PROVINCIA DI MODENA

Area Lavori Pubblici

Direttore Ing. Alessandro Manni

Servizio Lavori speciali Opere Pubbliche

telefono 059 209 623 fax 059 343 706
via J.Barozzi 340, 41124 Modena c.f. e p.i. 01375710363
centralino 059 209 111 www.provincia.modena.it provinciadimodena@cert.provincia.modena.it
Servizio Certificato UNI EN ISO 9001:2008 - Registrazione N. 3256 -A-

I.S.T.A.S. LAZZARO SPALLANZANI DI CASTELFRANCO EMILIA (MO)

POSIZIONAMENTO MODULI PREFABBRICATI AD USO LABORATORI

PROGETTO ESECUTIVO

RIFERIMENTO ELABORATO

PE012

RELAZIONE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

PROT. n°

CL.

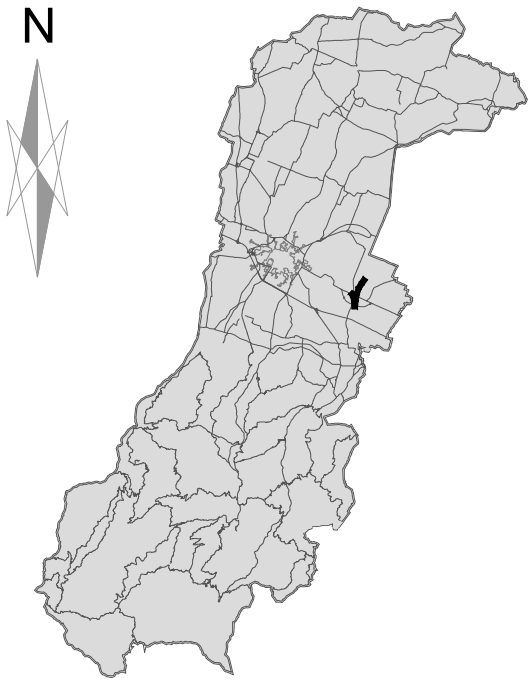
DEL

FASC. SUB

SCALA

DATA DICEMBRE 2016

revisione	data	descrizione	redatto	controllato	approvato



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Alessandro Manni

PROGETTISTA GENERALE

Ing. Daniele Gaudio

PROGETTISTA STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI

Ing. Vincenzo Chianese

CONSULENTE GEOLOGICO

Dott. geol. Luca Rossi

VISTO IL DIRETTORE DEI LAVORI

Amministrazione appaltante

RegioneEmilia-Romagna

Commissario Delegato
Emergenza sisma Regione Emilia-Romagna

Appalto

PROCEDURA APERTA DI LL.PP. PER LA PROGETTAZIONE, LA FORNITURA E POSA IN OPERA DI PREFABBRICATI MODULARI ABITATIVI RIMOVIBILI (PMAR)

Progetto Esecutivo

PREFABBRICATI MODULARI ABITATIVI RIMOVIBILI (PMAR)

Comune di **San Felice sul Panaro (Via Tassi)**

Provincia di Modena

LOTTO N. 10

Elaborato:	DOCUMENTI Relazione tecnica e di calcolo opere strutturali PMAR	tav. n° 10-R.02 scala:
00. Emissione		26 Ottobre 2012

R.T.I.:

Mandataria

coopsette

COOPSETTE SOC. COOP.
Via S. Biagio, 75
42024 Castelnovo Sotto (RE)
tel. +39 0522.961111
fax +39 0522.683401

Mandante

cmredile

CMR EDILE S.r.l.
Via Grandi, 1
42046 Reggiolo (RE)
tel. +39 0522.971521
fax +39 0522.971818

PROGETTAZIONE:

bininipartners

BININI PARTNERS S.r.l.
via Gazzata, 4
42121 Reggio Emilia
tel. +39.0522.580.578/586
fax +39.0522.580.557

Progettista architettonico, strutturale, impiantistico e responsabile del coordinamento e dell'integrazione fra le varie prestazioni specialistiche Coordinatore della Sicurezza in fase di Progettazione

ING. TIZIANO BININI
Ordine degli ing. di Reggio Emilia n.700

Il presente documento è riservato. E' vietata la riproduzione non autorizzata

Cremona (CR) 25/10/2012

Oggetto : **REGIONE EMILIA ROMAGNA**

COMMISSARIO DELEGATO EMERGENZA SISMA

PROGETTAZIONE ESECUTIVA PER LA FORNITURA E POSA IN OPERA

DI PREFABBRICATI MODULARI ABITATIVI RIMOVIBILI (PRAM)

LOTTO N°1°-COMUNE DI SAN FELICE SUL PANARO (MO)

Calcoli : **Dott.Ing. Pietro Scolari**

26100 Via Stenico 14 CREMONA – CR -

Dott. Ing. PIETRO SCOLARI
Via Stenico 14 - Cremona
Tel 0372 800357
n° 374 Ordine Ingegneri

LA PRESENTE RELAZIONE E' COMPOSTA
DA **22** PAGINE COMPRESA LA COPERTINA

INDICE

1. RIFERIMENTI LEGISLATIVI 3

2. MATERIALI 3

3. ANALISI DEI CARICHI 3

4. COMBINAZIONI DELLE AZIONI 11

5. VERIFICHE 12

5.1 Colonne Tubo Quadro 120x3 12

5.2 Trave di tetto IPE180 14

5.3 Trave di pianale IPE160 16

5.4 Puntone di piano IPE80 17

5.5 Diagonali di piano L40x4 18

5.6 Arcarecci C120x80x25x3 18

5.7 Controventi di tetto Piatto 40x4 19

5.8 Collegamento colonna – pianale 19

5.9 Collegamento travi di pianale 20

5.10 Deformazioni 21

1. RIFERIMENTI LEGISLATIVI

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:
Legge 05/11/1971, n.1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."
Legge 02/02/74, n.64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."
D.M. 14/02/92, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche."
D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche."
D.M. 16/01/1996, "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»."
Ordinanza n. 3274 del 20.03.2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata nel supplemento ordinario n. 72 alla Gazzetta Ufficiale - serie generale - n. 105 dell'8 maggio 2003."
Ordinanza n. 3316 del 02.10.2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri, "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003."
Circolare Min. LL.PP. 04/07/1996, "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»."
Circolare Min. LL.PP. 15/10/1996, "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche»."
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4.02.2008 suppl. ord. n° 30)
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (circolare n.617)

2. MATERIALI

Il materiale di tutti i laminati è S275 EN 10025 .

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 275N/mm^2$ e di rottura $f_{tk} = 430N/mm^2$

I bulloni sono di classe 8.8 UNI3740: $f_{yb} = 640N/mm^2$; $f_{ub} = 800N/mm^2$, con dadi classe 8.

3. ANALISI DEI CARICHI

- **Pesi propri**

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato tramite l'applicazione dell'accelerazione di gravità. Oltre a questo la struttura è caricata dai pannelli di copertura e dalla controsoffittatura che gravano sulla struttura del tetto. Per tener conto di ciò gli arcarecci sono stati caricati con $15kg/m^2$.

- **Vento**

altezza sul suolo =	3,2	m
Zona 2		
v ref =	25	m/s
a0 =	750	m
K0 =	0,02	1/s
Classe di rugosità del terreno	D	
Categoria di esposizione	II	
Kr =	0,19	

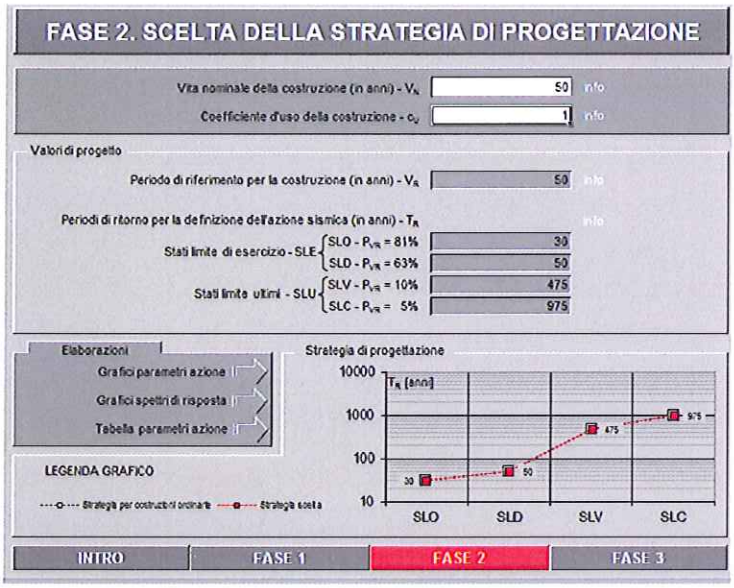
Z0 =	0,05	m
Z min =	4	m
ce =	1,801	
vref =	25	m/s
qref =	39,1	kg/m^2
p ref =	70,3	kg/m^2
carico vento sopravento =	56	kg/m^2
carico vento sottovento =	28	kg/m^2

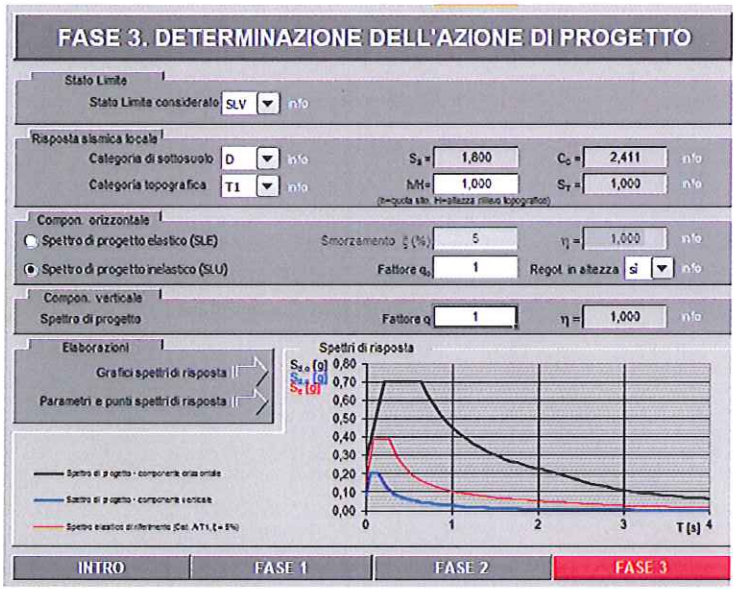
- **Neve**

I siti in cui sorgono i moduli abitativi sono situati a San Felice sul Panaro, in provincia di Modena e quindi in Zona 1 mediterranea. Il carico caratteristico della neve al suolo vale: $q_{sk} = 150 kg/m^2$. Essendo la copertura ad una falda, si applica un coefficiente $\mu_1 = 0{,}8$ per cui il carico applicato è pari a:
$q = 120 kg/m^2$.

- **Sisma**

Per il carico da sisma si considera l'ordinata massima dello spettri di risposta per i siti considerati (che risultano identici), ottenuti, a favore di sicurezza, per un terreno di tipo D e per un coefficiente di struttura unitario.





Per il calcolo delle forze sismiche si considerano i pesi propri della struttura e delle pannellatura di competenza della parte alta della stessa. La parte bassa dei pannelli di parete e delle colonne e il basamento non danno spinte sulle colonne. Si riportano nelle seguenti tabelle i calcoli delle spinte e dei momenti torcenti dovuti alle eccentricità accidentali. Per semplicità e a favore di sicurezza questi ultimi si prendono sempre con il loro valore (non moltiplicato per 0,3) e con versi concordi.

n°moduli	2	
pp pannello	15	kg/m^2
S(T)	0,7	g
pp FE	600	kg
tetto	450	kg
pareti	528	kg
TOTALE	1578	kg
H =	1105	kg
Hx =	276	kg
Hz int =	552	kg
Hz est =	276	kg
Lz =	6	m
Lx =	5	m
ex =	30	cm
ez =	25	cm
Tx =	33.138	kg.cm
Tz =	27.615	kg.cm
Hx =	55	kg
Hz =	55	kg

n°moduli	3	
pp pannello	15	kg/m^2
S(T)	0,7	g
pp FE	850	kg
tetto	675	kg
pareti	648	kg
TOTALE	2173	kg
H =	1521	kg
Hx =	380	kg
Hz int =	507	kg
Hz est =	254	kg
Lz =	6	m
Lx =	7,5	m
ex =	30	cm
ez =	37,5	cm
Tx =	45.633	kg.cm
Tz =	57.041	kg.cm
Hx =	76	kg
Hz =	76	kg

n°moduli	4	
pp pannello	15	kg/m^2
S(T)	0,7	g
pp FE	1060	kg
tetto	900	kg
pareti	768	kg
TOTALE	2728	kg
H =	1910	kg
Hx =	477	kg
Hz int =	477	kg
Hz est =	239	kg
Lz =	6	m
Lx =	10	m
ex =	30	cm
ez =	50	cm
Tx =	57.288	kg.cm
Tz =	95.480	kg.cm
Hx =	95	kg
Hz =	95	kg

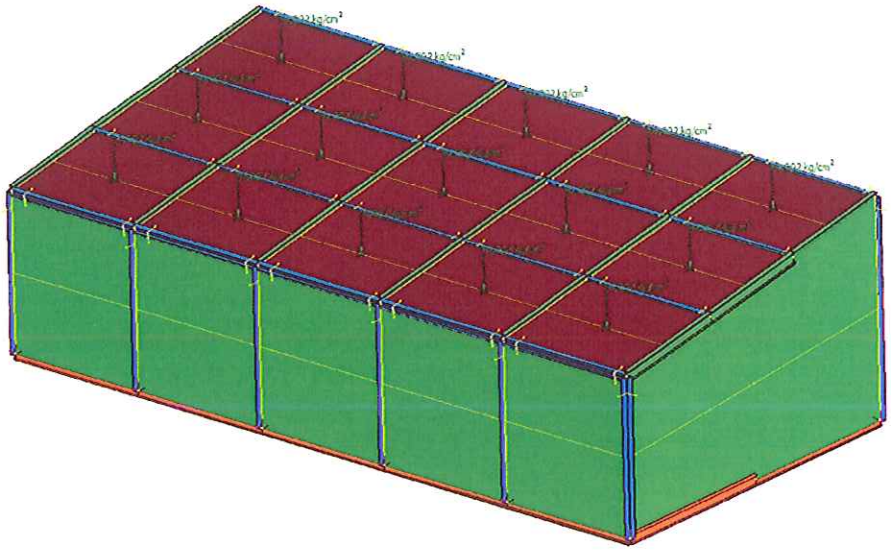
n°moduli	5	
pp pannello	15	kg/m^2
S(T)	0,7	g
pp FE	1300	kg
tetto	1125	kg
pareti	888	kg
TOTALE	3313	kg
H =	2319	kg
Hx =	580	kg
Hz int =	464	kg
Hz est =	232	kg
Lz =	6	m
Lx =	12,5	m
ex =	30	cm
ez =	62,5	cm
Tx =	69.573	kg.cm
Tz =	144.944	kg.cm
Hx =	116	kg
Hz =	116	kg

Gli spostamenti massimi allo stato limite di salvaguardia della vita si verificano per la costruzione a 5 moduli. Si verifica la necessità di considerare gli effetti del secondo ordine.

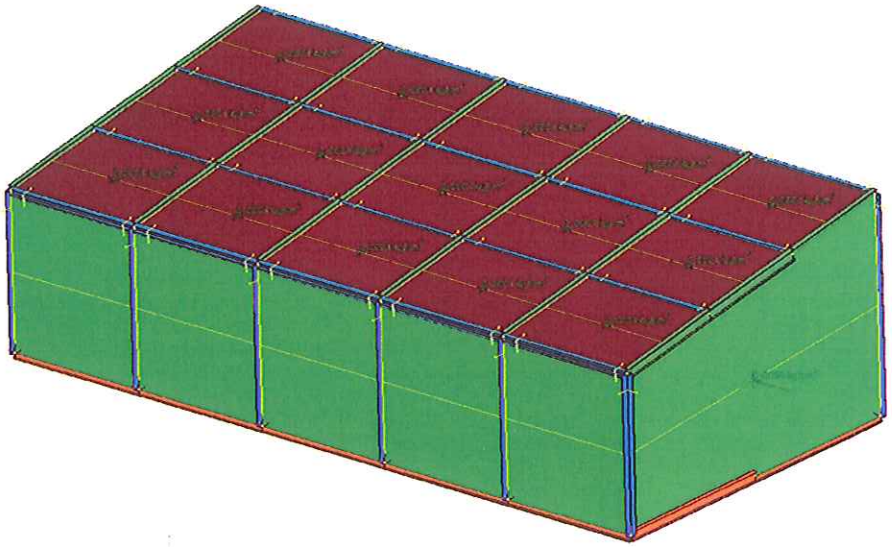
$$\theta = \frac{3313 \times 5}{2319 \times 300} = 0{,}023 < 0{,}1$$

In cui 5cm è lo spostamento massimo in caso sismico per lo SLV con q=1

A titolo di esempio si riportano gli schemi di carico per la costruzione a 5 moduli.



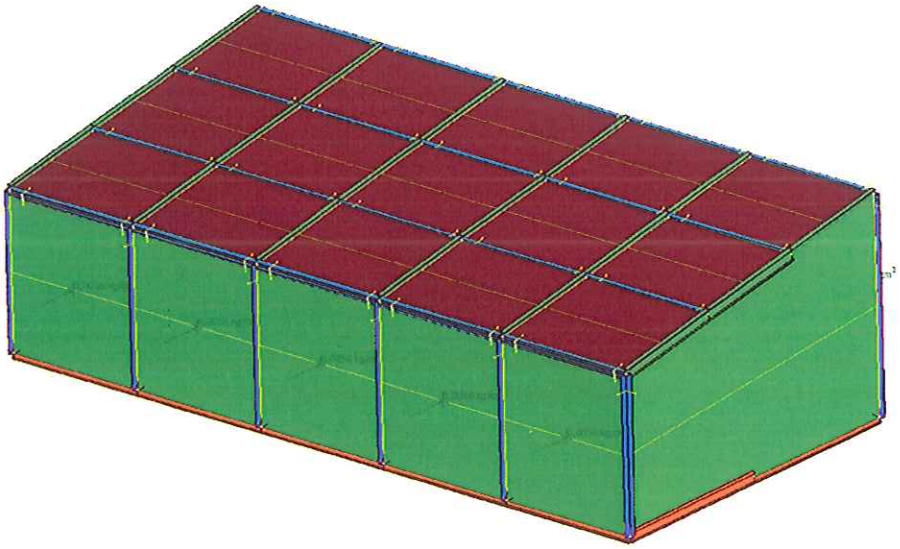
Pesi propri



Strand7 R2.4.4 [Licenced to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

Page 1

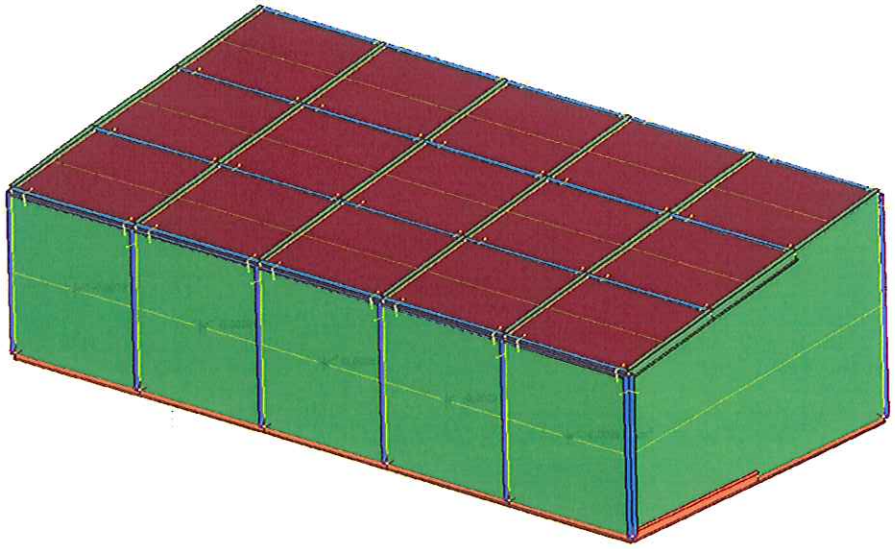
Vento X



Strand7 R2.4.4 [Licenced to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

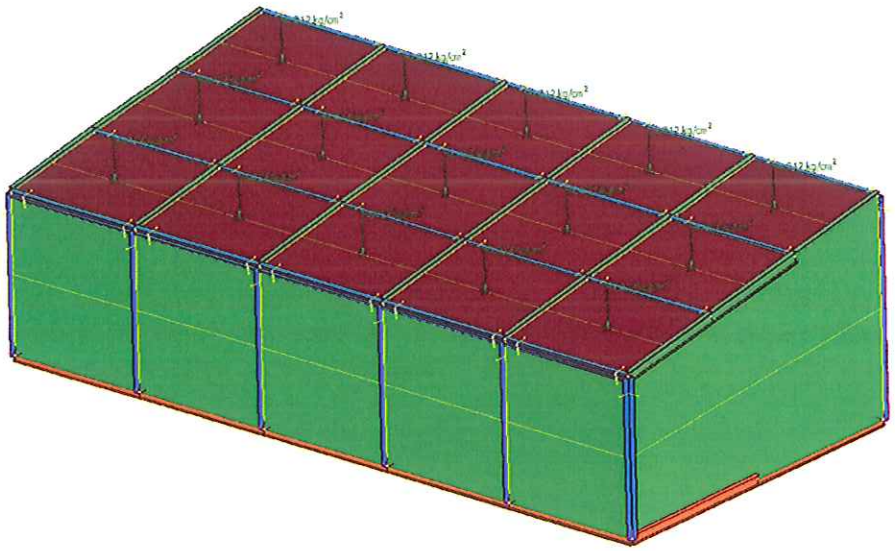
Page 1

Vento +Z



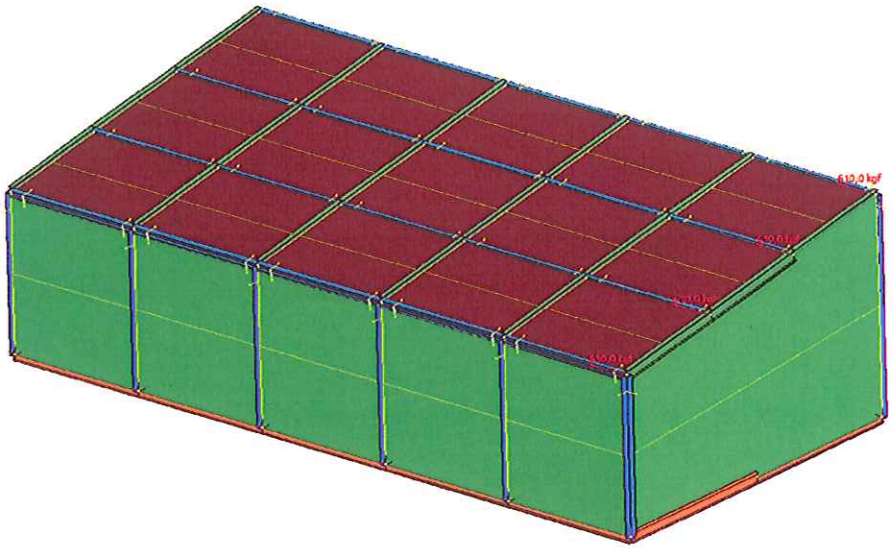
Strau7 R2.4.4]Licensed to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

Vento -Z



Strau7 R2.4.4]Licensed to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

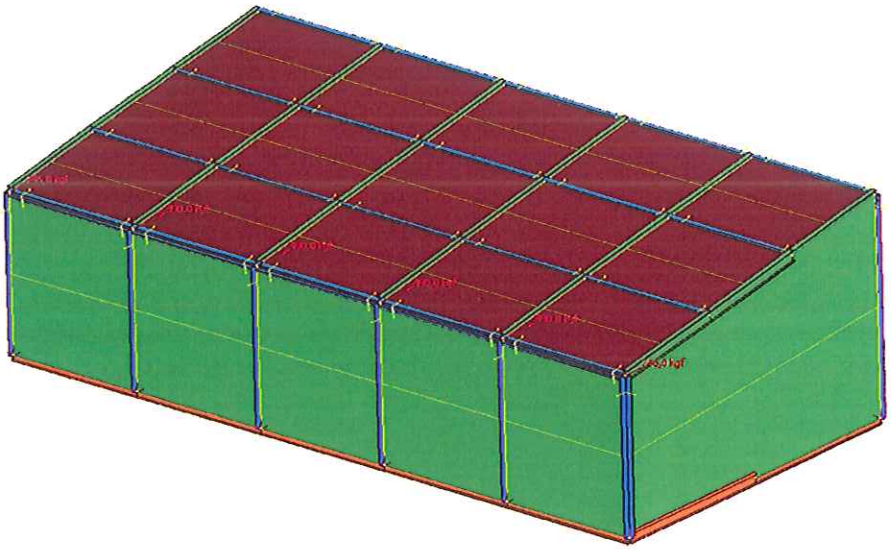
Neve



Strus7 R2.4.4 [Licensed to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

Page 1

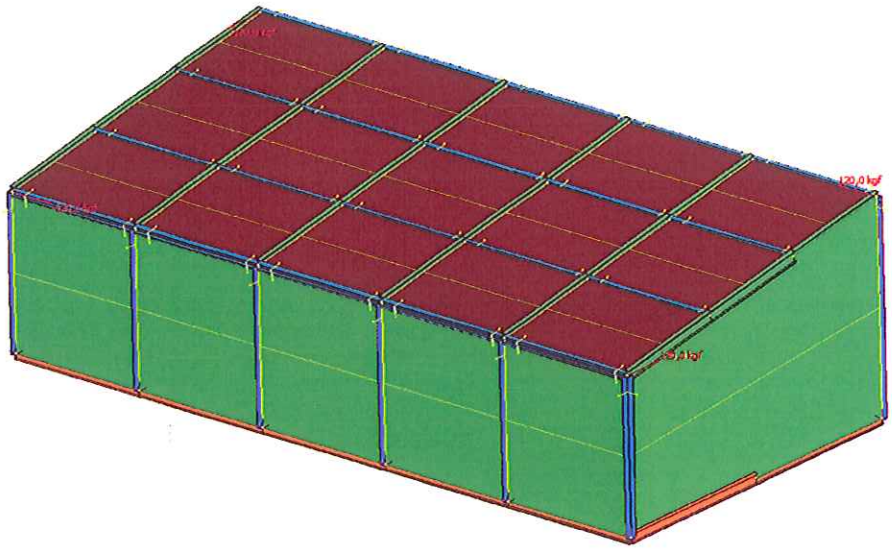
Sisma X



Strus7 R2.4.4 [Licensed to SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

Page 1

Sisma Z



Strand7 R2.4.4 [Licenced to:SCOLARI PROGETTAZIONI SRL - CR]

Page 1

Torcenti di piano

4. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

I carichi allo stato limite ultimo (SLU) si combinano secondo l'espressione:

Combinazione fondamentale

$$Fd = \gamma_g G_K + \gamma_q (Q_{1K} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik})$$

I carichi allo stato limite ultimo (SLE) si combinano secondo l'espressione:

Combinazione caratteristica (rara)

$$Fd = G_K + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$$

Le combinazioni di carico più significative ed utilizzate sono le seguenti:

CASES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	slu1	slu2	slu3	slu4	slu5	slu6	slu7	slu8	slu9	slu10	slu11	sle1	sle2	sle3	EX1	EX2	EZ1	EZ2
1: g	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2: vx	1,5		0,9		1,5		0,9		1,5			1						
3: v+z		1,5		0,9						1,5								
4: v-z						1,5		0,9			1,5		1					
5: n	0,75	0,75	1,5	1,5	0,75	0,75	1,5	1,5						1				
6: sx															1	1	0,3	0,3
7: sz															0,3	0,3	1	1
8: T															1	-1	1	-1

5. VERIFICHE

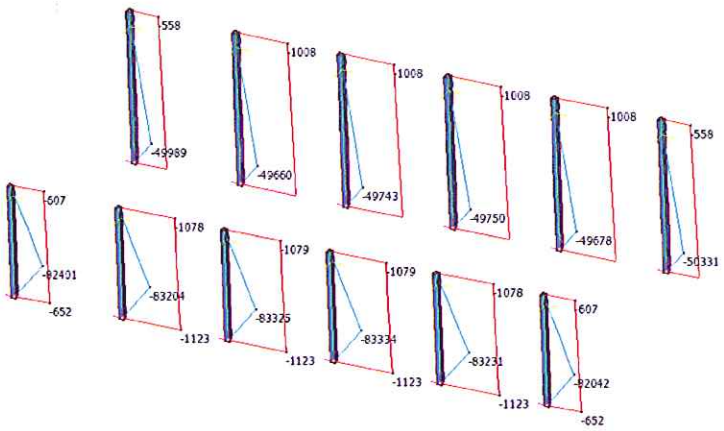
Nelle verifiche si considerano di volta in volta le sollecitazioni più gravose tra tutte le varie configurazioni del modulo abitativo (2,3,4,5 moduli).

5.1 Colonne Tubo Quadro 120x3

Si riportano i diagrammi di momento flettente e azione assiale per la combinazione che risulta più gravosa per una colonna. Per la verifica si considera una lunghezza di libera inflessione doppia per la flessione attorno ai due assi delle colonne. Non si distingue tra colonne alte e basse.

La combinazione dimensionante per carichi non sismici risulta la 6. Si riporta il diagramma dei momenti e dell'azione assiale relativa a questo caso di carico.

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-83334	0
	[Bmc2]	[Bmc41]
BM2(kgf.cm)	-345	348
	[Bmc11]	[Bmc72]
AxForce(kgf)	-1123	-558
	[Bmc2]	[Bmc73]



Profilo	Classe	Materiale
T.Q.120x3	3	S 275

VERIFICHE DI INSTABILITA'

Lcr,y =	7.200	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse y
Lcr,z =	7.200	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse z
Lcr,T =	7.200	[mm]	Distanza tra due ritegni torsionali successivi
λy =	151,26		Snellezza secondo y
λz =	151,26		Snellezza secondo z
λ1 =	86,800		Snellezza di riferimento
λy =	1,7440		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse y
λz =	1,7440		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse z
λT =	1,7438		Snellezza adimensionalizzata per l'instabilità torsionale
Ncr,y =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità y-y
Ncr,z =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità z-z
Ncr,T =	8.732.295	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale
Ncr,TF =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale flessionale

Curve di instabilità

y-y =	b
z-z =	b
α y =	0,34
α z =	0,34
λo =	0,254
ϕ y =	2,2806
ϕ z =	2,2806
χ y =	0,2662
χ z =	0,2662

Curva di instabilità LT

LT =	c	
α LT=	0,76	
C1 =	1,879	
C2 =	0	
k =	1	
kw =	1	
z o =	0	
Mcr =	4.173.514	[Kgcm]
λLT =	0,1852	
ϕ LT =	0,5115	
χ LT =	1,0000	

Resistenze di progetto

N_{Rk} =	9.627	[Kg]
My, Rk =	136.342	[Kgcm]
Mz, Rk =	136.342	[Kgcm]

Coefficienti di momento equivalente

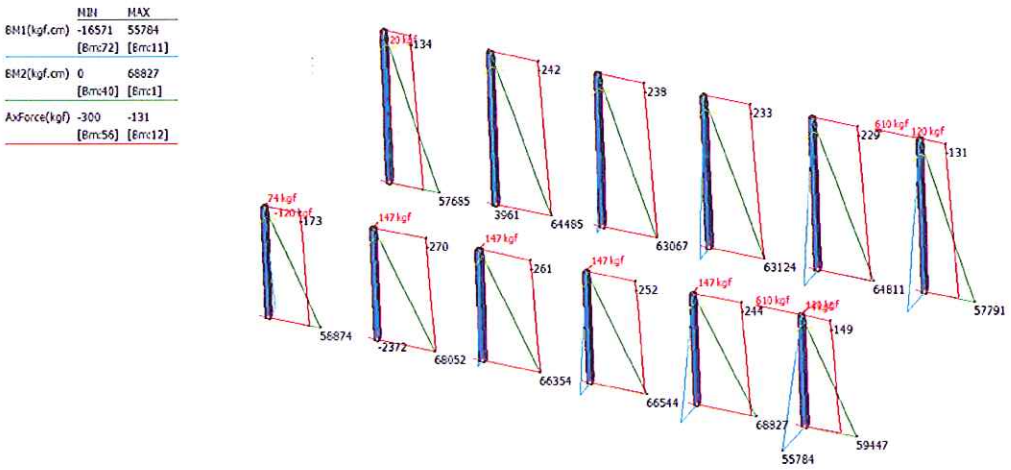
Cmy =	0,779
Cmz =	1,023
CmLT =	1,000

Sollecitazioni di progetto

NEd =	1.200	[Kg]
MEd,y =	85.000	[Kgcm]
MEd,z =	0	[Kgcm]

Fattori di interazione kij per elementi suscettibili di deformabilità torsionale								
Annex A - Method 1				compressione	presso-fless.	presso-fless.	sd/rd	check
kyy	kzz	kyz	kzy					
0,799	1,050	1,050	0,799	0,125	0,623	0,623	0,623	verificato

La combinazione dimensionante per carichi sismici risulta la 15. Si riporta il diagramma dei momenti e dell'azione assiale relativa a questo caso di carico.



Profilo	Classe	Materiale	
T.Q.120x3	3	S 275	
VERIFICHE DI INSTABILITA'			
Lcr,y =	7.200	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse y
Lcr,z =	7.200	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse z
Lcr,T =	7.200	[mm]	Distanza tra due ritegni torsionali successivi
λy =	151,26		Snellezza secondo y
λz =	151,26		Snellezza secondo z

λ1 =	86,800		Snellezza di riferimento
λy =	1,7440		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse y
λz =	1,7440		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse z
λT =	1,7438		Snellezza adimensionalizzata per l'instabilità torsionale
Ncr,y =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità y-y
Ncr,z =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità z-z
Ncr,T =	8.732.295	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale
Ncr,TF =	12.488	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale flessionale

Curve di instabilità

y-y =	b
z-z =	b
α y =	0,34
α z =	0,34
λo =	0,254
ϕ y =	2,2806
ϕ z =	2,2806
χ y =	0,2662
χ z =	0,2662

Curva di instabilità LT

LT =	c	
α LT=	0,76	
C1 =	1,879	
C2 =	0	
k =	1	
kw =	1	
z o =	0	
Mcr =	4.173.514	[Kgcm]
λLT =	0,1852	
ϕ LT =	0,5115	
χ LT =	1,0000	

Resistenze di progetto

NRk =	9.627	[Kg]
My, Rk =	136.342	[Kgcm]
Mz, Rk =	136.342	[Kgcm]

Coefficienti di momento equivalente

Cmy =	0,785
Cmz =	0,785
CmLT =	1,000

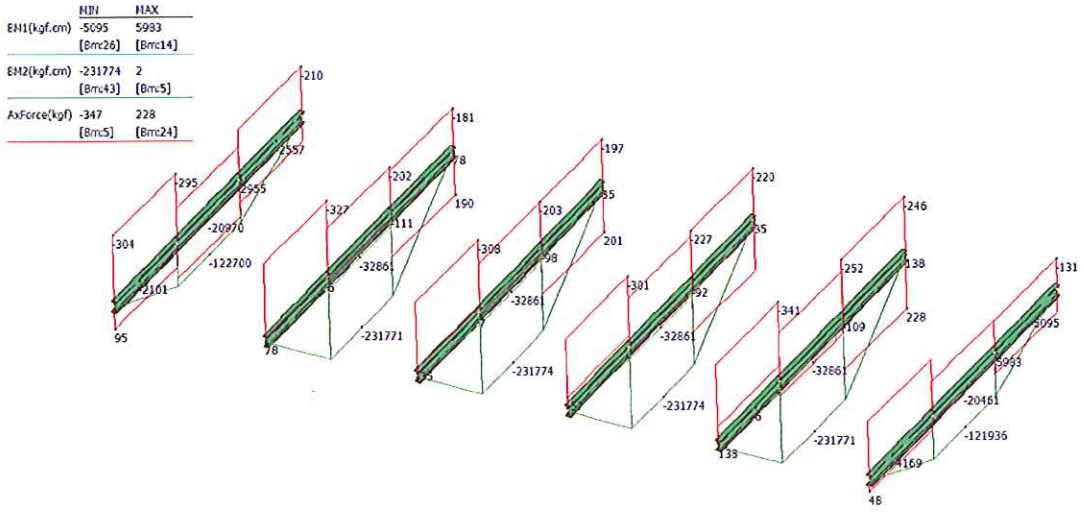
Sollecitazioni di progetto

NEd =	500	[Kg]
MEd,y =	69.000	[Kgcm]
MEd,z =	56.000	[Kgcm]

Fattori di interazione kij per elementi suscettibili di deformabilità torsionale								
Annex A - Method 1				compressione	presso-fless.	presso-fless.	sd/rd	check
kyy	kzz	kyz	kzy					
0,794	0,794	0,794	0,794	0,052	0,780	0,780	0,780	verificato

5.2 Trave di tetto IPE180

La lunghezza libera di inflessione relativa all'asse debole della trave è limitata dalla presenza degli arcarecci e dai controventi. Gli arcarecci fungono anche da rompitratta ai fini torsionali per cui si considerano le lunghezze Lz e Lt pari ad 1/3 della luce della trave. Si riporta l'inviluppo delle sollecitazioni.



Profilo	**Classe**	**Materiale**
IPE180	1	S 275

VERIFICHE DI INSTABILITA'

Lcr,y =	6.000	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse y
Lcr,z =	2.000	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse z
Lcr,T =	2.000	[mm]	Distanza tra due ritegni torsionali successivi
λy =	80,86		Snellezza secondo y
λz =	97,56		Snellezza secondo z
λ1 =	86,800		Snellezza di riferimento
$\underline{\lambda y}$ =	0,9321		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse y
$\underline{\lambda z}$ =	1,1239		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse z
$\underline{\lambda T}$ =	0,9320		Snellezza adimensionalizzata per l'instabilità torsionale
Ncr,y =	75.823	[Kg]	Carico critico di instabilità y-y
Ncr,z =	52.230	[Kg]	Carico critico di instabilità z-z
Ncr,T =	130.588	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale
Ncr,TF =	75.823	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale flessionale

Curve di instabilità

y-y =	a
z-z =	b
α y =	0,21
α z =	0,34
$\underline{\lambda o}$ =	0,849
ϕ y =	1,0108
ϕ z =	1,2886
χ y =	0,7125
χ z =	0,5211

Curva di instabilità LT

LT =	a	
α LT=	0,21	
C1 =	1,132	
C2 =	0,459	
k =	1	
kw =	1	
z o =	0	
Mcr =	719.266	[Kgcm]
λLT =	0,7976	
ϕ LT =	0,8809	
χ LT =	0,7971	

Resistenze di progetto

N_{Rk} =	32.687	[Kg]
My, Rk =	435.810	[Kgcm]

Mz, Rk =	90.619	[Kgcm]

Coefficienti di momento equivalente

Cmy =	1,000
Cmz =	1,002
CmLT =	1,003

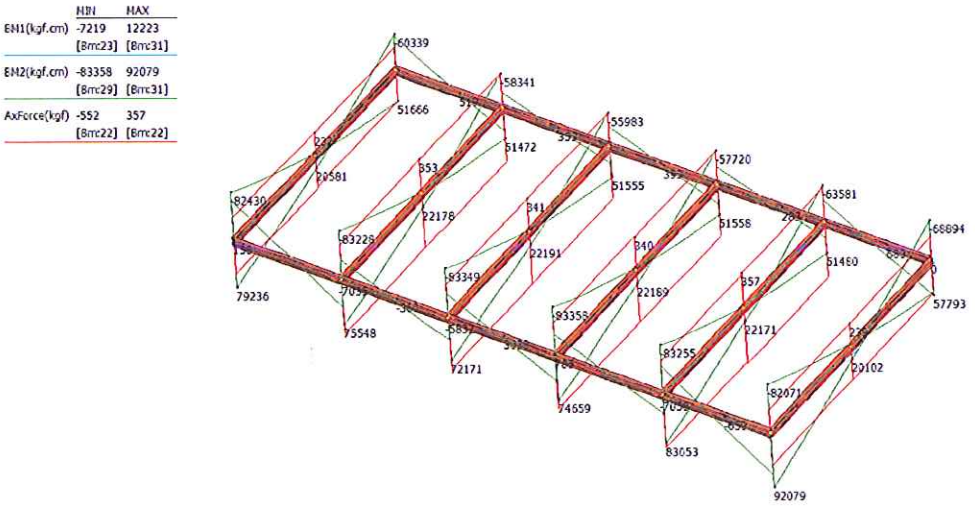
Sollecitazioni di progetto

NEd =	500	[Kg]
MEd,y =	235.000	[Kgcm]
MEd,z =	6.000	[Kgcm]

Fattori di interazione kij per elementi suscettibili di deformabilità torsionale								
Annex A - Method 1				compressione	presso-fless.	presso-fless.	sd/rd	check
kyy	kzz	kyz	kzy					
1,012	1,012	1,104	0,533	0,011	0,769	0,443	0,769	verificato

5.3 Trave di pianale IPE160

La lunghezza libera di inflessione relativa all'asse debole della trave è limitata dalla presenza del rompitratta e dai controventi di piano.Si considerano le lunghezze Lz e Lt pari ad 1/2 della luce della trave. Si riporta l'inviluppo delle sollecitazioni.



Profilo	Classe	Materiale	
IPE160	1	S 275	
VERIFICHE DI INSTABILITA'			
Lcr,y =	6.000	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse y
Lcr,z =	3.000	[mm]	Lunghezza di libera inflessione lungo l'asse z
Lcr,T =	3.000	[mm]	Distanza tra due ritegni torsionali successivi
λy =	91,19		Snellezza secondo y
λz =	163,04		Snellezza secondo z
λ1 =	86,800		Snellezza di riferimento
λy =	1,0508		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse y
λz =	1,8783		Snellezza adimensionalizzata secondo l'asse z
λT =	1,0507		Snellezza adimensionalizzata per l'instabilità torsionale
Ncr,y =	50.048	[Kg]	Carico critico di instabilità y-y
Ncr,z =	15.729	[Kg]	Carico critico di instabilità z-z
Ncr,T =	82.046	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale
Ncr,TF =	50.048	[Kg]	Carico critico di instabilità torsionale flessionale

Curve di instabilità

y-y =	a
z-z =	b

α y =	0,21	
α z =	0,34	
λo =	1,178	
ϕ y =	1,1411	
ϕ z =	2,5493	
χ y =	0,6301	
χ z =	0,234	

Curva di instabilità LT

LT =	a	
α LT=	0,21	
C1 =	1,879	
C2 =	0	
k =	1	
kw =	1	
z o =	0	
Mcr =	461.061	[Kgcm]
λLT =	0,8597	
ϕ LT =	0,9388	
χ LT =	0,7599	

Resistenze di progetto

NRk =	12.312	[Kg]
My, Rk =	324.500	[Kgcm]
Mz, Rk =	68.357	[Kgcm]

Coefficienti di momento equivalente

Cmy =	0,968
Cmz =	1,009
CmLT =	1,000

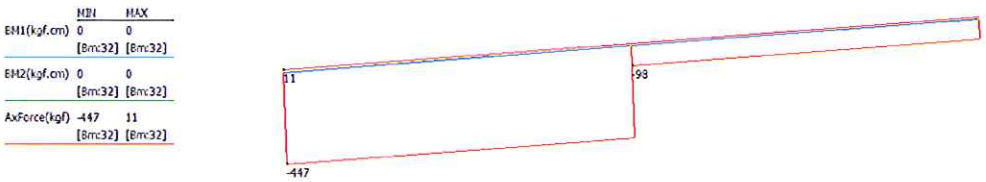
Sollecitazioni di progetto

NEd =	600	[Kg]
MEd,y =	100.000	[Kgcm]
MEd,z =	15.000	[Kgcm]

Fattori di interazione kij per elementi suscettibili di deformabilità torsionale								
Annex A - Method 1				compressione	presso-fless.	presso-fless.	sd/rd	check
kyy	kzz	kyz	kzy					
0,992	1,042	0,890	0,517	0,018	0,616	0,487	0,616	verificato

5.4 Puntone di piano IPE80

Si riporta il diagramma inviluppo delle sollecitazioni per l'elemento in esame. Si considera una lunghezza d'inflessione uguale in entrambe le direzioni.

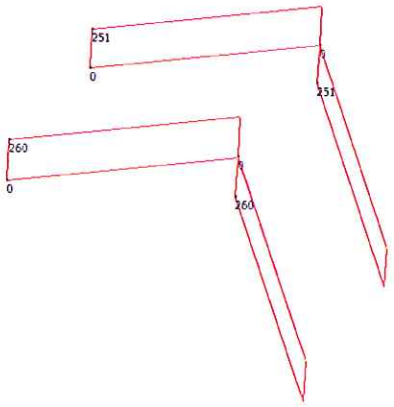


IPE80		α	ϕ	χ	Nb,rd	Nb,rd	Nsd
Ly = 2500	λy = 0,889	0,21	0,968	0,741	14.823	2.353	500
Lz = 2500	λz = 2,743	0,34	4,694	0,118	2.353	sd/rd =	0,212

5.5 Diagonali di piano L40x4

I controventi di piano sono dimensionati per lavorare solo a trazione. Essendo ali elementi saldati su una sola ala, per il calcolo della resistenza si considera metà dell'area.

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	0	0
	[Bmc34]	[Bmc34]
BM2(kgf.cm)	0	0
	[Bmc34]	[Bmc34]
AxForce(kgf)	0	260
	[Bmc34]	[Bmc34]



La resistenza risulta:

$$N_{pl} = 0{,}5 \times 3{,}1 \times \frac{2750}{1{,}05} = 4060kg$$

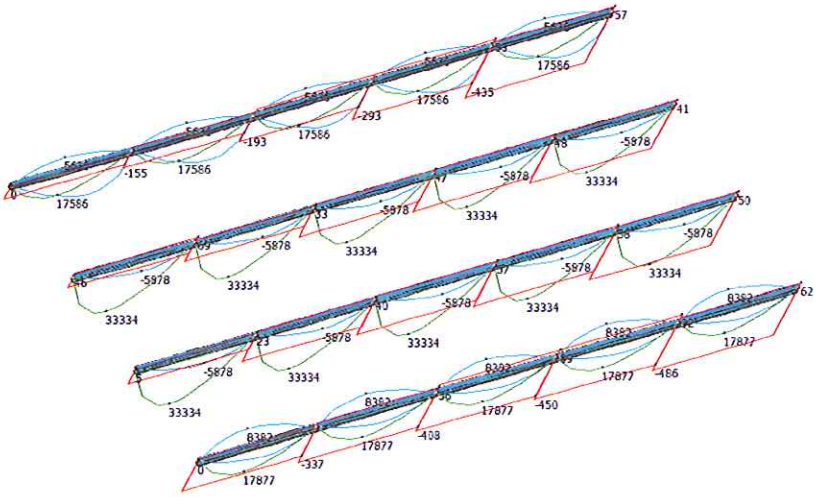
La verifica risulta:

$$\frac{260}{4060} = 0{,}06 < 1$$

5.6 Arcarecci C120x80x25x3

Si prendono le sollecitazioni inviluppo delle varie combinazioni di carico. Per la verifica di stabilità degli arcarecci si utilizza la formulazione della CNR10011.

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	-13708	8382
	[Bmc55]	[Bmc61]
BM2(kgf.cm)	-166	33334
	[Bmc87]	[Bmc44]
AxForce(kgf)	-594	92
	[Bmc39]	[Bmc10]



Lx =	2.500	mm	ix =	4,9	cm	λx =	51,33
Ly =	2.500	mm	iy =	3,0	cm	λy =	82,78
			imin =	0,0	cm		
Mx =	35.000	kg.cm	σcex =	π^2E	=	7865	kg/cm^2

My = 14.000 kg.cm
N = 600 kg
A = 9,20 cm^2

$$\sigma cey = \frac{\lambda x^2}{\pi^2 E} = 3024 \text{ kg/cm}^2$$

Wx = 36 cm^3
Wy = 17 cm^3

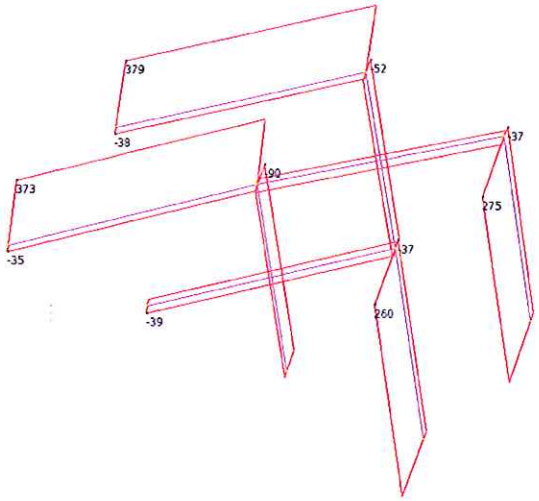
λ = 83
ω = 1,97

$$\sigma = \frac{1{,}97 \text{ x } 600}{9} + \frac{1 \text{ x } 35000}{(1 - \frac{1 \text{ x } 600}{7865 \text{ x } 9{,}2})\, 36} + \frac{1 \text{ x } 14000}{(1 - \frac{1 \text{ x } 600}{3024 \text{ x } 9{,}2})\, 17} =$$

σ = 1938 kg/cm^2 < 2620 kg/cm^2

5.7 Controventi di tetto Piatto 40x4

	MIN	MAX
BM1(kgf.cm)	0	0
	[Bmc40]	[Bmc40]
BM2(kgf.cm)	0	0
	[Bmc40]	[Bmc40]
AxForce(kgf)	-90	379
	[Bmc43]	[Bmc41]



Il carico plastico vale: $N_{pl} = 4 \times 0{,}4 \times 2750/1{,}05 = 4190kg$

Il carico ultimo sulla sezione netta vale: $N_u = (4 - 1{,}3) \times 0{,}4 \times 4300/1{,}25 = 3715kg$

La verifica risulta: $400/3715 = 0{,}1 < 1$

5.8 Collegamento colonna – pianale

Il collegamento tra colonna e pianale è realizzato mediante flange di testa da 15mm di spessore, bullonate con 8 bulloni M16 disposti in modo tale da realizzare 4 elementi a "T" ognuno dei quali si resiste ad una sola delle componenti (My o Mz) del momento risultante sulla colonna.

Il tiro su tali elementi a "T" risulta (trascurando a favore di sicurezza il carico assiale sulla colonna):

$$N_{ed} = \frac{85.000}{14} = 6100kg$$

Essendo 14cm il braccio tra il centro di compressione e l'asse dei bulloni tesi.

La larghezza efficace della flangia è limitata dalla larghezza del tubo che si comporta da flangia tesa. Per cui si assume

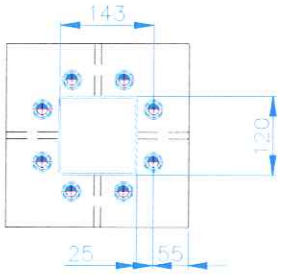
$$l_{eff} = 120/2 = 60mm$$

RESISTENZA ELEMETO A 'T'

bulloni		M16	8.8				
acciao piastra		S 275					
m (mm) =	25	Mpl,rd =	8.839	kg.cm			
e (mm) =	55	Ftrd1 =	14.142	kg			
leff (mm) =	60	Ftrd2 =	16.007	kg			
ty (mm) =	15	Ftrd3 =	23.156	kg			
n (mm) =	31,25	**Ftrd =**	**14.142**	**kg**	**>=**	**Ned =**	**6.100 kg**

La resistenza a trazione della sola ala tesa del tubo risulta:

$$N_{pl} = 12 \times 0{,}3 \times \frac{2750}{1{,}05} = 9400kg > 6.100kg$$



La giunzione risulta verificata.

5.9 Collegamento travi di pianale

Il collegamento tra le travi che costituiscono il pianale è realizzato tramite flangiatura di testa con piastre da 15mm. Anche in questo caso la resistenza a momento è determinata in base alla resistenza dell'elemento a "T" costituito dalla flangia con gli elementi d'anima.

Il tiro sulla parte tesa risulta:

$$N_{ed} = \frac{92.000}{11{,}7} = 7900kg$$

Per la determinazione di l_{eff} si trascura la presenza della piastra di giunzione della colonna che si comporta da nervatura.

calcolo leff

m =	25	mm
e =	55	mm
e1 =	35	mm

leff = min	6,28m =	157,0	mm
	4m + 1,25e =	168,8	mm
	e1 + 2m +0,625e =	119,4	mm
	3,14m + 2e1 =	148,5	mm
leff =		119,4	mm

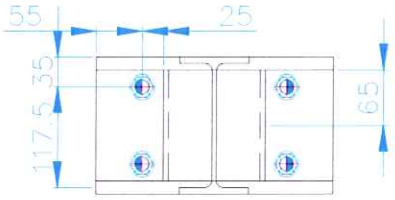
La resistenza dell'elemento a "T" risulta:

RESISTENZA ELEMETO A 'T'

bulloni		M16	8.8				
acciao piastra		S 275					
m (mm) =	25	Mpl,rd =	17.590	kg.cm			
e (mm) =	55	Ftrd1 =	28.144	kg			
leff (mm) =	119,4	Ftrd2 =	19.119	kg			
ty (mm) =	15	Ftrd3 =	23.156	kg			
n (mm) =	31,25	**Ftrd =**	**19.119**	**kg**	**>=**	**Ned =**	**7.900 kg**

La resistenza degli elementi d'anima costituiti dal presso-piegato da 6mm risulta (si prende come reagente metà dell'altezza del presso-piegato stesso):

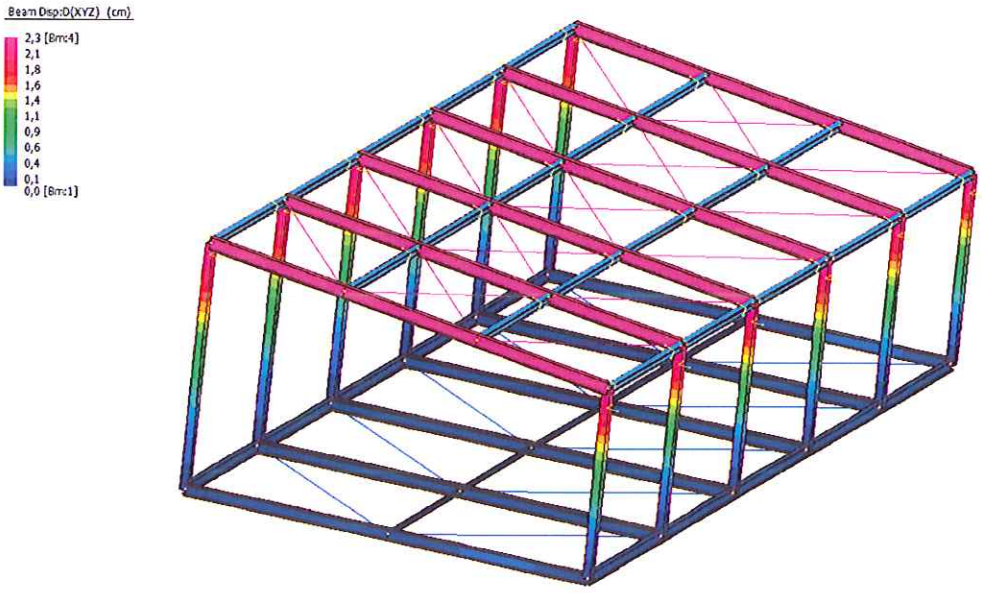
$$N_{pl} = 6{,}5 \times 0{,}6 \times 2 \times \frac{2750}{1{,}05} = 20.400kg > 6.100kg$$



La giunzione risulta verificata.

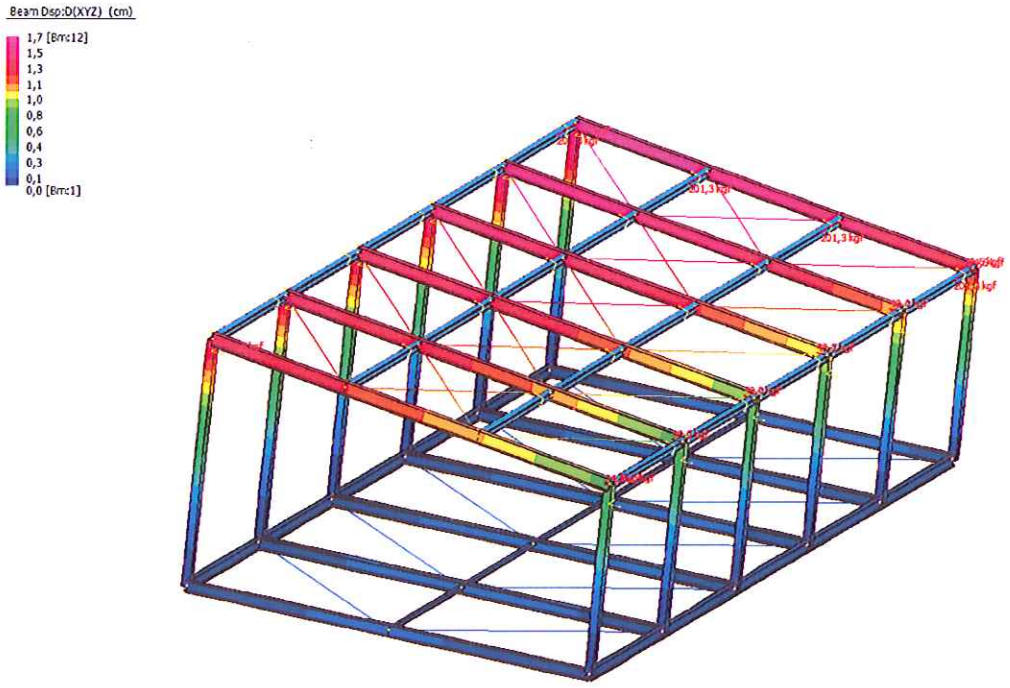
5.10 Deformazioni

Si riportano i diagrammi degli spostamenti massimi allo stato limite di esercizio.



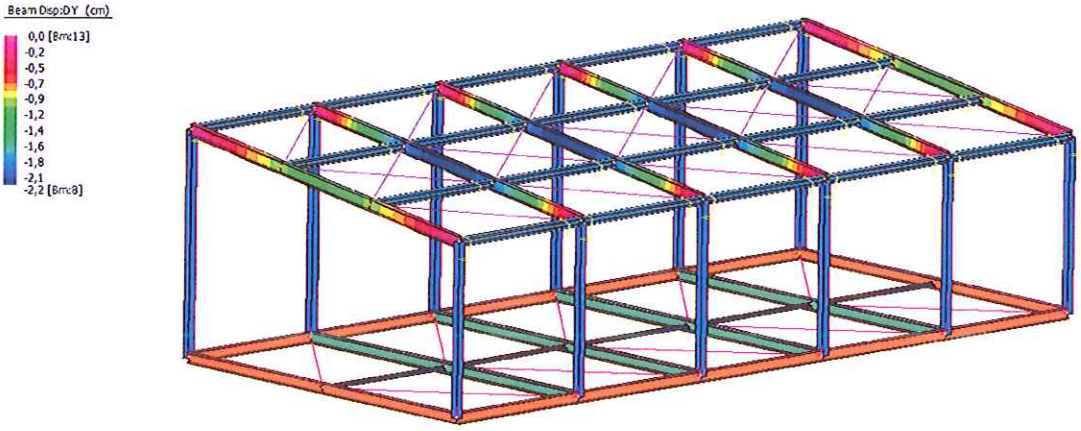
$$\delta_{max} = 2{,}3cm < \frac{350}{150} = 2{,}33cm$$

In caso sismico (stato limite di danno) si ha:



$$\delta_{max} = 1{,}7cm < \frac{350}{100} = 3{,}5cm$$

Per le travi di tetto si ha:



$$\delta_{max} = 2{,}2cm < \frac{600}{200} = 3cm$$