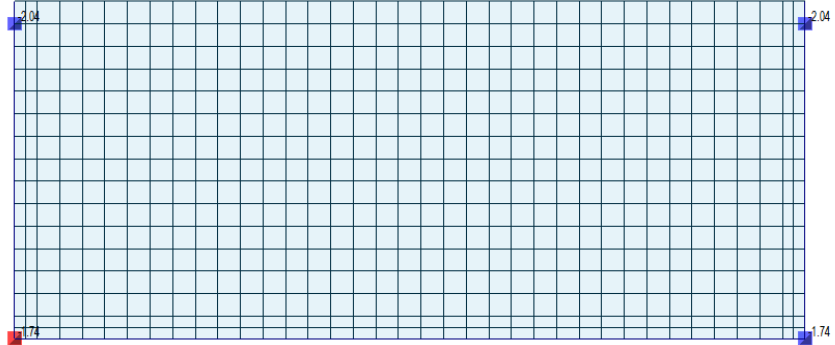


Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 12.74 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.4.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

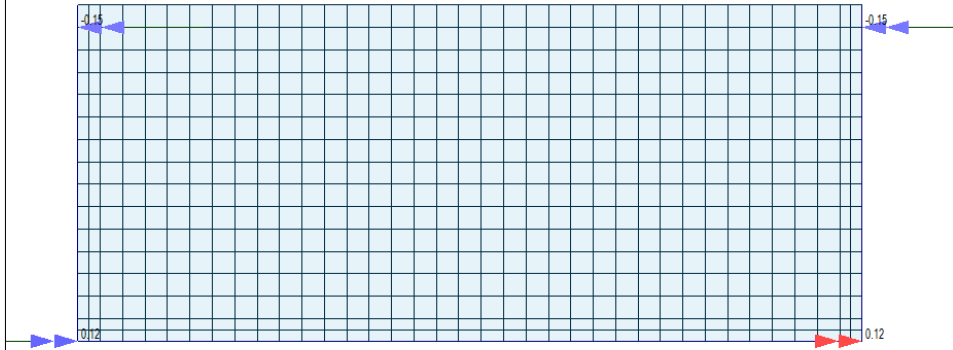
Forza orizzontale F_y :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 7683
FY: -2.04
MAX. REACTION
NODE= 6291
FY: -1.74
CB: SLU D
MAX : 6291
MIN : 7683
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
```



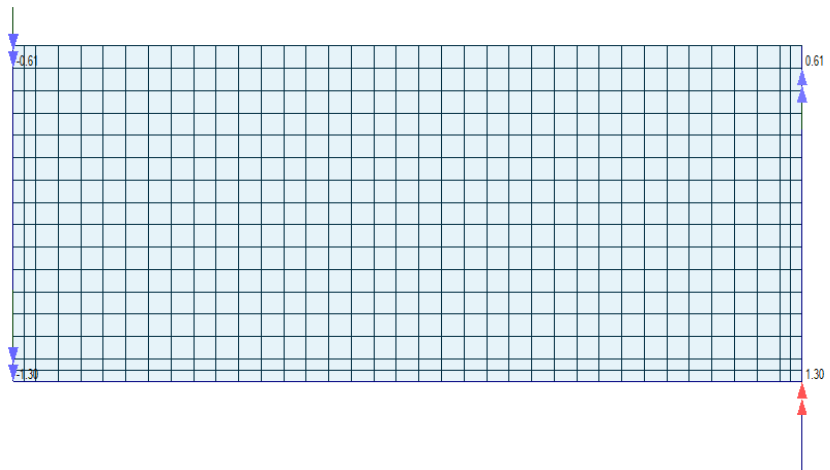
Momento flettente M_x :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 7683
MX: -0.15
MAX. REACTION
NODE= 7668
MX: 0.12
CB: SLU D
MAX : 7668
MIN : 7683
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
```



Momento torcente M_z :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 6291
MZ: -1.30
MAX. REACTION
NODE= 7668
MZ: 1.30
CB: SLU D
MAX : 7668
MIN : 6291
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1.5 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.30 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 136 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.12 \cdot 10^6}{6.42 \cdot 10^3} = 19 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{19^2 + 3 \cdot 136^2} = 237 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{280}{1.05} = 267 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.4.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.30}{0.134} = 9.70 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

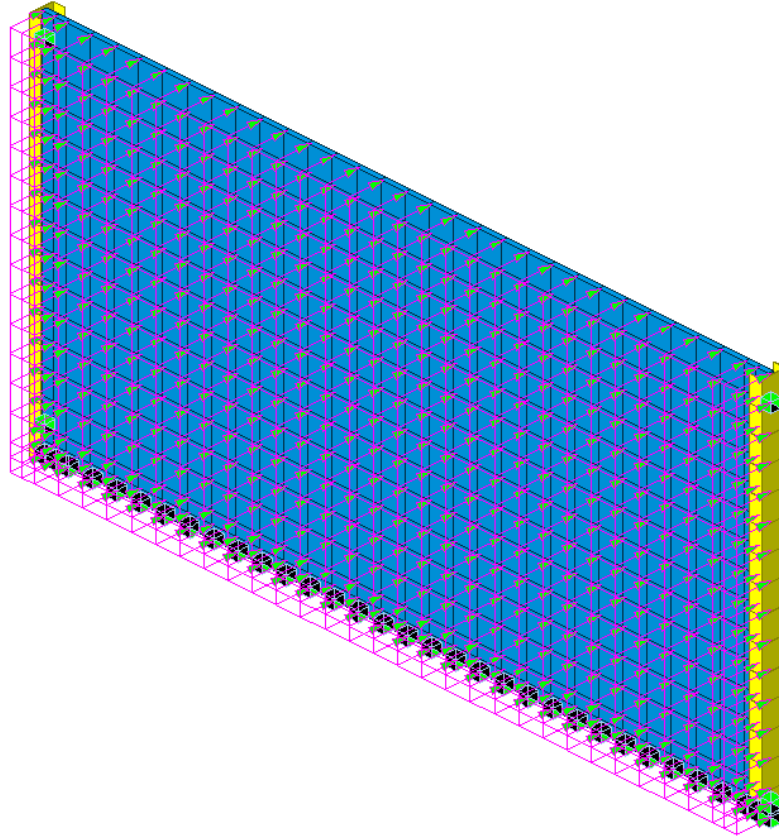
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	80									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	9.70 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.300</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.036</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.325</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.300	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.036	Combinata =	0.325
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.300									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.036									
Combinata =	0.325									
F _{t,Ed}	1.74 kN									

La verifica è soddisfatta.

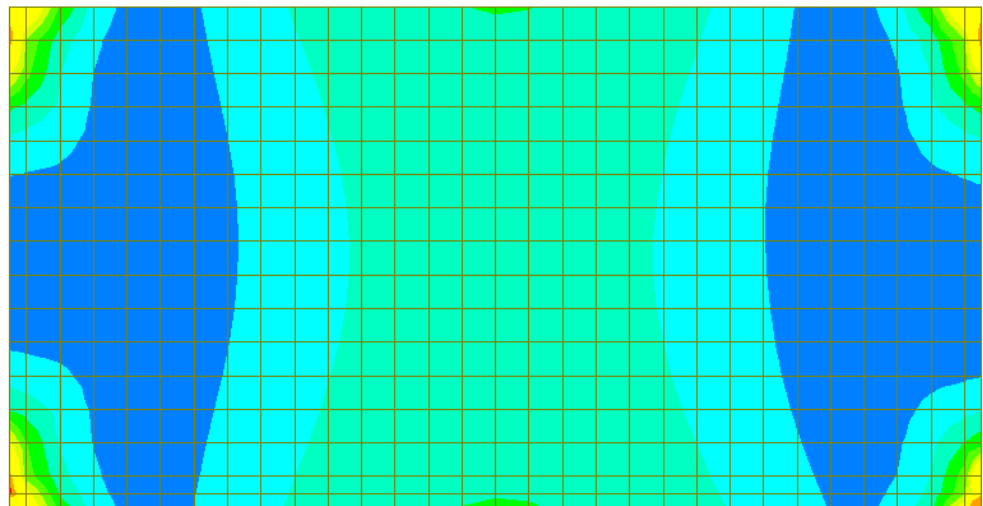
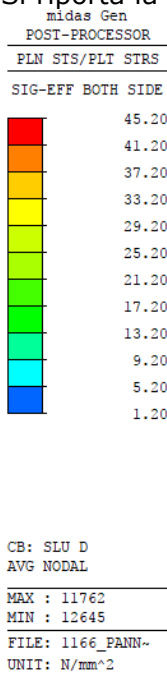
8.5 PANNELLO TIPO 3

Si considera un pannello di dimensioni $3.00 \times 1.50m$ (bxh) con telaio a 2 lati, incastrato in 2+2 punti e soggetto ad un carico di vento di $q_D = 0.96 kN/m^2$.



8.5.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 45.20MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	112.5	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	1.833	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.25	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.10	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

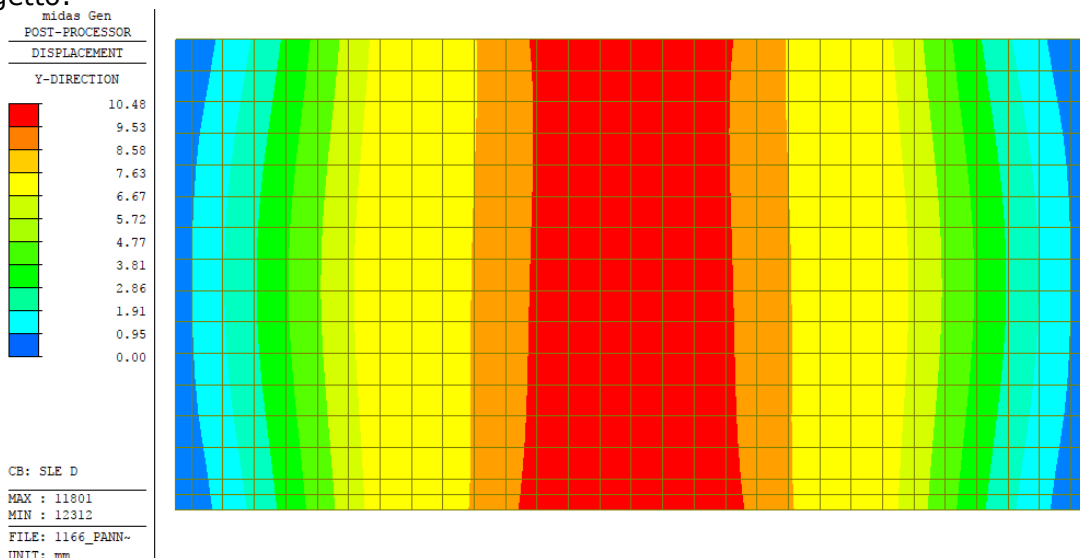
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.10 \text{ kN} < F_w = 0.96 \cdot 1.50 \cdot 3.00 = 4.32 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.5.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



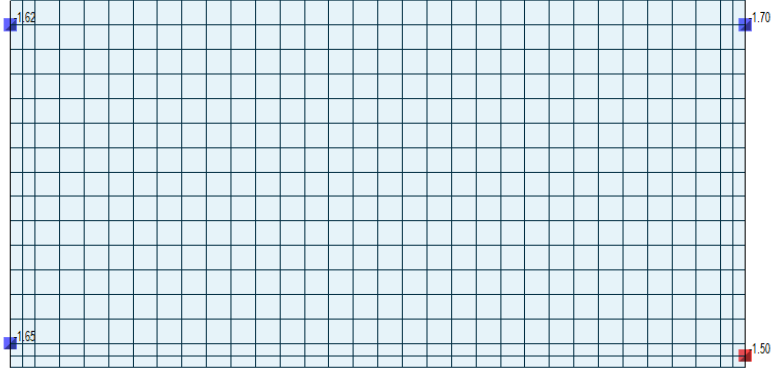
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 10.48 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.5.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

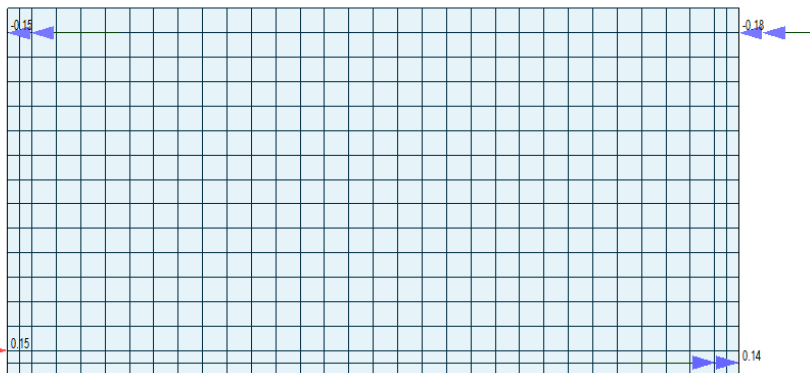
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 12328
FY: -1.70
MAX. REACTION
NODE= 12314
FY: -1.50
CB: SLU D
MAX : 12314
MIN : 12328
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

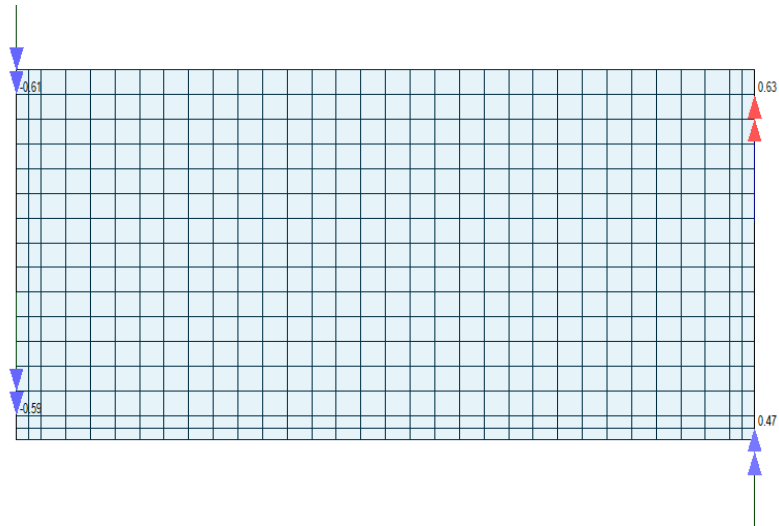
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 12328
MX: -0.18
MAX. REACTION
NODE= 11289
MX: 0.15
CB: SLU D
MAX : 11289
MIN : 12328
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 11706
M2: -0.61
MAX. REACTION
NODE= 12328
M2: 0.63
CB: SLU D
MAX : 12328
MIN : 11706
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{0.63 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 99 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.18 \cdot 10^6}{4.39 \cdot 10^3} = 41 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{41^2 + 3 \cdot 99^2} = 177 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{280}{1.05} = 267 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.5.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

c) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{0.63}{0.134} = 4.70 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

d) Verifica della vite di contrasto

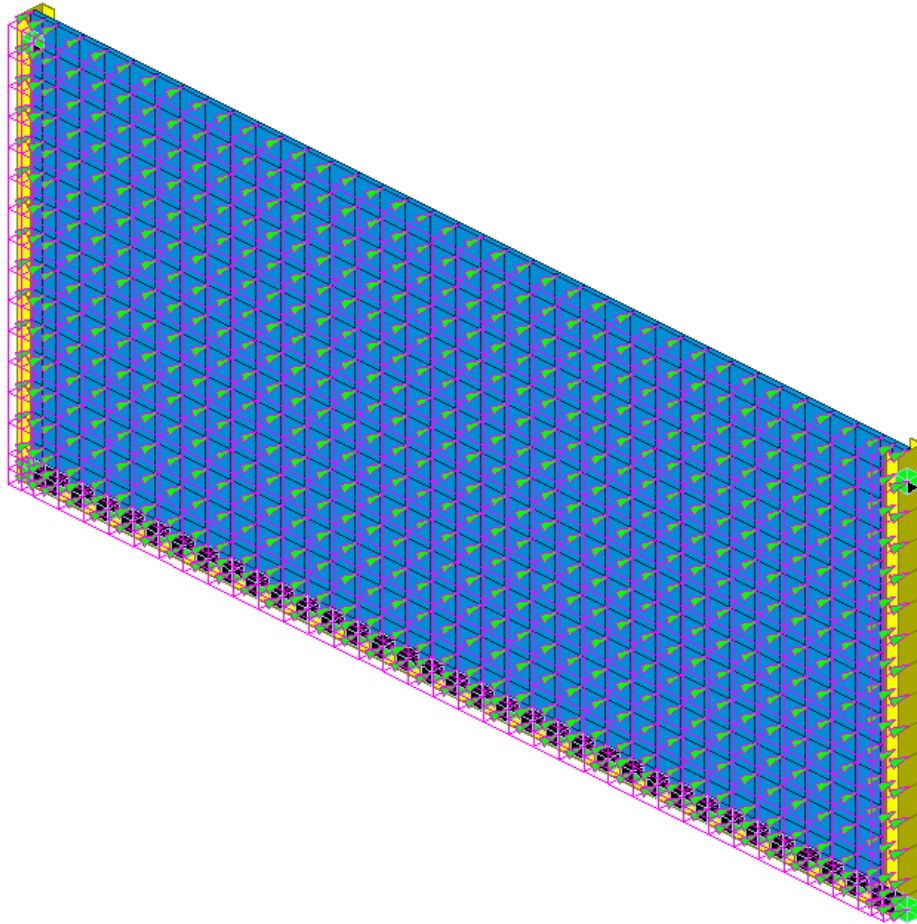
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione		
Tipologia	NORMALE	
Φ vite	12	mm
Classe	80	
γM2	1.25	
		Verifiche
F _{v,Ed}	4.70 kN	F _{v,Ed} /F _{v,Rd} = 0.145
F _{t,Ed}	1.70 kN	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} = 0.035
		Combinata = 0.170

La verifica è soddisfatta.

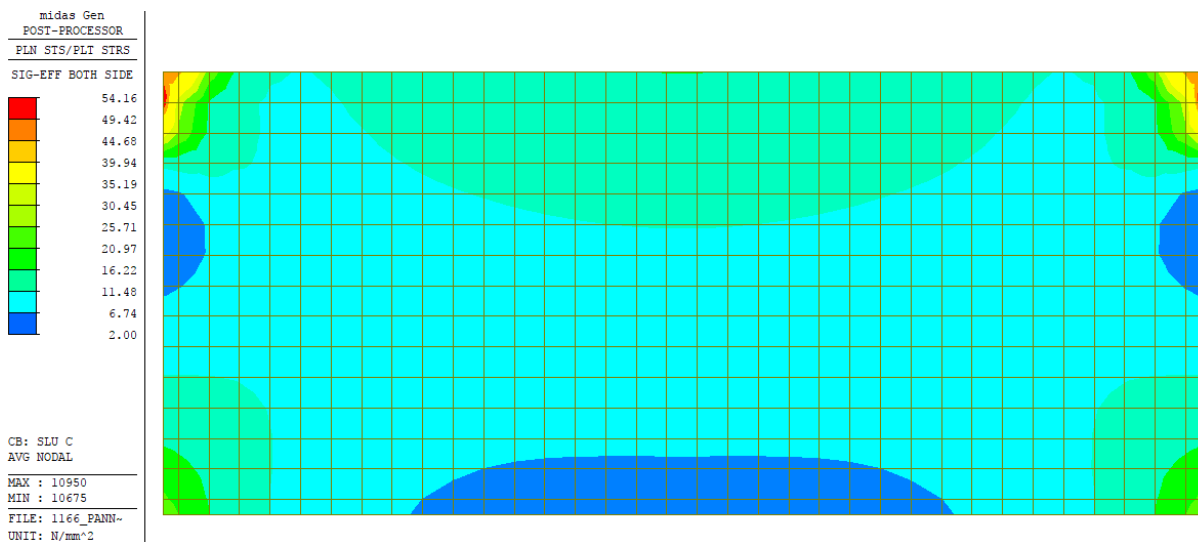
8.6 PANNELLO TIPO 4

Si considera un pannello di dimensioni $3.50 \times 1.50m$ (bxh) con telaio a 3 lati, incastrato in 2+2 punti e soggetto ad un carico di vento di $q_c = 1.36 kN/m^2$.



8.6.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 54.16MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	131.25	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	1.980	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	3.75	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.12	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

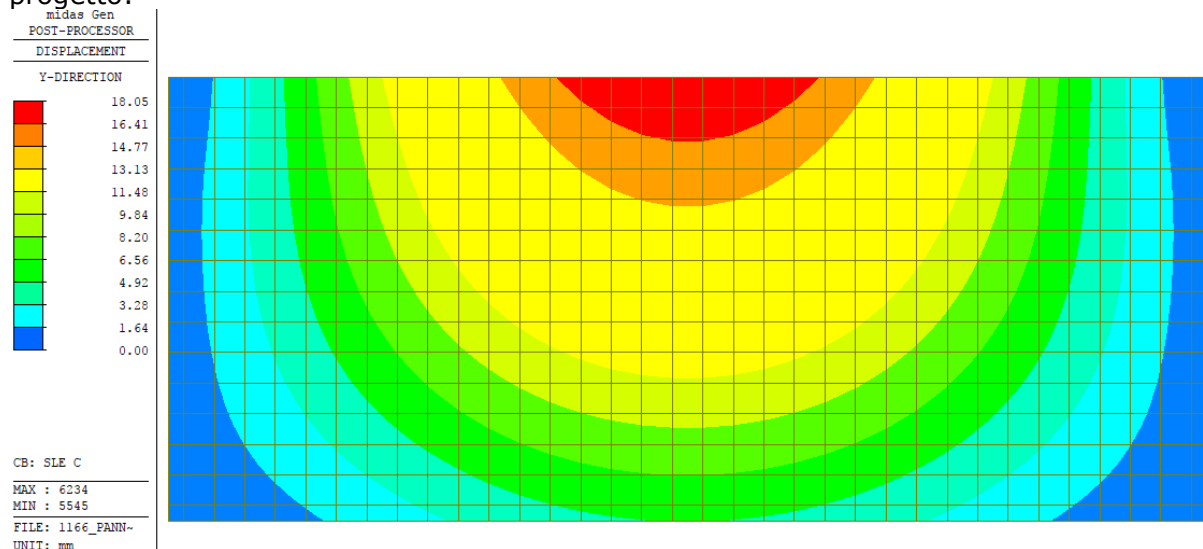
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.14 \text{ kN} < F_w = 1.36 \cdot 1.50 \cdot 3.50 = 7.14 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.6.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



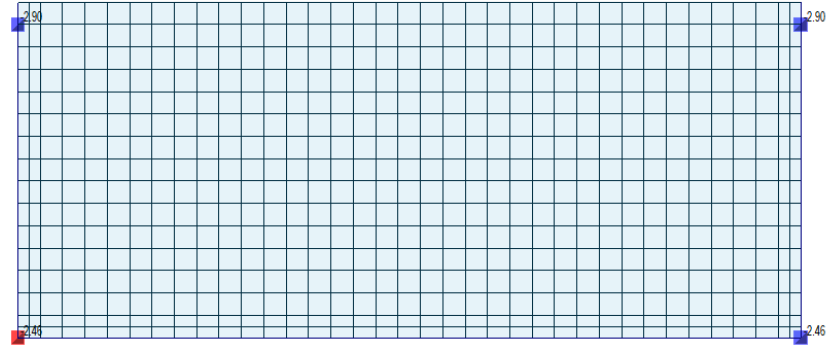
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 18.05 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.6.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.20/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

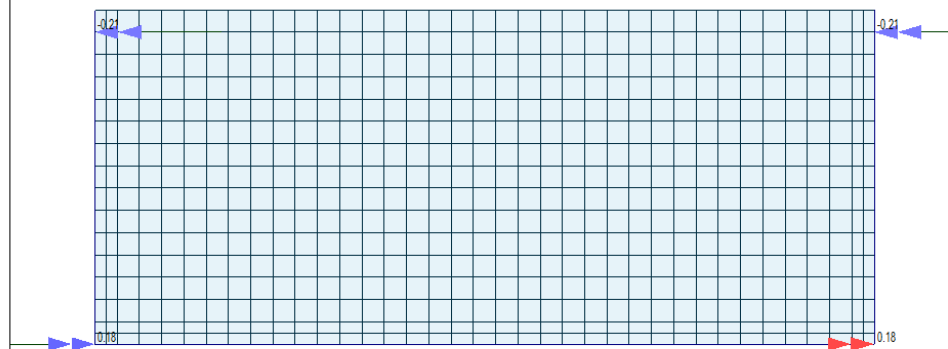
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 5495
FY: -2.90
MAX. REACTION
NODE= 11085
FY: -2.46
CB: SLU C
MAX : 11085
MIN : 5495
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

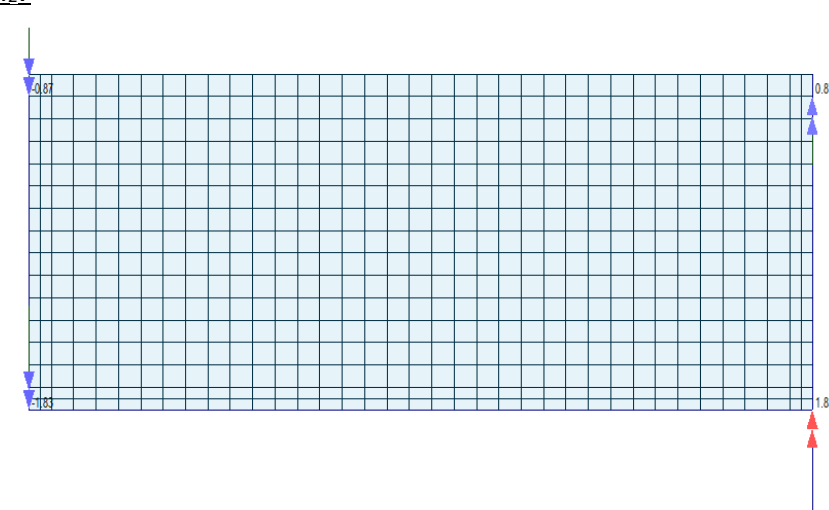
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 5495
MX: -0.21
MAX. REACTION
NODE= 11154
MX: 0.18
CB: SLU C
MAX : 11154
MIN : 5495
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 11085
MZ: -1.83
MAX. REACTION
NODE= 11154
MZ: 1.83
CB: SLU C
MAX : 11154
MIN : 11085
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 2 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.83 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 144 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.18 \cdot 10^6}{8.35 \cdot 10^3} = 22 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{22^2 + 3 \cdot 144^2} = 251 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{280}{1.05} = 267 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.6.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.83}{0.134} = 13.66 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

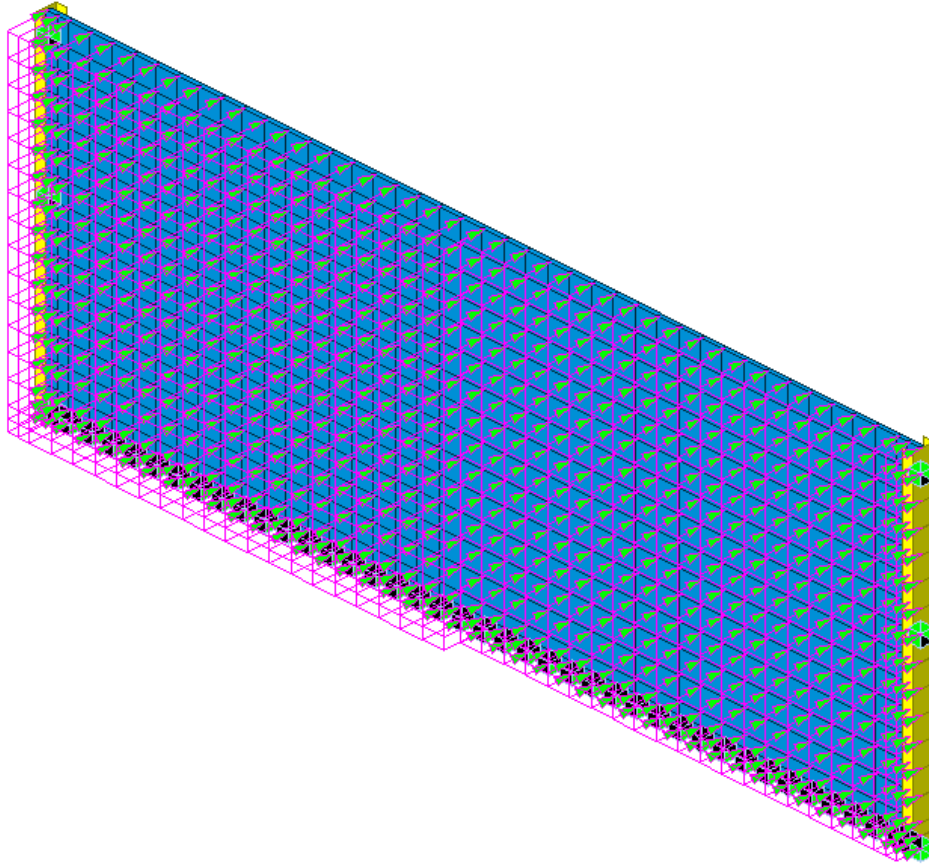
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione			
Tipologia	NORMALE		
Φ vite	12	mm	
Classe	80		
γM2	1.25		
F _{v,Ed}	13.66 kN		
F _{t,Ed}	2.46 kN		
		Verifiche	
		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.422
		F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.051
		Combinata =	0.458

La verifica è soddisfatta.

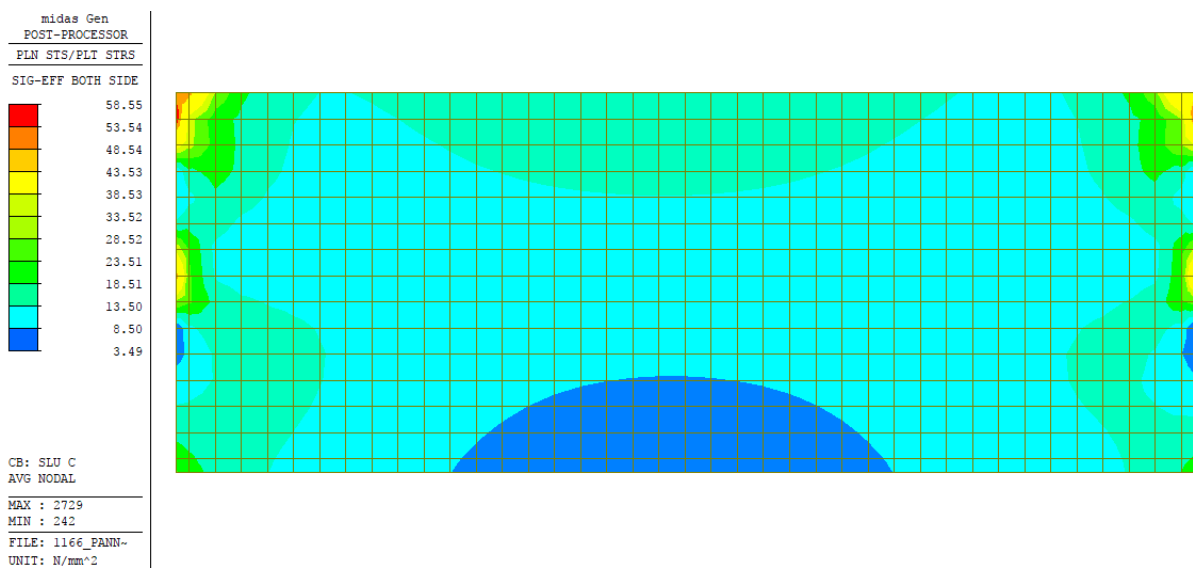
8.7 PANNELLO TIPO 5

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 1.50m$ (bxh) con telaio a 3 lati, incastrato in 3+3 punti e soggetto ad un carico di vento per metà lunghezza di $q_c = 1.36 \text{ kN/m}^2$ e di $q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$ per la porzione rimanente.



8.7.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 58.55 \text{ MPa} < 67.60 \text{ MPa}$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	150	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	2.117	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	3.75	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.14	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	4.50	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.263	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

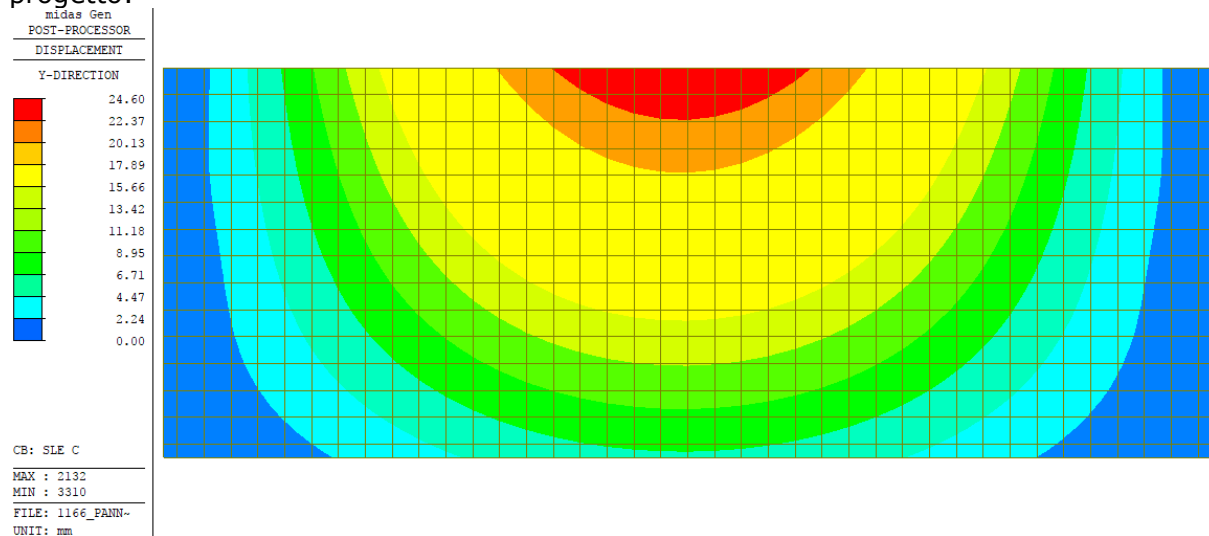
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.14 \text{ kN} < F_w = (0.5 \cdot 1.36 + 0.5 \cdot 2.24) \cdot 1.50 \cdot 4.00 = 10.80 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.7.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



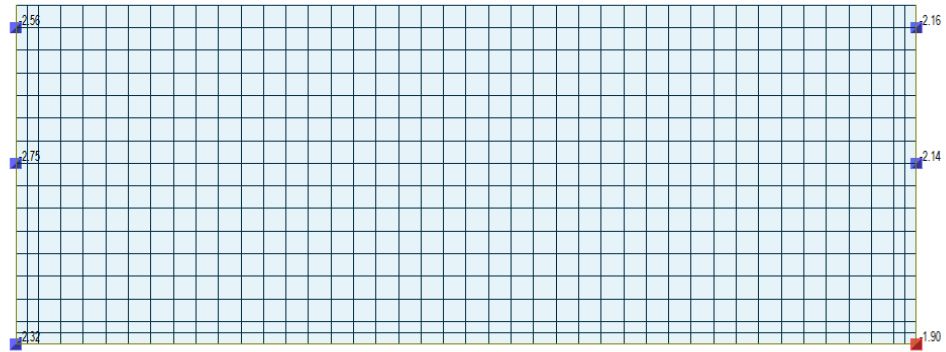
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 24.60 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.7.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.20/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

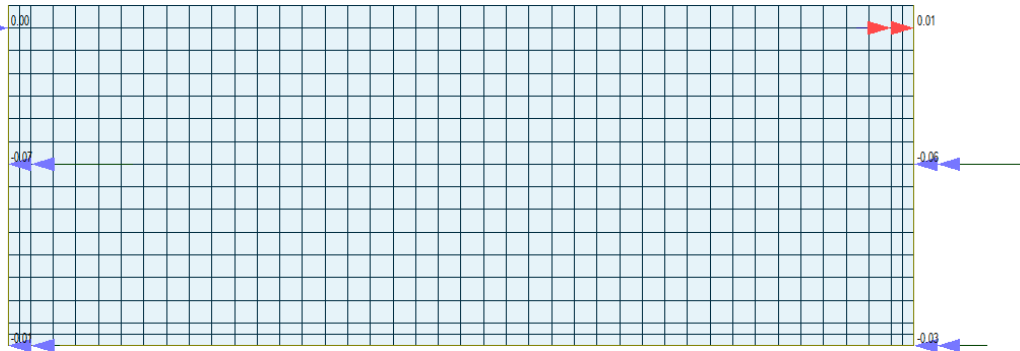
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 339
FY: -2.75
MAX. REACTION
NODE= 11
FY: -1.90
CB: SLU C
MAX : 11
MIN : 339
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

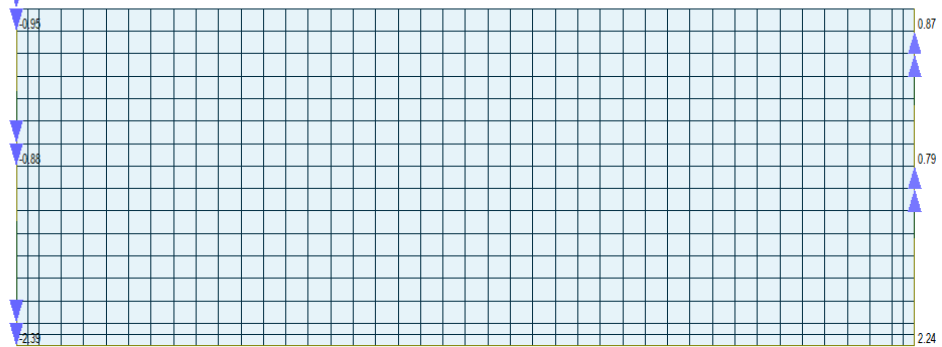
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 339
MX: -0.07
MAX. REACTION
NODE= 625
MX: 0.01
CB: SLU C
MAX : 625
MIN : 339
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 9
MZ: -2.39
MAX. REACTION
NODE= 11
MZ: 2.24
CB: SLU C
MAX : 11
MIN : 9
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 2 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{2.39 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 188 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.
 Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.01 \cdot 10^6}{8.35 \cdot 10^3} = 1 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{1^2 + 3 \cdot 188^2} = 326 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{350}{1.05} = 333 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.7.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{2.39}{0.134} = 17.84 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

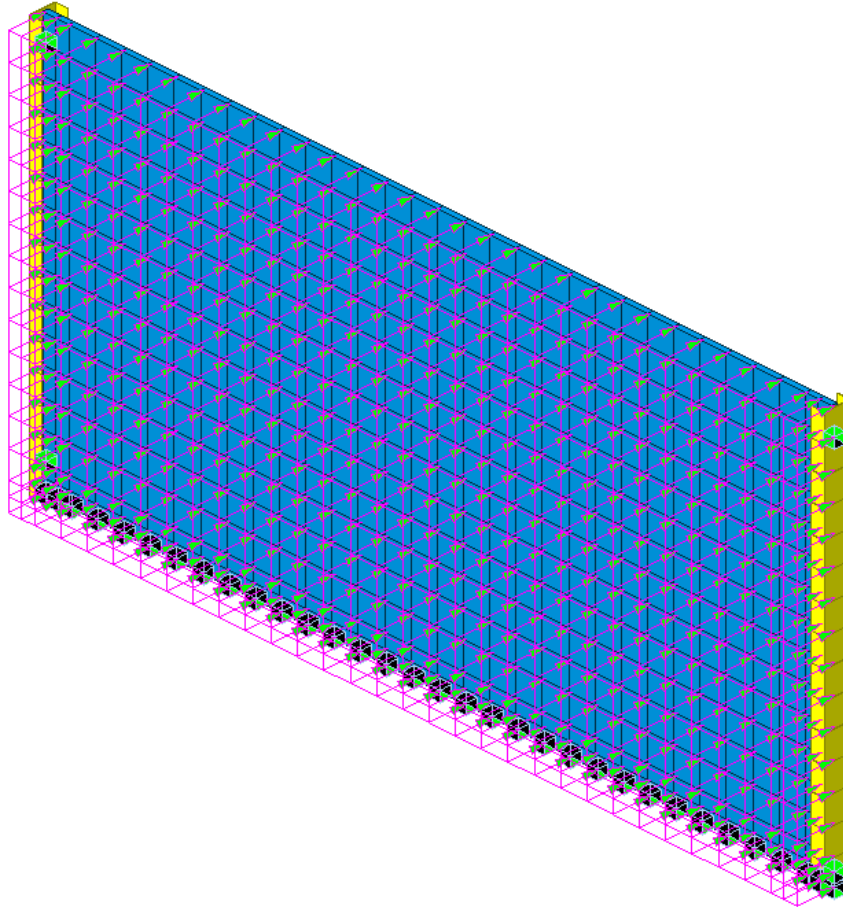
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	80									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	17.84 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.551</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.048</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.585</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.551	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.048	Combinata =	0.585
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.551									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.048									
Combinata =	0.585									
F _{t,Ed}	2.32 kN									

La verifica è soddisfatta.

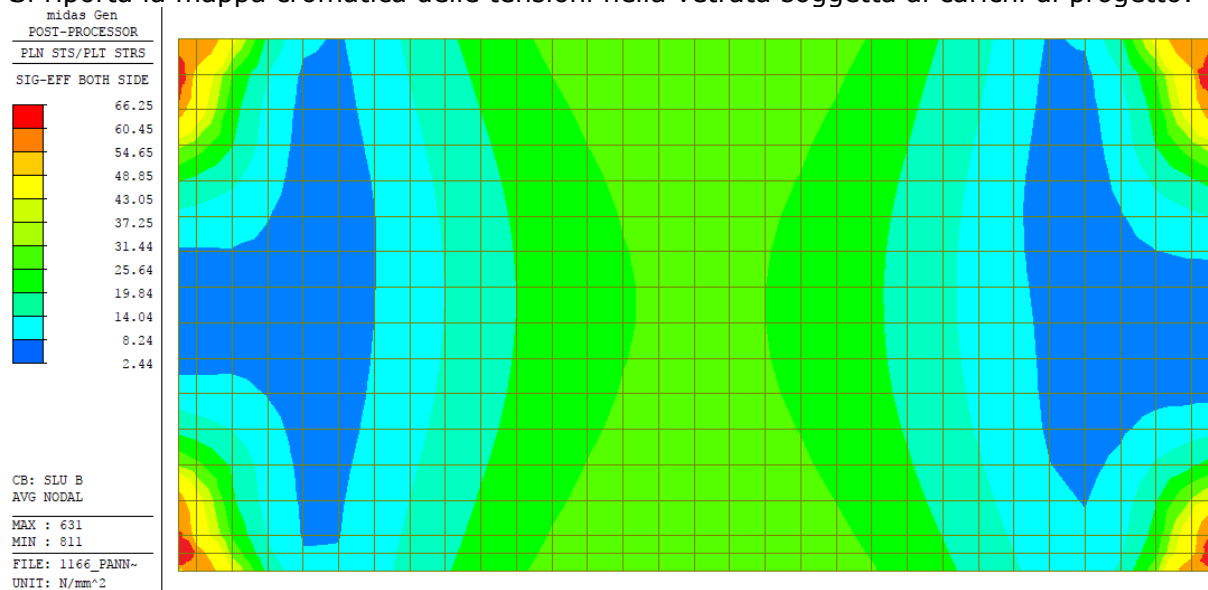
8.8 PANNELLO TIPO 6

Si considera un pannello di dimensioni $3.00 \times 1.50m$ (bxh) con telaio sui due lati verticali, incastrato in 2+2 punti e soggetto ad un carico di vento $q_B = 2.24 kN/m^2$.



8.8.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 66.25MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	112.5	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	1.833	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.25	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.10	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

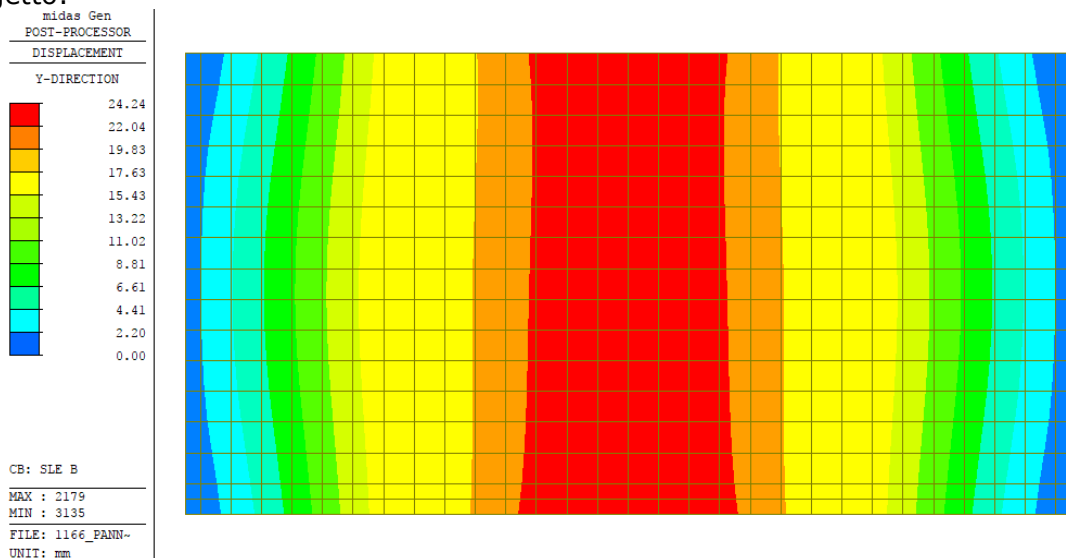
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.10 \text{ kN} < F_w = 2.24 \cdot 1.50 \cdot 3.00 = 10.08 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.8.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 24.24 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.8.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

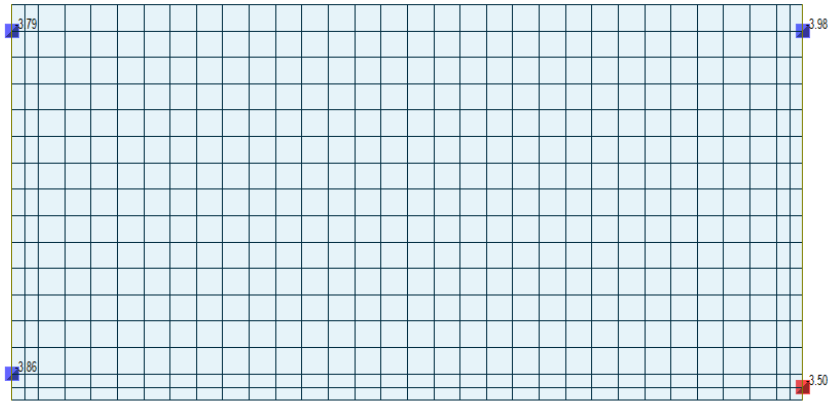
```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y

MIN. REACTION
NODE= 1127
FY: -3.98

MAX. REACTION
NODE= 3362
FY: -3.50

CB: SLU B
MAX : 3362
MIN : 1127
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

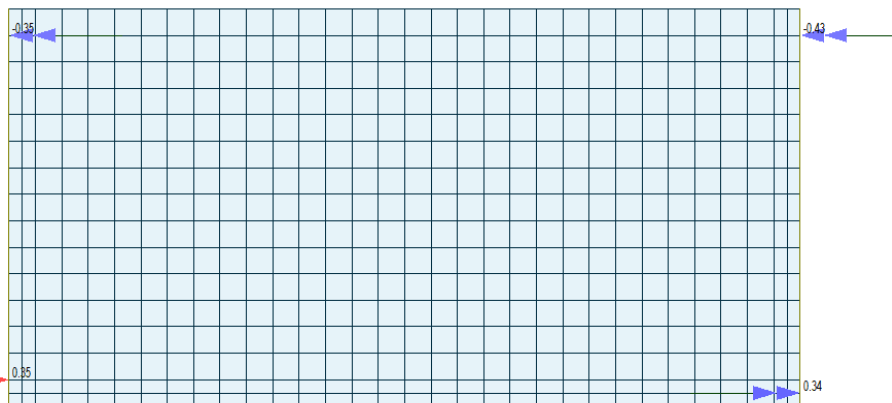
```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X

MIN. REACTION
NODE= 1127
MX: -0.43

MAX. REACTION
NODE= 694
MX: 0.35

CB: SLU B
MAX : 694
MIN : 1127
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

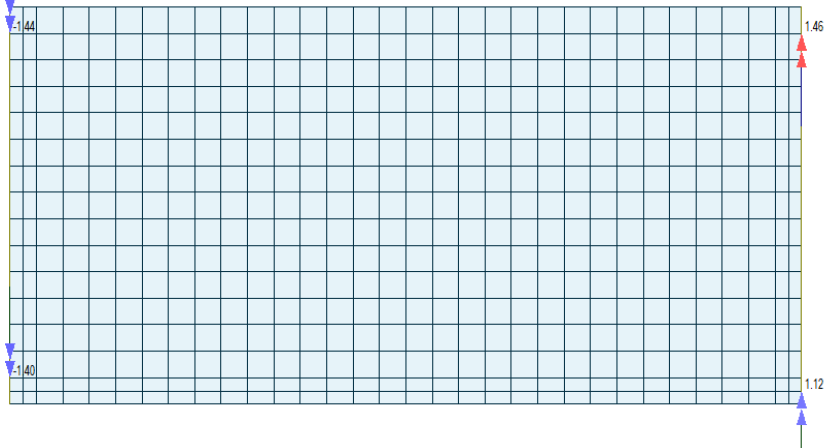
```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z

MIN. REACTION
NODE= 1097
MZ: -1.44

MAX. REACTION
NODE= 1127
MZ: 1.46

CB: SLU B
MAX : 1127
MIN : 1097
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1.5 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.46 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 153 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.
 Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.43 \cdot 10^6}{6.42 \cdot 10^3} = 67 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{67^2 + 3 \cdot 153^2} = 274 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{320}{1.05} = 305 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.8.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.46}{0.134} = 10.90 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

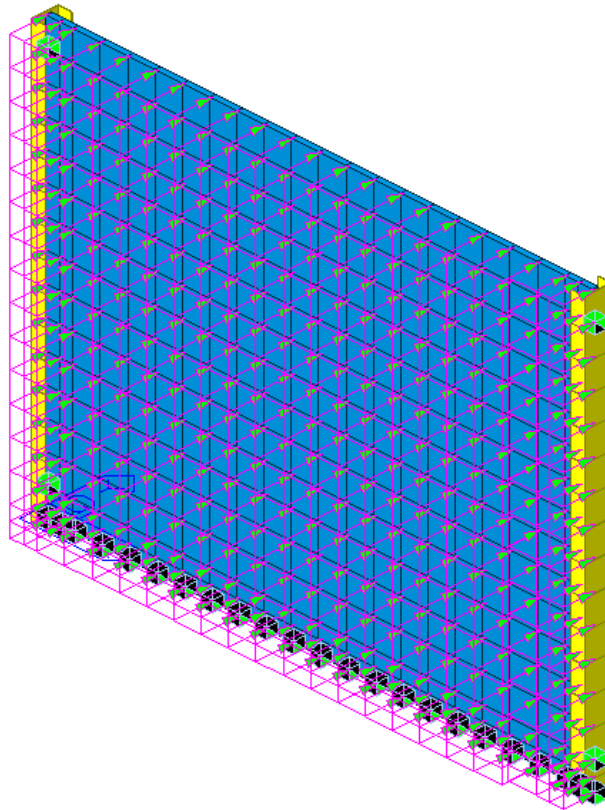
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	80									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	10.90 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.337</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.082</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.395</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.337	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.082	Combinata =	0.395
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.337									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.082									
Combinata =	0.395									
F _{t,Ed}	3.98 kN									

La verifica è soddisfatta.

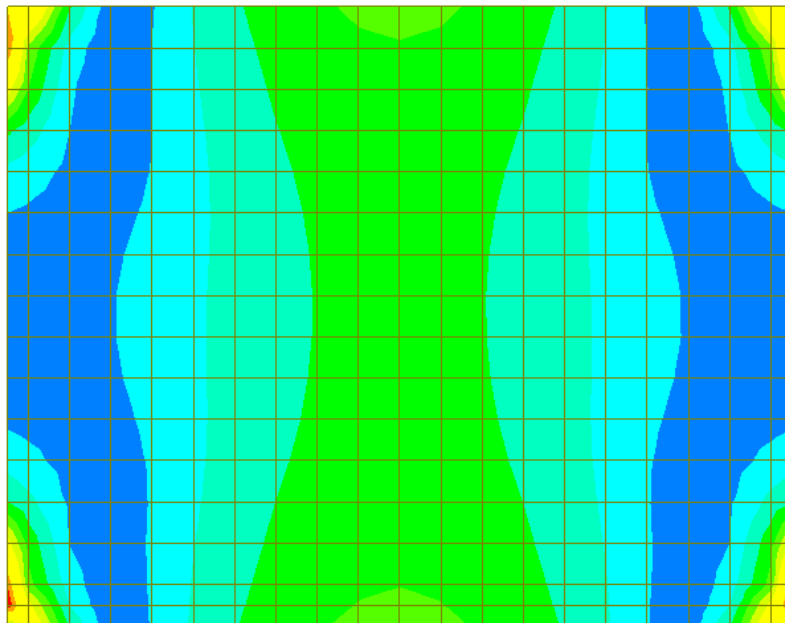
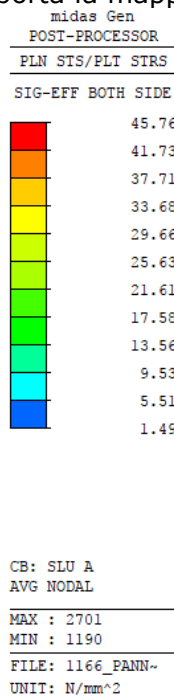
8.9 PANNELLO TIPO 7

Si considera un pannello di dimensioni $2.50 \times 1.50m$ (bxh) con telaio sui due lati verticali, incastrato in 4 punti e soggetto ad un carico di vento $q_A = 2.72 \text{ kN/m}^2$.



8.9.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 45.76 \text{ MPa} < 67.60 \text{ MPa}$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	93.75	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	1.674	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.25	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.18	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.09	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

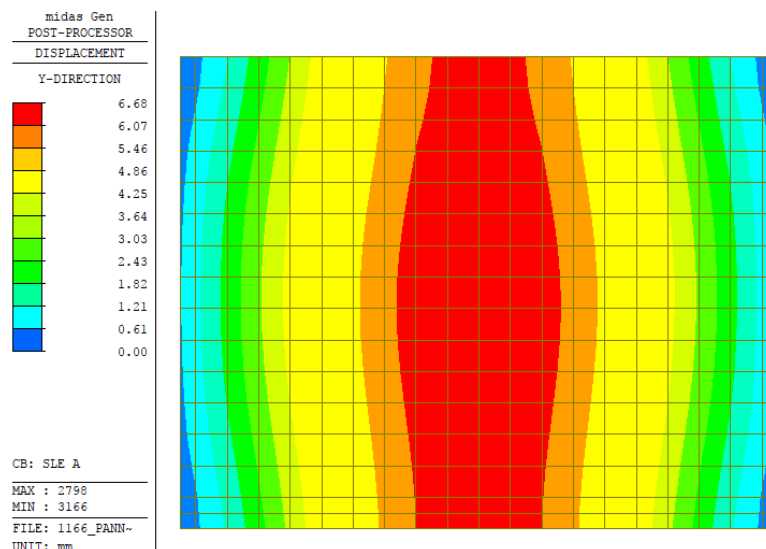
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.10 \text{ kN} < F_w = 2.72 \cdot 1.50 \cdot 2.50 = 10.20 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.9.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 6.68 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.9.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

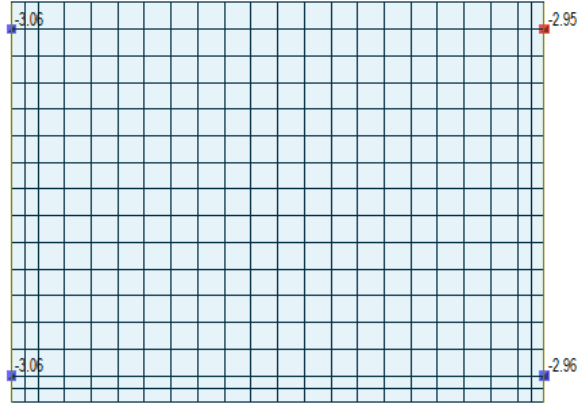
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

FORCE-Y

MIN. REACTION
NODE= 1176
FY: -3.06

MAX. REACTION
NODE= 1469
FY: -2.95

CB: SLU A
MAX : 1469
MIN : 1176
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

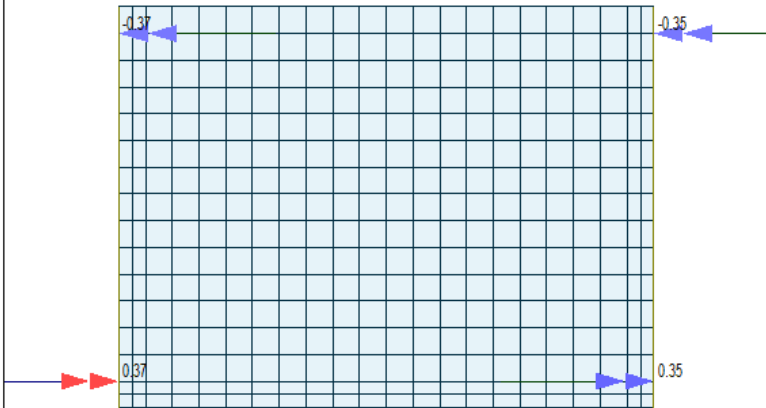
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

MOMENT-X

MIN. REACTION
NODE= 1449
MX: -0.37

MAX. REACTION
NODE= 1176
MX: 0.37

CB: SLU A
MAX : 1176
MIN : 1449
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

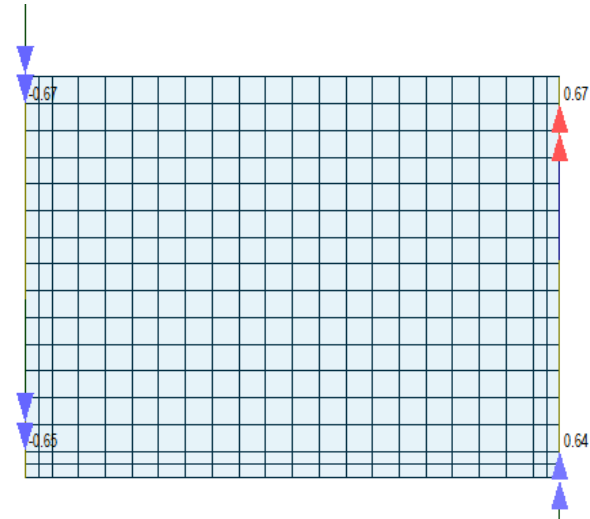
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE

MOMENT-Z

MIN. REACTION
NODE= 1449
MZ: -0.67

MAX. REACTION
NODE= 1469
MZ: 0.67

CB: SLU A
MAX : 1469
MIN : 1449
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1.5 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{0.67 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 106 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.37 \cdot 10^6}{4.39 \cdot 10^3} = 84 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{84^2 + 3 \cdot 106^2} = 201 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{280}{1.05} = 267 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.9.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(80) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 32.37 kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{0.67}{0.134} = 5.00 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$32.37 \cdot 0.74 = 23.95 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

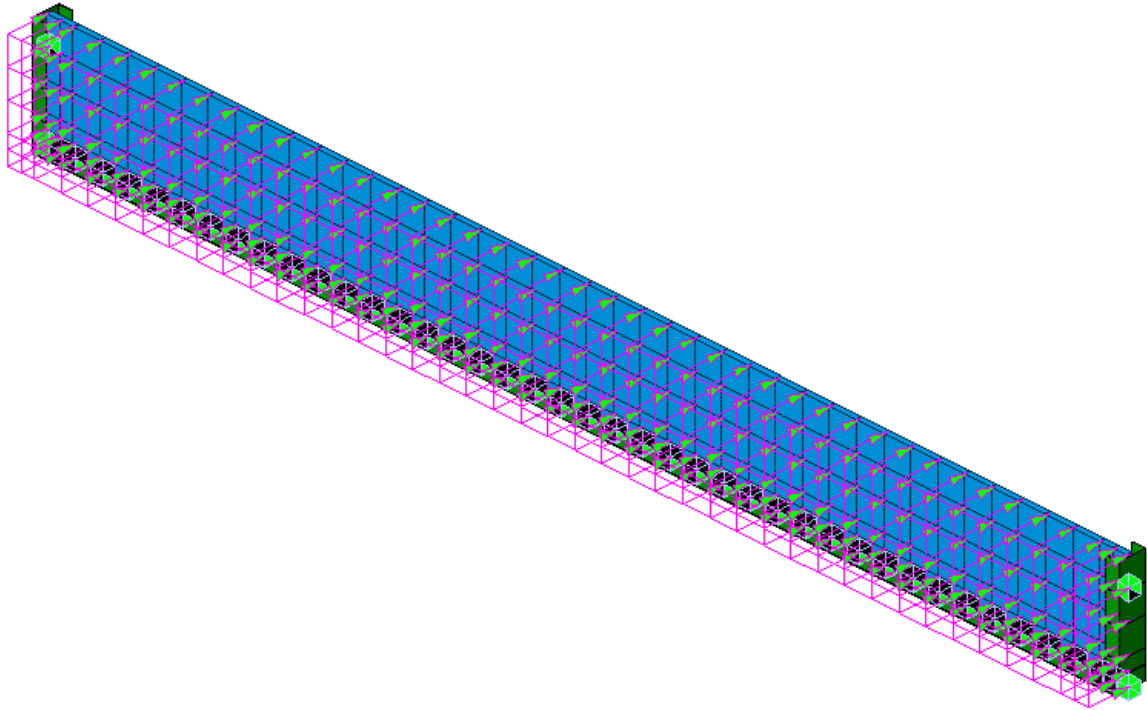
La verifica della vite M12 A4(80) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	80									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	5.00 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.154</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.063</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.199</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.154	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.063	Combinata =	0.199
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.154									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.063									
Combinata =	0.199									
F _{t,Ed}	3.06 kN									

La verifica è soddisfatta.

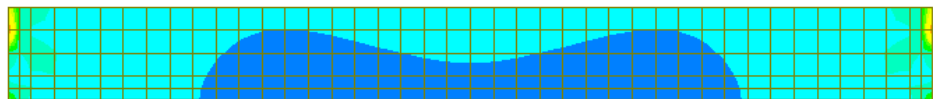
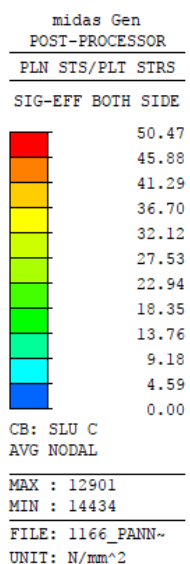
8.10 PANNELLO TIPO 8

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.40m$ (bxh) con telaio su 3 lati, incastrato in 4 punti e soggetto ad un carico di vento $q_c = 1.36 \text{ kN/m}^2$.



8.10.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 50.47 \text{ MPa} < 67.60 \text{ MPa}$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
Fz	40	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Qa	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
ag/g	0.122	-	con ag accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
Ss	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S _T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
Ta	0.210	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.80	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Sa	0.87	-	accelerazione massima adimensionalizzata
Fa	0.17	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C1	0.085	-	
T1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

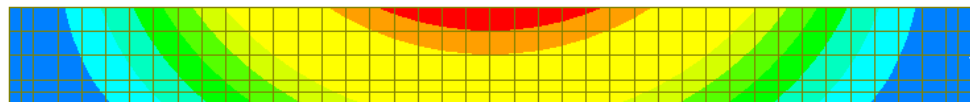
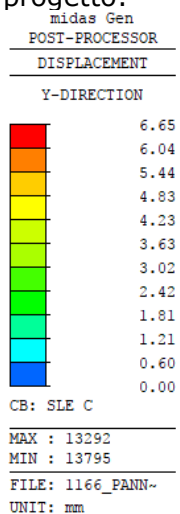
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.17 \text{ kN} < F_w = 1.36 \cdot 0.40 \cdot 4.00 = 2.18 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.10.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



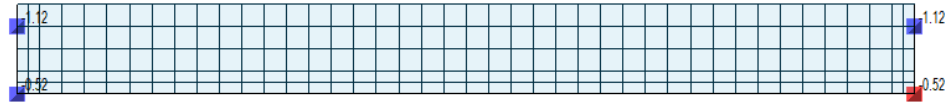
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 6.65 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.10.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

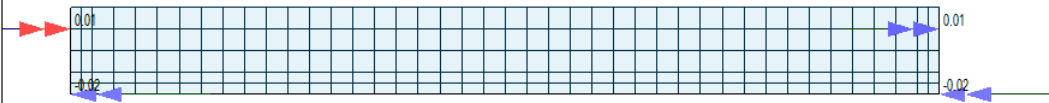
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 12516
FY: -1.12
MAX. REACTION
NODE= 13775
FY: -0.52
CB: SLU C
MAX : 13775
MIN : 12516
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

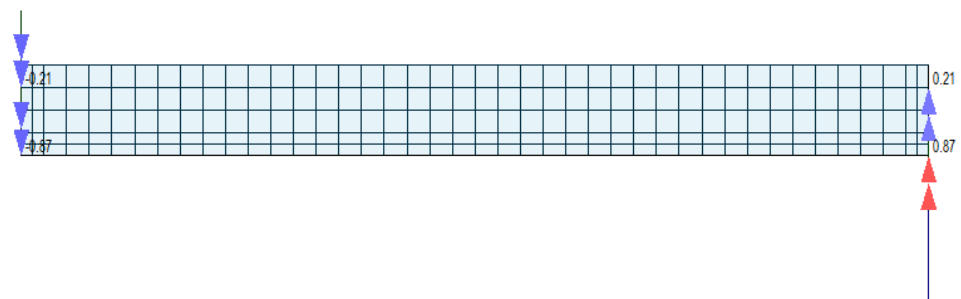
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 12347
MX: -0.02
MAX. REACTION
NODE= 12516
MX: 0.01
CB: SLU C
MAX : 12516
MIN : 12347
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 12347
MZ: -0.87
MAX. REACTION
NODE= 13775
MZ: 0.87
CB: SLU C
MAX : 13775
MIN : 12347
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1 mm ,

corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{0,87 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 137 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0,02 \cdot 10^6}{4,39 \cdot 10^3} = 5 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{5^2 + 3 \cdot 137^2} = 237 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{280}{1,05} = 267 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.10.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(70) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- a) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 23.60kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{0,87}{0,134} = 6,49 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$23,60 \cdot 0,74 = 17,46 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- b) Verifica della vite di contrasto

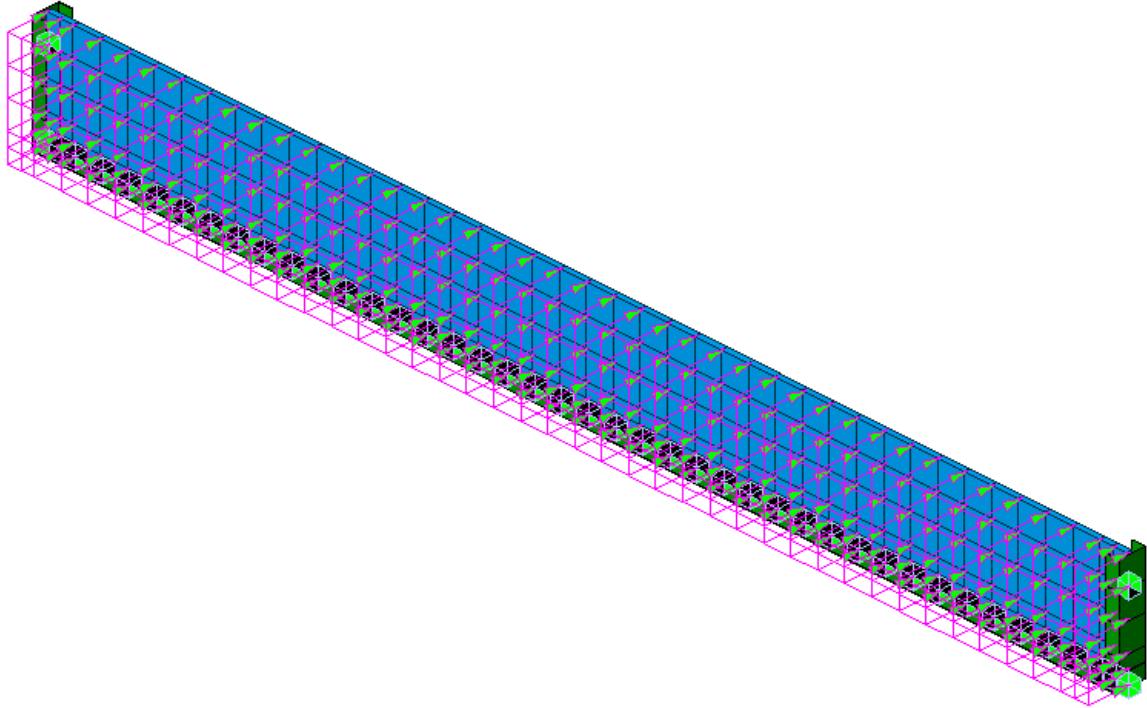
La verifica della vite M12 A4(70) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	70									
γM2	1,25									
F _{v,Ed}	6,49 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0,275</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0,012</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0,284</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0,275	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0,012	Combinata =	0,284
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0,275									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0,012									
Combinata =	0,284									
F _{t,Ed}	0,52 kN									

La verifica è soddisfatta.

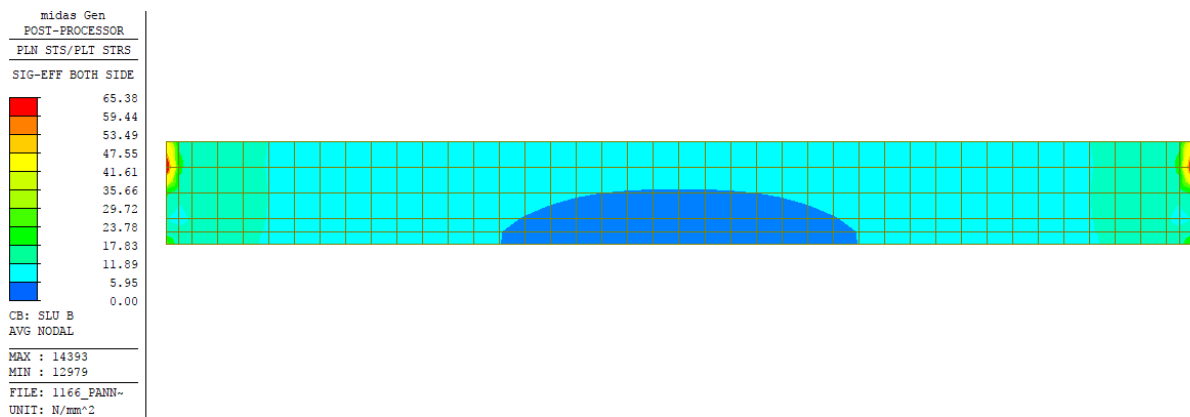
8.11 PANNELLO TIPO 9

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.40m$ (bxh) con telaio su 3 lati, incastrato in 4 punti e soggetto ad un carico di vento $q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$.



8.11.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 65.38 \text{ MPa} < 67.60 \text{ MPa}$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
Fz	40	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
Qa	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
ag/g	0.122	-	con ag accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
Ss	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S _T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
Ta	0.210	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.80	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Sa	0.87	-	accelerazione massima adimensionalizzata
Fa	0.17	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C1	0.085	-	
T1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

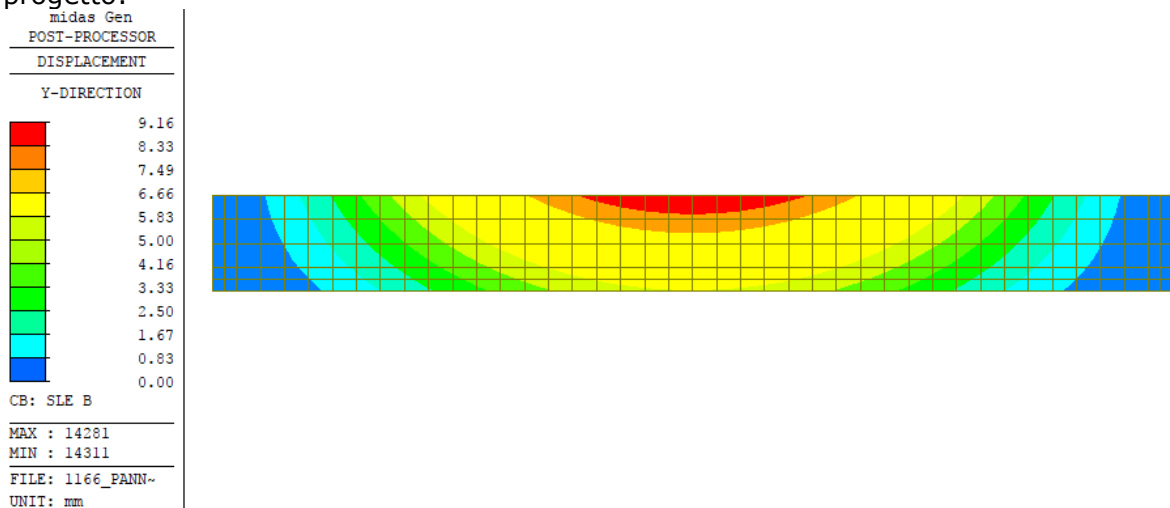
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.17 \text{ kN} < F_w = 2.24 \cdot 0.40 \cdot 4.00 = 3.58 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.11.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:



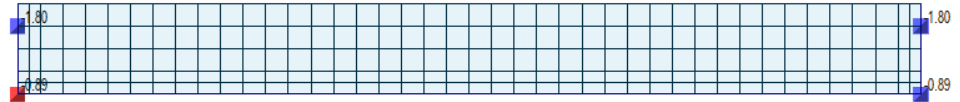
Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 9.16 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.11.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.15/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

Forza orizzontale F_y :

```

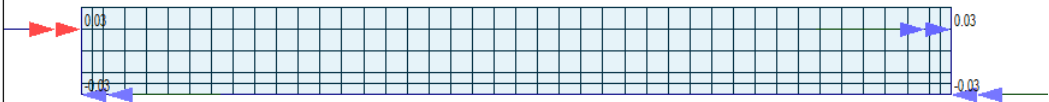
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 13967
FY: -1.80
MAX. REACTION
NODE= 13798
FY: -0.89
CB: SLU B
MAX : 13798
MIN : 13967
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN
    
```



Momento flettente M_x :

```

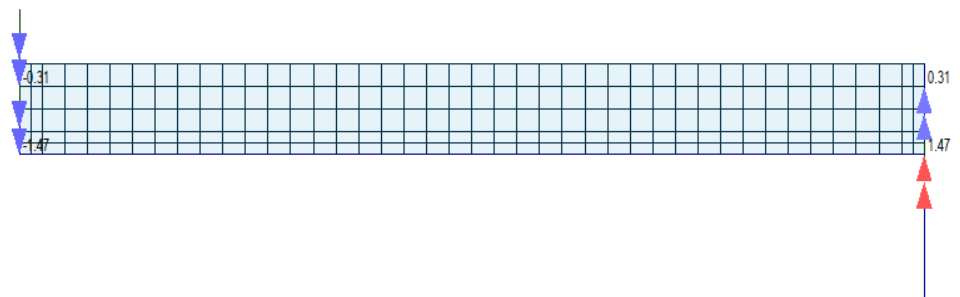
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 13798
MX: -0.03
MAX. REACTION
NODE= 13967
MX: 0.03
CB: SLU B
MAX : 13967
MIN : 13798
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



Momento torcente M_z :

```

midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 13798
MZ: -1.47
MAX. REACTION
NODE= 14302
MZ: 1.47
CB: SLU B
MAX : 14302
MIN : 13798
FILE: 1166_PANN~
UNIT: kN*m
    
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni 63.5x50mm e spessore 1.5mm,

corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.47 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 154 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.

Per quanto riguarda la tensione prodotta dal momento flettente si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{Ed}} = \frac{0.03 \cdot 10^6}{6.42 \cdot 10^3} = 5 \text{ MPa}$$

Poiché:

$$\sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{5^2 + 3 \cdot 154^2} = 267 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{320}{1.05} = 305 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.11.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(70) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

- c) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 23.60kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.47}{0.134} = 10.97 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$23.60 \cdot 0.74 = 17.46 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

- d) Verifica della vite di contrasto

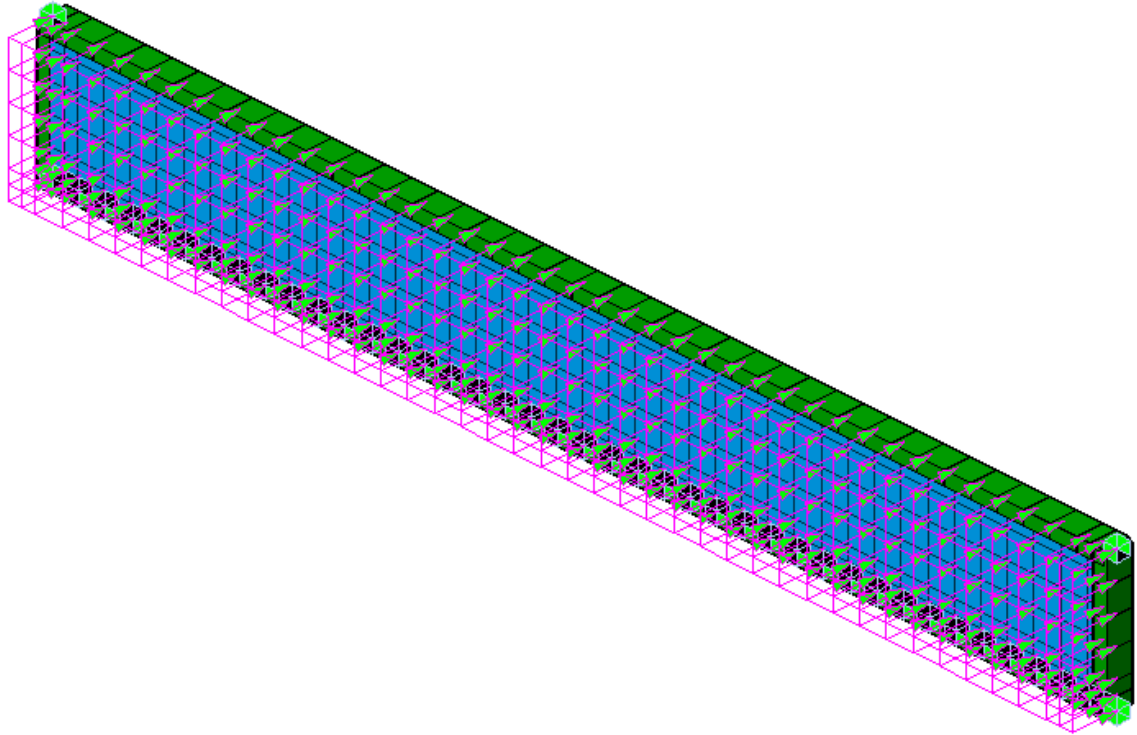
La verifica della vite M12 A4(70) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione										
Tipologia	NORMALE									
Φ vite	12	mm								
Classe	70									
γM2	1.25									
F _{v,Ed}	10.97 kN	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verifiche</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =</td> <td>0.465</td> </tr> <tr> <td>F_{t,Ed}/F_{t,Rd} =</td> <td>0.021</td> </tr> <tr> <td>Combinata =</td> <td>0.480</td> </tr> </tbody> </table>	Verifiche		F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.465	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.021	Combinata =	0.480
Verifiche										
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.465									
F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.021									
Combinata =	0.480									
F _{t,Ed}	0.89 kN									

La verifica è soddisfatta.

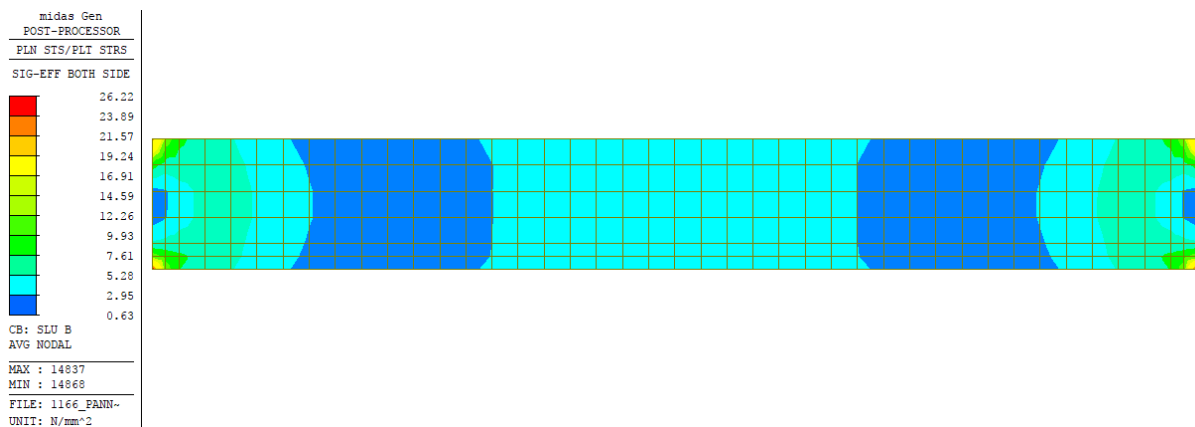
8.12 PANNELLO TIPO 10

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.50m$ (bxh) con telaio su 4 lati, incastrato in 4 punti e soggetto ad un carico di vento $q_B = 2.24 kN/m^2$.



8.12.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riporta la mappa cromatica delle tensioni nella vetrata soggetta ai carichi di progetto:



Poiché la tensione massima vale $\sigma_{Ed,max} = 26.22MPa < 67.60MPa$, la verifica è soddisfatta.

Nei calcoli non viene tenuto conto dell'azione orizzontale derivante dal sisma in quanto si assume più gravosa quella prodotta dal vento. Risulta infatti che la forza F_a del sisma vale:

CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI NON STRUTTURALI			
secondo D.M. 14.01.2008 - §7.2.3			
F_z	40	kg	reazione verticale sul supporto
Elemento	Tramezzature e facciate		
q_a	2.0	-	fattore di struttura dell'elemento
a_g/g	0.122	-	con a_g accelerazione massima del terreno su sottosuolo tipo A nello Stato Limite in esame
S_s	1.5	-	coefficiente di amplificazione stratigrafica
S_T	1	-	coefficiente di amplificazione topografica
S	1.5	-	coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
T_a	0.210	sec	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata
Z	5.80	m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
S_a	0.87	-	accelerazione massima adimensionalizzata
F_a	0.17	kN	forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole
Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione			
H	6.00	m	altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione
Tipologia strutturale	Costruzioni con struttura a telaio in acciaio		
C_1	0.085	-	
T_1	0.326	sec	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione desiderata

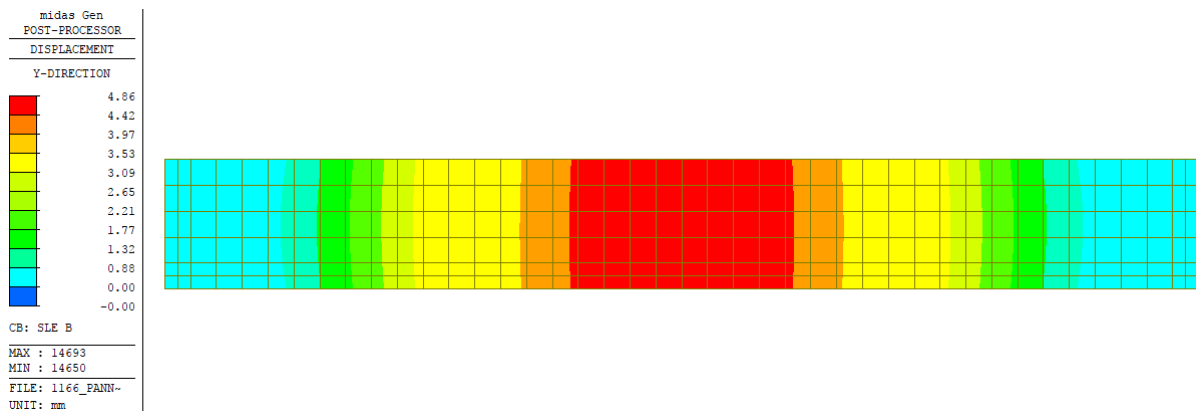
Valutando il carico concentrato sulla singola lastra si ottiene:

$$F_a = 0.17 \text{ kN} < F_w = 2.24 \cdot 0.50 \cdot 4.00 = 4.48 \text{ kN}$$

Pertanto l'azione sismica è trascurabile in quanto inferiore a quella del vento.

8.12.2 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Si riporta la mappa cromatica degli spostamenti della vetrata soggetta ai carichi di progetto:

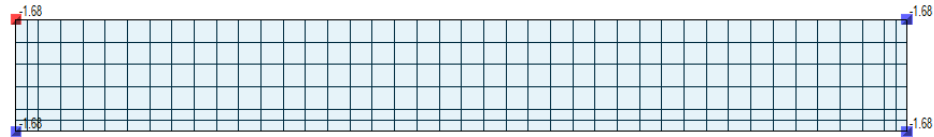


Poiché lo spostamento massimo vale $\delta_{max} = 4.86 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, la verifica è soddisfatta.

8.12.3 VERIFICA DI RESISTENZA DEL TELAIO SP.10/10
Si riportano le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di vincolo.

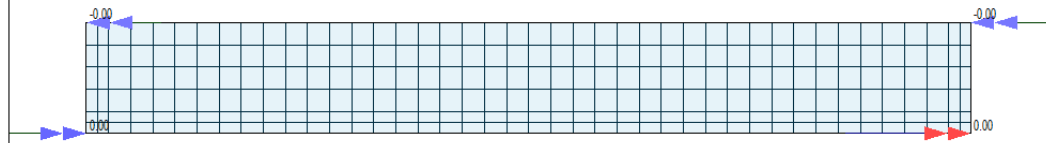
Forza orizzontale F_y :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
FORCE-Y
MIN. REACTION
NODE= 14314
FY: -1.68
MAX. REACTION
NODE= 14831
FY: -1.68
CB: SLU B
MAX : 14831
MIN : 14314
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN
```



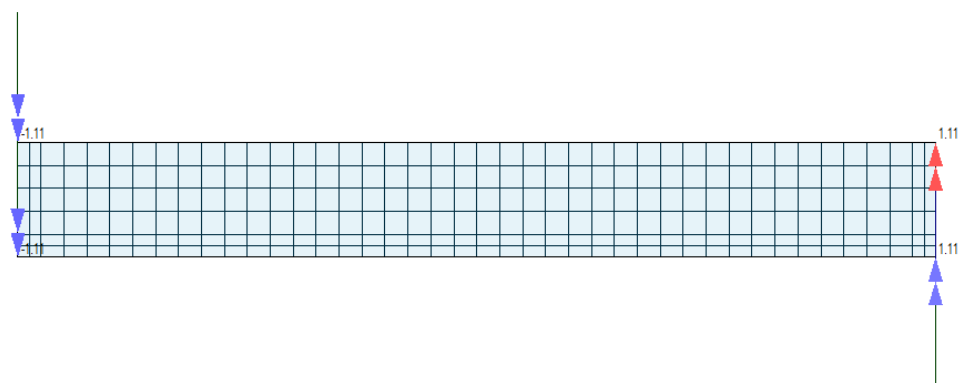
Momento flettente M_x :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-X
MIN. REACTION
NODE= 14831
MX: -0.00
MAX. REACTION
NODE= 14818
MX: 0.00
CB: SLU B
MAX : 14818
MIN : 14831
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
```



Momento torcente M_z :

```
midas Gen
POST-PROCESSOR
REACTION FORCE
MOMENT-Z
MIN. REACTION
NODE= 14831
MZ: -1.11
MAX. REACTION
NODE= 14914
MZ: 1.11
CB: SLU B
MAX : 14914
MIN : 14831
FILE: 1166_PANN-
UNIT: kN*m
```



La tensione sollecitante data al momento torcente del profilo viene calcolata considerando una sezione rettangolare di dimensioni $63.5 \times 50 \text{ mm}$ e spessore 1 mm , corrispondente alla sezione resistente nel punto di ancoraggio data al profilo pressopiegato e dall'elemento a C di rinforzo:

$$\tau_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{2\Omega \cdot s} = \frac{1.11 \cdot 10^6}{2\Omega \cdot s} = 174 \text{ MPa}$$

dove s è lo spessore e Ω è l'area sottesa dal profilo.
 Poiché:

$$\sqrt{3} \cdot \tau_{Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \sqrt{3} \cdot 174 = 303 \text{ MPa} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{320}{1.05} = 305 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

8.12.4 VERIFICA DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Il sistema di ancoraggio del pannello vetrato prevede un meccanismo ad attrito formato da una vite M12 A4(70) a contrasto con l'ala del montante e bullonato al profilo pressopiegato del telaio rinforzato con un elemento a C.

e) Verifica della tensione di contatto vite - ala montante

La verifica è soddisfatta qualora sia rispettata la seguente disequazione:

$$F_{v,Rd} \cdot \mu \geq F_{Ed}$$

dove $F_{v,Rd}$ è la resistenza a taglio della vite (pari a 23.60kN), μ è il coefficiente di attrito statico (pari a 0.74 per superfici acciaio-acciaio) e F_{Ed} è la forza sollecitante, data dal momento torcente diviso per la distanza interna tra le ali di una HEA160:

$$F_{Ed} = \frac{M_{z,Ed}}{d} = \frac{1.11}{0.134} = 8.28 \text{ kN}$$

Si ricava:

$$23.60 \cdot 0.74 = 17.46 \text{ kN} > F_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

f) Verifica della vite di contrasto

La verifica della vite M12 A4(70) riporta il seguente risultato:

Resistenza delle viti inox austenitico - rottura a taglio e trazione			
Tipologia	NORMALE		
Φ vite	12	mm	
Classe	70		
γM2	1.25		
		Verifiche	
F _{v,Ed}	8.28 kN	F _{v,Ed} /F _{v,Rd} =	0.351
F _{t,Ed}	1.68 kN	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} =	0.040
		Combinata =	0.379

La verifica è soddisfatta.

8.13 VERIFICA ALL'IMPATTO CAUSATO DA PIETRE

I dispositivi per la riduzione del rumore posizionati lungo le strade sono esposti ad impatti causati da pietre sollevate dalla superficie della strada. Ai fini di garantire la resistenza all'impatto, la norma UNI EN 1794-1:2011 prevede l'esecuzione della prova di seguito riportata:

C.2	Requisiti Quando si effettua la prova in conformità al punto C.3: a) deve essere utilizzato un battitore in acciaio indurito dalle dimensioni indicate nella figura C.1; b) l'energia d'impatto del martello deve essere di 30 Nm \pm 1 Nm; c) i danneggiamenti devono essere confinati alle parti più esterne della costruzione e gli elementi interni non devono subire danneggiamenti o venire spostati dagli urti; d) il battitore non deve penetrare la parete esterna di elementi cavi, ma un danneggiamento localizzato in forma di fenditure che non superino i 50 mm di lunghezza è accettabile; e) un danneggiamento minore alla superficie di materiali fragili, sotto forma di crateri (da dove i frammenti si sono staccati) è accettabile, purché la profondità di ogni cratere sia minore dello spessore della parete esterna o al valore di 20 mm, a seconda di quale valore sia minore.
C.3	Metodo di prova
C.3.1	L'impatto causato da pietre deve essere simulato tramite prova con un martello meccanico, come descritto dal punto C.3.2 al punto C.3.4.
C.3.2	Le prove devono essere condotte come espresso nei seguenti tre punti, entro un'area di prova delimitata da un margine di 125 mm attorno ai lati del pannello di prova, su ogni faccia esposta come illustrato nella figura C.2: a) vicino ad un angolo dell'area di prova; b) vicino al centro dell'area di prova; c) in un altro punto entro l'area di prova, scelto a caso.
C.3.3	La posizione esatta dei punti che devono essere sottoposti a prova deve essere scelta in modo da essere rappresentativa dell'intero pannello, evitando le coste o altre evidenti zone di forza locale.
C.3.4	Pannelli di prova costituiti da materiali che diventano fragili a basse temperature devono essere tenuti a -20 °C per 2 h prima di essere sottoposti a prova per impatto. <i>Nota</i> Si dovrebbero prendere precauzioni al fine di evitare che il martello attraversi completamente il dispositivo sottoposto a prova, se questa dovesse fallire completamente. Al fine di assicurare la sicurezza dell'operatore dovrebbe essere posizionato un solido appoggio sotto il dispositivo approssimativamente a 50 mm, in posizione opposta rispetto al punto d'impatto.

figura C.2 Punti di riferimento per le prove di impatto

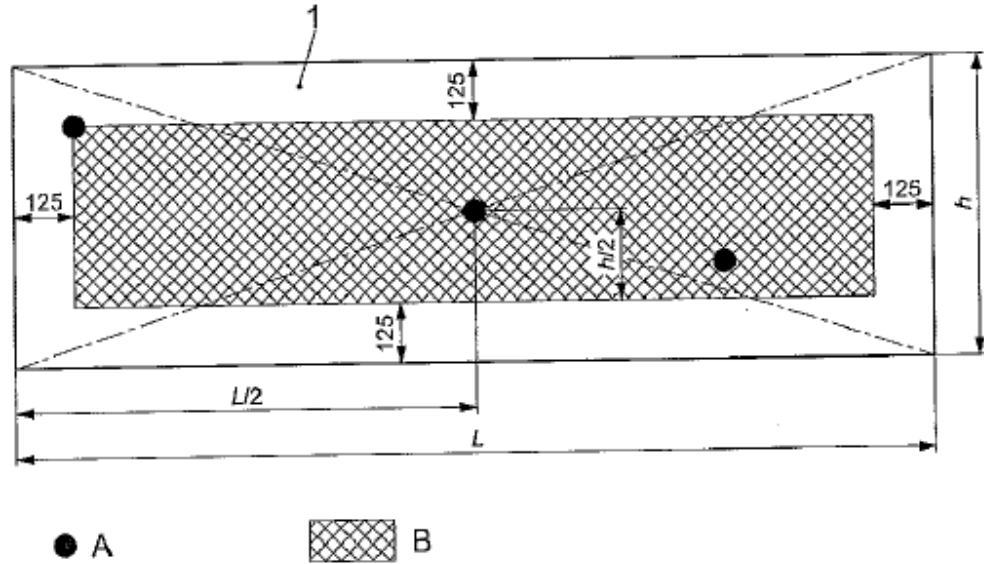
Legenda

1 Elemento montato in posizione verticale come nell'uso

A Punti per la prova di impatto

B Area per la prova di impatto

Dimensioni in millimetri



I certificati di prova sono riportati in allegato alla relazione di calcolo.

8.14 TABELLA RIASSUNTIVA DELLE CONFIGURAZIONI

A valle delle verifiche di resistenza e deformazione eseguite, si riporta una tabella riassuntiva con le caratteristiche del telaio e del sistema di ancoraggio in relazione alla tipologia di pannello:

	Ambito	Geometria telaio	Acciaio telaio	Sistema di ancoraggio	Classe bulloni
Pannello tipo 1	1A	Vincolato su 3 lati sp. 15/10	S 320 GD	3+3 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 2	1A	Vincolato su 3 lati sp. 15/10	S 280 GD	2+2 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 3	1A	Vincolato su 2 lati sp. 10/10	S 280 GD	2+2 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 4	1A	Vincolato su 3 lati sp. 20/10	S 280 GD	2+2 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 5	1A	Vincolato su 3 lati sp. 20/10	S 350 GD	3+3 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 6	1A	Vincolato su 2 lati sp. 15/10	S 320 GD	2+2 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 7	1A	Vincolato su 2 lati sp. 10/10	S 280 GD	2+2 vincoli	M12 A4-80
Pannello tipo 8	1B	Vincolato su 3 lati sp. 10/10	S 280 GD	2+2 vincoli	M12 A4-70
Pannello tipo 9	1B	Vincolato su 3 lati sp. 15/10	S 320 GD	2+2 vincoli	M12 A4-70
Pannello tipo 10	1B	Vincolato su 4 lati sp. 10/10	S 320 GD	2+2 vincoli	M12 A4-70

9 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PANNELLI MODULARI

Le verifiche sono condotte considerando la condizione più critica in relazione alle dimensioni del pannello e agli "effetti di bordo" del vento per i due ambiti di applicazione.

	Ambito	Dimensioni (b x h)	Carico vento [kN/m ²]
Pannello tipo 11	1A	4.00 x 0.50 m	q _D = 0.96 kN/m ²
Pannello tipo 12	1A	4.00 x 0.50 m	q _B = 2.24 kN/m ²
Pannello tipo 13	1A	2.50 x 0.50 m	q _A = 2.72 kN/m ²
Pannello tipo 14	2	4.00 x 0.50 m	q _B = 2.60 kN/m ²
Pannello tipo 15	2	3.25 x 0.50 m	q _A = 3.14 kN/m ²

9.1 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI SEMIGUSCI

I semigusci di spessore 1.5mm hanno altezza di 0.50m e lunghezza variabile in funzione dell'interasse dei montanti tra cui sono installati. Sono realizzati in alluminio 5754 stato fisico H22, le cui caratteristiche meccaniche vengono riportate di seguito:

Stato fisico	Spessore specifico mm		R _m MPa		R _{p0.2} MPa		Elasticità min. %		Raggio di curvatura		Durezza HBW ^a
	over	up to	min.	max.	min.	max.	A _{50mm}	A	180°	90°	
O/H111	0,2	0,5	190	240	80		12		0,5 t	0 t	52
	0,5	1,5	190	240	80		14		0,5 t	0,5 t	52
	1,5	3,0	190	240	80		16		1,0 t	1,0 t	52
	3,0	6,0	190	240	80		18		1,0 t	1,0 t	52
	6,0	12,5	190	240	80		18			2,0 t	52
	12,5	100,0	190	240	80						52
H18	0,2	0,5	290		250		1				88
	0,5	1,5	290		250		2				88
	1,5	3,0	290		250		2				88
H22/H32	0,2	0,5	220	270	130		7		1,5 t	0,5 t	63
	0,5	1,5	220	270	130		8		1,5 t	1,0 t	63
	1,5	3,0	220	270	130		10		2,0 t	1,5 t	63
	3,0	6,0	220	270	130		11			1,5 t	63
	6,0	12,5	220	270	130		10			2,5 t	63
	12,5	40,0	200	270	130			9			63

Poiché:

$$I = \sum \frac{s \cdot h^3}{12} + \sum (h \cdot s) \cdot d = 2 \cdot \frac{0.15 \cdot 50^3}{12} = 3125 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{I}{b} = \frac{3125}{6} = 520 \text{ cm}^3$$

Si ricava la resistenza di progetto per flessione:

$$M_{Rd} = \min(M_{c,Rd}, M_{u,Rd}) = \min\left(\alpha \frac{W_{sl} \cdot f_0}{\gamma_{M1}}, \frac{W_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right) = \min\left(\frac{520 \cdot 130}{1.10} \cdot 10^{-3}, \frac{520 \cdot 220}{1.25} \cdot 10^{-3}\right) = 61 \text{ kNm}$$

Mentre la resistenza di progetto a taglio vale:

$$V_{Rd} = A_v \frac{f_0}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = (2 \cdot 1.5 \cdot 500) \frac{130}{\sqrt{3} \cdot 1.10} \cdot 10^{-3} = 102 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda le deformazioni, lo spostamento massimo ammissibile è definito in accordo con quanto riportato nella *UNI EN 1794-1:2011*:

A.3.3.2 Dispositivi verticali per la riduzione del rumore

- a) La deformazione elastica massima d_{hmax} , in millimetri, dovuta a flessione sotto il carico del vento di progetto deve essere minore di:

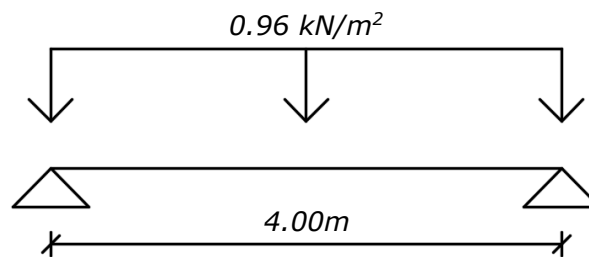
$$d_{hmax} = \min \left(\frac{L_A}{40}, 50 \text{ mm} \right) \text{ per } L_A \leq 5 \text{ m}$$

$$d_{hmax} = \frac{L_A}{100} \text{ per } L_A > 5 \text{ m}$$

dove L_A rappresenta la lunghezza libera maggiore degli elementi acustici, in millimetri.

9.2 PANNELLO TIPO 11

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.50\text{m}$ (Lxh) appoggiato sui due lati verticali e soggetto ad un carico di vento di $q_D = 0.96 \text{ kN/m}^2$:



9.2.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Le sollecitazioni agenti sul pannello sono le seguenti:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 0.96 \cdot 0.50) \cdot 4^2}{8} = 1.44 \text{ kNm} < M_{Rd}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{(1.5 \cdot 0.96 \cdot 0.50) \cdot 4}{2} = 1.44 \text{ kN} < V_{Rd}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

9.2.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione massima a cui è soggetto il pannello vale:

$$\delta_{V,Ed} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \frac{(0.96 \cdot 0.50) \cdot 4000^4}{7 \cdot 10^4 \cdot I} = 0.2 \text{ mm}$$

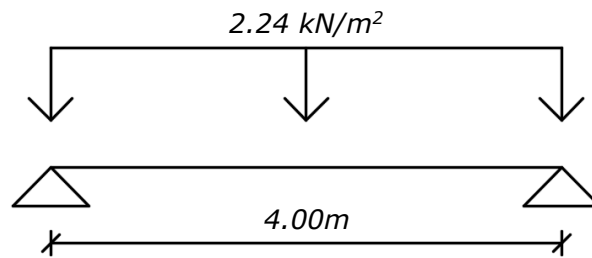
Poichè la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$\delta_{V,amm} = \min \left(\frac{L_A}{40}; 50\text{mm} \right) = \min \left(\frac{4000}{40}; 50\text{mm} \right) = 50 \text{ mm} > \delta_{V,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

9.3 PANNELLO TIPO 12

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.50m$ (Lxh) appoggiato sui due lati verticali e soggetto ad un carico di vento di $q_B = 2.24 \text{ kN/m}^2$:



9.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Le sollecitazioni agenti sul pannello sono le seguenti:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 2.24 \cdot 0.50) \cdot 4^2}{8} = 3.36 \text{ kNm} < M_{Rd}$$
$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{(1.5 \cdot 2.24 \cdot 0.50) \cdot 4}{2} = 3.36 \text{ kN} < V_{Rd}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

9.3.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione massima a cui è soggetto il pannello vale:

$$\delta_{v,Ed} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \frac{(2.24 \cdot 0.50) \cdot 4000^4}{7 \cdot 10^4 \cdot I} = 0.4 \text{ mm}$$

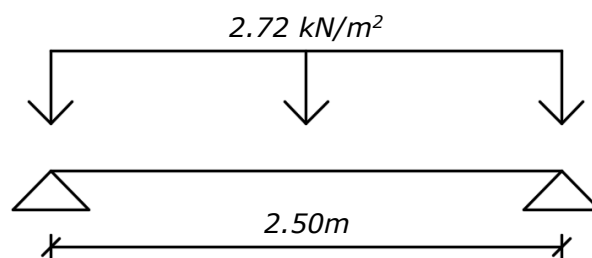
Poichè la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$\delta_{v,amm} = \min\left(\frac{L_A}{40}; 50\text{mm}\right) = \min\left(\frac{4000}{40}; 50\text{mm}\right) = 50 \text{ mm} > \delta_{v,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

9.4 PANNELLO TIPO 13

Si considera un pannello di dimensioni $2.50 \times 0.50m$ (Lxh) appoggiato sui due lati verticali e soggetto ad un carico di vento di $q_A = 2.72 \text{ kN/m}^2$:



9.4.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Le sollecitazioni agenti sul pannello sono le seguenti:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 2.72 \cdot 0.50) \cdot 2.5^2}{8} = 1.59 \text{ kNm} < M_{Rd}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{(1.5 \cdot 2.72 \cdot 0.50) \cdot 2.5}{2} = 2.55 \text{ kN} < V_{Rd}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

9.4.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione massima a cui è soggetto il pannello vale:

$$\delta_{V,Ed} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \frac{(2.72 \cdot 0.50) \cdot 2500^4}{7 \cdot 10^4 \cdot I} = 0.1 \text{ mm}$$

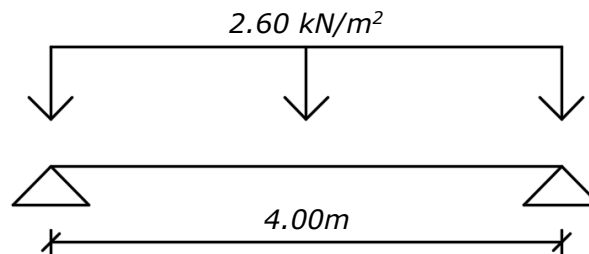
Poichè la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$\delta_{V,amm} = \min\left(\frac{L_A}{40}; 50\text{mm}\right) = \min\left(\frac{2500}{40}; 50\text{mm}\right) = 50 \text{ mm} > \delta_{V,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

9.5 PANNELLO TIPO 14

Si considera un pannello di dimensioni $4.00 \times 0.50\text{m}$ (Lxh) appoggiato sui due lati verticali e soggetto ad un carico di vento di $q_B = 2.60 \text{ kN/m}^2$:



9.5.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Le sollecitazioni agenti sul pannello sono le seguenti:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 2.60 \cdot 0.50) \cdot 4^2}{8} = 3.90 \text{ kNm} < M_{Rd}$$

$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{(1.5 \cdot 2.60 \cdot 0.50) \cdot 4}{2} = 3.90 \text{ kN} < V_{Rd}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

9.5.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione massima a cui è soggetto il pannello vale:

$$\delta_{V,Ed} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \frac{(2.60 \cdot 0.50) \cdot 4000^4}{7 \cdot 10^4 \cdot I} = 0.4 \text{ mm}$$

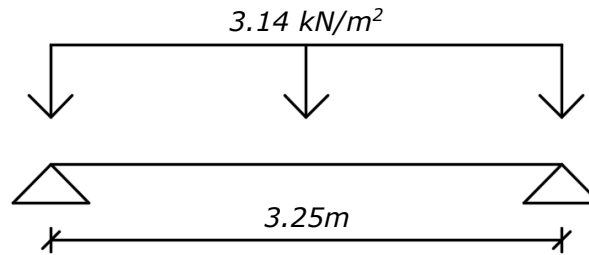
Poichè la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$\delta_{V,amm} = \min\left(\frac{L_A}{40}; 50mm\right) = \min\left(\frac{4000}{40}; 50mm\right) = 50 \text{ mm} > \delta_{V,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

9.6 PANNELLO TIPO 15

Si considera un pannello di dimensioni $3.25 \times 0.50m$ (Lxh) appoggiato sui due lati verticali e soggetto ad un carico di vento di $q_A = 3.14 \text{ kN/m}^2$:



9.6.1 VERIFICA DI RESISTENZA

Le sollecitazioni agenti sul pannello sono le seguenti:

$$M_{Ed} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{(1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.50) \cdot 3.25^2}{8} = 3.11 \text{ kNm} < M_{Rd}$$
$$V_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{(1.5 \cdot 3.14 \cdot 0.50) \cdot 3.25}{2} = 3.83 \text{ kN} < V_{Rd}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

9.6.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE

La deformazione massima a cui è soggetto il pannello vale:

$$\delta_{V,Ed} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I} = \frac{1}{384} \frac{(3.14 \cdot 0.50) \cdot 3250^4}{7 \cdot 10^4 \cdot I} = 0.2 \text{ mm}$$

Poichè la massima deformazione elastica ammessa sotto il carico del vento è pari a:

$$\delta_{V,amm} = \min\left(\frac{L_A}{40}; 50mm\right) = \min\left(\frac{3250}{40}; 50mm\right) = 50 \text{ mm} > \delta_{V,Ed}$$

La verifica è soddisfatta.

RAPPORTO DI PROVA N. 349002

(il presente rapporto di prova annulla e sostituisce il rapporto di prova n. 320494 emesso da Istituto Giordano in data 28/11/2014)

Luogo e data di emissione: Bellaria-Igea Marina - Italia, 15/02/2018

Committente: CIR AMBIENTE S.p.A. - Via Molino Rosso, 3-3/a - 40026 IMOLA (BO) - Italia

Data della richiesta della prova: 19/11/2014

Numero e data della commessa: 64902, 19/11/2014

Data del ricevimento del campione: 19/11/2014

Data dell'esecuzione della prova: 21/11/2014

Oggetto della prova: determinazione della resistenza all'urto da pietrisco di porzione di barriera antirumore secondo la norma UNI EN 1794-1:2011

Luogo della prova: Istituto Giordano S.p.A. - Via Erbosa, 72 - 47043 Gatteo (FC) - Italia

Provenienza del campione: campionato e fornito dal Committente

Identificazione del campione in accettazione: n. 2014/2352

Denominazione del campione*.

Il campione sottoposto a prova è denominato "CIR CRISTAL 8+1,52+8S".

(*) secondo le dichiarazioni del Committente.

Comp. AV
Revis. AB

Il presente rapporto di prova è composto da n. 6 fogli.

Foglio
n. 1 di 6

Descrizione del campione*.

Il campione sottoposto a prova è costituito da un pannello modulare "CIR CRISTAL 8+1,52+8S" utilizzato per la realizzazione di barriere antirumore, avente le caratteristiche fisiche riportate nella tabella seguente.

Altezza nominale	1000 mm
Larghezza nominale	1460 mm
Spessore nominale telaio	100 mm
Spessore nominale vetro	17,52 mm

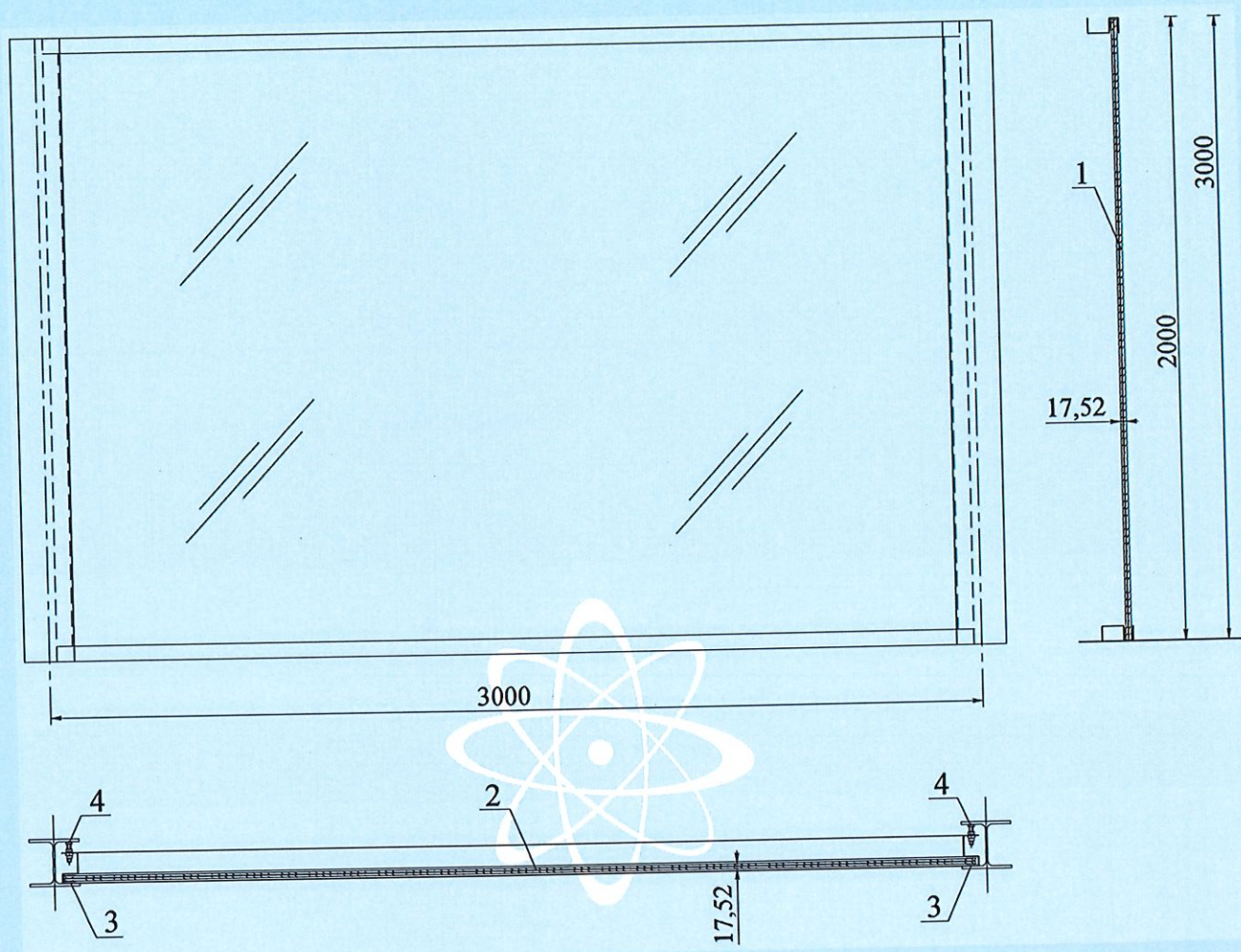
Il pannello modulare, in particolare, è costituito da una vetrata stratificata, spessore nominale 17,52 mm, formata da n. 2 lastre di vetro temprato, spessore nominale 8 mm ciascuno, con interposta una pellicola in PVB, spessore nominale 1,52 mm, contornata da una guarnizione in EPDM e trattenuta sulla struttura portante da un telaio metallico perimetrale.

La vetrata stratificata è vincolata al montante attraverso una tipologia di attacco che provvede anche alla riduzione della gola in funzione del tipo di profilato, tramite elementi di appoggio regolabili con gambo in acciaio M12, in quantità variabile a seconda dell'altezza del profilo.

Il campione è prodotto dal Committente ed è stato assemblato a cura del personale dell'Istituto Giordano senza subire alcun danneggiamento.

(*) secondo le dichiarazioni del Committente.

DISEGNI SCHEMATICI FORNITI DAL COMMITTENTE
DEL PANNELLO MODULARE IN FORMATO DIMENSIONALE
STANDARD "CIR CRISTAL 8+1,52+8S"



Legenda

Simbolo	Descrizione
1	Pannello modulare "CIR CRISTAL 8+1,52+8S"
2	Vetrata stratificata, spessore nominale 17,52 mm
3	Guarnizione in EPDM
4	Profilo metallico strutturale



Fotografia del campione con il percussore sulla superficie soggetta all'urto.

Riferimenti normativi.

La prova è stata eseguita secondo le prescrizioni della norma UNI EN 1794-1:2011 del 16/06/2011 "Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità", appendice C "Impatto causato da pietre".

Apparecchiatura di prova.

Per l'esecuzione della prova è stata utilizzata la seguente apparecchiatura:

- percussore, massa totale 2 kg, in acciaio inox di forma cilindrica, diametro 35 mm e lunghezza 260 mm, con superficie di impatto sferica, profondità 2,6 mm (codice di identificazione interno AV 85);
- sistema di sgancio manuale su guida a tubo in acciaio inox;
- calibro di profondità a corsoio a nonio in acciaio inox della ditta SEB, precisione 0,05 mm, (codice di identificazione interno AV 58);
- accessori di completamento.

Modalità della prova.

Altezza di caduta	1,50 m
Massa del percussore	2,04 kg
Punti di impatto	n. 4 sulla superficie esposta al traffico stradale
Energia dell'urto	30,0 N·m

Condizioni ambientali al momento della prova.

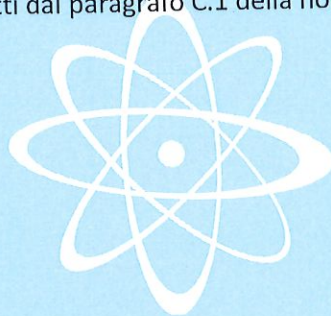
Temperatura ambiente media	(20 ± 3) °C
Umidità relativa	(50 ± 5) %

Risultati della prova.

Posizione dell'impatto	Esito
Urto vicino ad uno spigolo	Nessun effetto visibile
Urto centrale	Nessun effetto visibile
Urto parallelo ed adiacente al lato corto del telaio	Nessun effetto visibile
Urto parallelo ed adiacente al lato lungo del telaio	Nessun effetto visibile

Conclusioni.

Il campione soddisfa i requisiti descritti dal paragrafo C.1 della norma di riferimento.



Il Responsabile
Tecnico di Prova
(Dott. Andrea Bruschi)

Andrea Bruschi

Il Responsabile del Laboratorio
di Edilizia (Security and Safety)
(Dott. Andrea Bruschi)

Andrea Bruschi

L'Amministratore Delegato
(Dott. Arch. Sara Lorenza Giordano)

Sara Lorenza Giordano
Firmato digitalmente da SARA LORENZA GIORDANO



Spett.le

Cir Ambiente S.p.a.

Via Molino Rosso, 3-3A

40026 IMOLA (BO)

ISTITUTO GIORDANO S.p.A.

**Parere tecnico sulla estendibilità dei risultati di resistenza all'urto da pietrisco su pannellatura modulare
denominata "CIR CRISTAL 8+1,52+8S"**

Con la presente si riporta il parere tecnico sulla estendibilità dei valori di resistenza all'urto da pietrisco rilevata su una porzione di barriera antirumore costituita da pannelli modulari vetrati denominati "CIR CRISTAL 8+1,52+8S" ad una barriera antirumore costituita da pannelli modulari, anch'essi vetrati, denominati "CIR CRISTAL 10+1,52+10S". La prova è stata eseguita in data 21/11/2014 in accordo con la norma UNI EN 1794-1:2011, così come riportato nel rapporto di prova n. 320494 emesso in data 28/11/2014 e poi rimesso, per una errata corrige, con numero 349002 in data 15/02/2018.

Secondo le dichiarazioni del Committente i pannelli modulari denominati "CIR CRISTAL 10+1,52+10S" si distinguono da quelli denominati "CIR CRISTAL 8+1,52+8S" unicamente per il maggior spessore delle vetrate utilizzate, il campione è infatti costituito da una lastra vetrata sp. nominale 21,52 mm, formata da n° 2 lastre di sp. 10 mm ciascuna (di cui una stratificata-temperata lato autostrada e una indurita lato campagna), con interposta una pellicola in PVB avente spessore nominale 1,52 mm. Si tratta quindi di una variazione che incide positivamente sulle caratteristiche meccaniche di resistenza all'urto da pietrisco del pannello modulare.

Si può quindi affermare che la conformità ai requisiti descritti dal paragrafo C.1 della norma di riferimento, rilevata sul pannello denominato "CIRCRISTAL 8+1,52+8S", possa essere estesa anche al pannello modulare denominato "CIRCRISTAL 10+1,52+10S".

Per quanto riguarda la descrizione del campione, i riferimenti normativi, le modalità della prova, le apparecchiature di prova, i risultati delle prove e quant'altro necessario all'identificazione dell'attività svolta si rimanda ai rapporti di prova o documenti emessi da questo Istituto.

Bellaria (RN), 16/02/2018

Istituto Giordano S.p.A.
(Dott. Andrea Bruschi)