

REGIONE MARCHE
PROVINCIA DI FERMO
COMUNE DI FERMO





IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI
RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO

CIG: 9880245C18 – CUP: F62F18000070004

PROGETTO ESECUTIVO

NOME ELABORATO		CLASSE	10.4
EDIFICIO 2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE IN ELEVAZIONE		STRUTTURE CAPANNONE CONFERIMENTO E TRATTAMENTO	
		N. TAVOLA	10.4.4
		FORMATO	A4
		SCALA	/
CODIFICA ELABORATO	23008-OW-C-101-RS-041-MA1-1		

01	06/11/2024	SECONDA EMISSIONE	U.CALLARI	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
00	28/06/2024	PRIMA EMISSIONE	U.CALLARI	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Committente	Progettista indicato	Mandataria
 CITTA' DI FERMO Settore IV e V Lavori Pubblici, Protezione Civile, Ambiente, Urbanistica, Patrimonio, Contratti e Appalti Via Mazzini 4 63900 – Fermo (FM) DOTT. Mauro Fortuna RUP	 Via Resuttana 360 90142 -PALERMO OWAC Engineering Company S.R.L. ING. Rocco Martello Direttore Tecnico UNI EN ISO 9001:2015 N. 30233/14/S UNI EN ISO 45001:2018 N. OHS-4849 UNI EN ISO 14001:2015 N. EMS-9477/S UNI/PdR 74 :2019 N. SGBIM-01/23 UNI/PdR 74:2019 N. 21042BIM	 Via del Cardoncello 22 70022 – Altamura (BA) EDITALTA S.R.L. DOTT. Angelantonio Disabato Socio
		Mandante  Via Bassa di Casalmoro 3 46041 – Asola (MN) ANAERGIA S.R.L. DOTT. Andrea Parisi Institore



011	U.CALLARI	06/11/2024	C.BUTTICE'	06/11/2024	R.MARTELLO	06/11/2024
00	U.CALLARI	27/06/2024	C.BUTTICE'	28/06/2024	R.MARTELLO	28/06/2024
REV	ESEGUITO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA



1	RELAZIONE TECNICA (10.1 DM 17/01/18)	5
1.1	PREMESSA	5
1.2	NORME TECNICHE	5
1.3	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	5
1.4	CRITERI GENERALI DI ANALISI	6
1.4.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	7
1.4.2	DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO E DEI VINCOLI	7
1.4.3	COMPORTAMENTO STRUTTURALE	7
1.4.4	METODO DI CALCOLO	7
1.4.5	DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO	7
1.4.6	RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	8
1.4.7	DURABILITA' DELLE STRUTTURE	9
1.5	DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA	9
1.6	ANALISI DEI CARICHI	14
1.6.1	ANALISI DEI CARICHI COPERTURA	14
1.6.2	AZIONI TRASMESSE DAI PANNELLI DI TAMPONAMENTO VERTICALI	15
1.7	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	18
1.8	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	18
1.8.1	PILASTRI	19
1.8.2	TRAVI PRECOMPRESSE	22
1.8.3	CONNESSIONI	22
2	RELAZIONE DI CALCOLO AI SENSI DEL 10.2 DM17/01/18	23
2.1	RAPPRESENTAZIONE DEI DATI DI INPUT	23
2.1.1	RAPPRESENTAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	23
2.1.2	RAPPRESENTAZIONE DEI CARICHI APPLICATI	23
2.2	RISULTATI DEL CALCOLO	28
2.2.1	SOLLECITAZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI PREFABBRICATI	28
2.3	VERIFICHE GENERALI CAPITOLO 7	36
2.3.1	VERIFICA EFFETTI DEL SECONDO ORDINE	36
2.3.2	VERIFICA ANALISI MODALE	36
2.3.3	VERIFICA DI RIGIDEZZA (7.3.6.1)	43
2.3.4	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI DUTTILITA' (7.3.6)	43
2.3.5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (7.3.6.2)	43
2.3.6	VERIFICA DI RESISTENZA IN SLD (7.3.6)	43
2.3.7	VERIFICA MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITA' IMPIANTI (7.3.6)	44
2.4	VERIFICA ELEMENTI AD ARMATURA ORDINARIA	44
2.4.1	VERIFICA DEI PILASTRI	44



2.4.2	VERIFICA DELLE MENSOLE TOZZE	45
2.4.3	VERIFICA DELLE TRAVI GRONDA AD ARMATURA LENTA	48
2.5	VERIFICA ELEMENTI PRECOMPRESSI	48
2.5.1	VERIFICA PER SISMA VERTICALE	49
3	VERIFICA DELLE CONNESSIONI	53
3.1	CONNESSIONI FRA TRAVI E PILASTRI	53
3.2	CONNESSIONI FRA TEGOLI TT30 E TRAVI DP12.....	54
3.3	CONNESSIONI FRA TRAVI DP 12 E PILASTRI	57
3.4	CONNESSIONI FRA TRAVI DI GRONDA U70 E PILASTRI	58
4	PROGETTO ELEMENTI NON STRUTTURALI (7.2.3).....	59
4.1	VERIFICA PANNELLI DI TAMPONAMENTO VERTICALI	60
4.1.1	DIMENSIONAMENTO GANCI SOLLEVAMENTO	60
4.1.2	CALCOLO AZIONI AGENTI SUL PANNELLO.....	61
4.1.3	VERIFICA DEL PANNELLO VERTICALE E DEI RELATIVI RITEGNI	63
4.1.4	VERIFICA DELL'ANCORAGGIO ALLA STRUTTURA	65
5	VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO.....	69
5.1	GIUNTO SISMICO FRA EDIFICIO 2.1 E 2.2	69
5.2	GIUNTO SISMICO FRA EDIFICIO 2.2 E 2.3	71
6	GIUDIZIO SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI DEL CALCOLO.....	73
7	RELAZIONE SU ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO	77
7.1	DESCRIZIONE DELLE BASI TEORICHE E ALGORITMI	79
7.2	METODOLOGIE DI VERIFICA E PROGETTO DELLE SEZIONI	79
7.3	CASI DI PROVA INTERAMENTE RISOLTI.....	80
7.4	CAMPI DI IMPIEGO	80



1 RELAZIONE TECNICA (10.1 DM 17/01/18)

1.1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo strutturale, in conformità al punto §10.1 e 10.2 del DM 17/01/18, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Il calcolo della presente struttura è stato realizzato sulla base di dati forniti dal progettista generale dell'opera con particolare riguardo alle destinazioni d'uso dei locali, vita utile, classi d'uso, coordinate geografiche del sito, azione sismica.

1.2 NORME TECNICHE

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive.

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti (G.U.n.35 del 11-2-2019 - Suppl.Ord.n.5) *Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018*.
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*.

NORME EUROPEE

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17 gennaio 2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

EUROCODICI da 1 a 8, nella forma internazionale EN.

1.3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La relazione in oggetto si riferisce al progetto di una struttura prefabbricata formata da 3 corpi di fabbrica accostati separati da giunto sismico con destinazione d'uso industriale da edificarsi nel Comune di Fermo in contrada San Biagio le cui caratteristiche sono appresso indicate.

Edificio 2.1

DIMENSIONI MASSIME	19,77 x 14,98 m
NUMERO LIVELLI	1

Edificio 2.2

DIMENSIONI MASSIME	13,98 x 21,35 m
NUMERO LIVELLI	1

Edificio 2.3

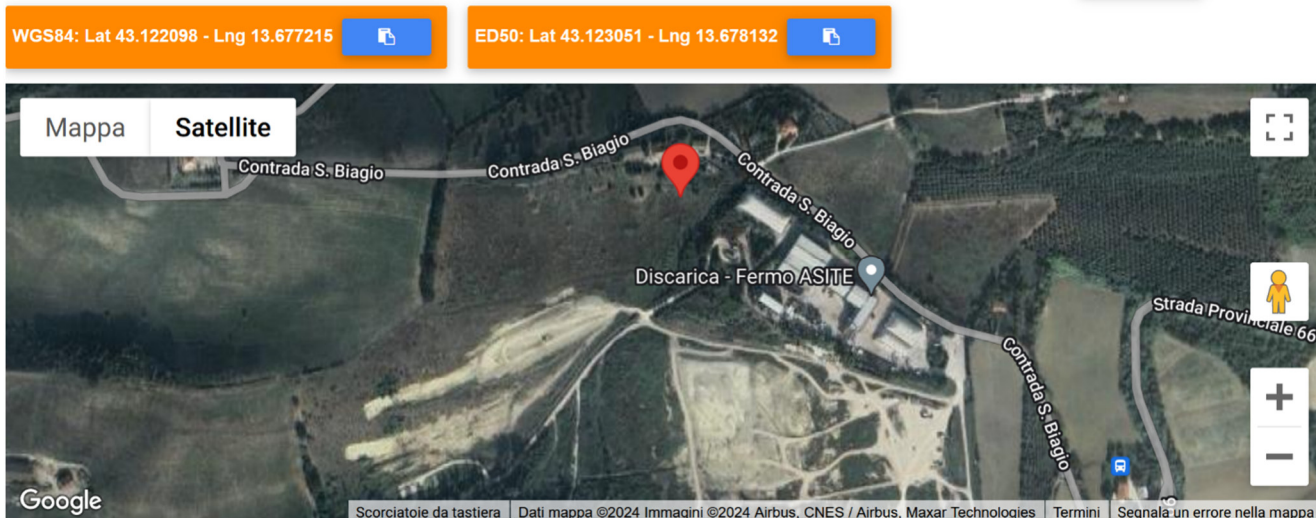
DIMENSIONI MASSIME	25,91 x 21,35 m
--------------------	-----------------



NUMERO LIVELLI 1

Le tre strutture affiancate complessivamente costituiscono un complesso di dimensioni complessive pari a 60,33x21,35 m

Nella seguente immagine viene rappresentata la geolocalizzazione del sito con le relative coordinate geografiche:



Le strutture saranno

- La copertura sarà realizzata mediante capriate in c.a.p. tipo DP12 sulle quali poggiano i tegoli tipo pigreco TT30 di altezza 30 cm a formare un tetto a falde. Alla copertura saranno applicati i carichi variabili relativi alla categoria H combinati con i sovraccarichi relativi alla neve.
L'analisi dei carichi è ampiamente dettagliata ai paragrafi 1.6 e 1.7 della presente relazione.
- La struttura portante verticale è costituita da pilastri prefabbricati in c.a.v. di dimensioni 70x80, 80x80, 80x90, 60x90.
- Il tamponamento sarà realizzato con pannelli in c.a.v. di spessore pari a 22 cm alleggeriti con polistirolo espanso, posti in opera a giunti verticali.

Essendo la struttura in zona sismica tutti gli elementi saranno dotati di appositi ritegni antisismici dimensionati secondo il punto 7.4.5 del DM17/01/18 al capitolo 4 della presente relazione.

Si rimanda agli elaborati grafici per la completa definizione geometrica dell'edificio.

1.4 CRITERI GENERALI DI ANALISI



1.4.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Ai sensi dei punti 2.41, 2.42 e 2.43 del DM17/01/2018 la struttura in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

- Costruzione tipo II, con livello di prestazione ordinarie, $V_n=50$ §Tab. 2.4.I
- Classe d'uso III (costruzione con affollamenti significativi) §2.4.2
- Coefficiente d'uso $C_u=1.5$ §Tab. 2.4.II
- Periodo di riferimento $V_r=1.5 \times 50=75$

1.4.2 DESCRIZIONE DELLO SCHEMA STATICO E DEI VINCOLI

- Lo schema statico risulta essere costituito da travi longitudinali incernierate ai pilastri e travi trasversali incernierate alle travi principali.
- I Pilastri sono incastrati negli alloggiamenti dei plinti o delle travi di fondazione e pertanto il loro schema statico è costituito da una mensola incastrata alla base.
- Per quanto detto il vincolo adoperato per la schematizzazione di tutto l'edificio è quello di aste con cerniere alle estremità, eccezione fatta per i pilastri che risultano incastrati al piede;
- La rigidità dell'impalcato di copertura formato da tegoli incernierati privi di getto di completamento è trascurabile, in questo caso l'impalcato è considerato deformabile nel modello di calcolo;

1.4.3 COMPORTAMENTO STRUTTURALE

- Ai fini del comportamento della struttura in condizioni sismiche il progetto della struttura si esegue assegnando un comportamento DISSIPATIVO in classe CD-B;

1.4.4 METODO DI CALCOLO

- Ai fini del calcolo delle sollecitazioni negli elementi anche per effetto delle azioni sismiche viene eseguita un'analisi dinamica lineare ai sensi dei punti 7.3.1. e 7.3.2.
- Utilizzando l'analisi lineare la modellazione avviene considerando un fattore di comportamento maggiore dell'unità valutato come indicato nel successivo paragrafo

1.4.5 DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

I fattori di struttura da individuare nel caso di struttura a comportamento DISSIPATIVO sono i seguenti:



Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

- La struttura rientra nella categoria delle costruzioni con struttura prefabbricata con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati come descritte alla tabella 7.3.II, pertanto $q_0=2,5$;
- La struttura è regolare in altezza in quanto ad un solo impalcato, pertanto $K_r=1.0$;
- La regolarità in pianta è influente per la determinazione di q nel caso in esame
- Il fattore di comportamento SLV nel caso dissipativo vale $q_{DB}=1.0 \times 2,5=2,5$,
- Il fattore di comportamento allo SLD vale $q_{ND}=(2/3)q_{DB}<1.5= (2/3) \times 2.5=1.66 \rightarrow 1.5$

1.4.6 RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Alla luce di quanto sopra dichiarato, la struttura in esame si progetta con comportamento dissipativo in classe d'uso III, pertanto saranno svolte le seguenti verifiche:

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Gli elementi non strutturali presenti nella struttura in esame sono i pannelli di tamponamento prefabbricati la cui verifica è riportata al capitolo 4 della presente relazione.



1.4.7 DURABILITA' DELLE STRUTTURE

1.4.7.1 CONDIZIONI AMBIENTALI

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2014.

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame l'edificio ricade in ambiente aggressivo.

Ai fini dell'assegnazione del copriferro si adotta la metodologia prevista al punto C4.1.6.1.3 della Circolare 7/2019 che costituisce riferimento Tecnico del DM 17/01/2018.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

Ai valori della tabella, validi per strutture di tipo 2 con $V_n=50$ quale quella in progetto, vanno maggiorati di 10 mm per le tolleranze di posa e possono essere ridotti di 5 mm in quanto la produzione degli elementi è sottoposta a controllo di qualità che prevede anche la verifica dei copriferri.

Tutti gli elementi strutturali saranno prodotti con calcestruzzo in classe C45/55 pertanto il copriferro minimo sarà pari a $30+5=35$ mm per le barre e $35+5=40$ mm per i cavi da precompressione.

I pannelli di tamponamento saranno realizzati con calcestruzzo di classe C32/40 ed essendo elementi a piastra il copriferro minimo sarà pari a $30+5=35$ mm.

1.5 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA

Si riportano le tipologie di carico previste per la struttura in oggetto:

PERMANENTI STRUTTURALI	Carichi dovuti al peso proprio della struttura: Calcestruzzo armato o precompresso 25 kN/mc



PERMANENTI NON STRUTTURALI	Impianto Fotovoltaico: 0.2 kN/mq Lastre in lamiera coibentata e arcarecci: 0.2 kN/mq
AZIONE DELLA NEVE (3.4)	Zona Neve = II Periodo di ritorno, $Tr = 75$ anni $Ctr = [(1 - n (61/2/ p) \ln[-\ln(1-1/Tr) + 0.57722]) / (1 + 2.5923n)] = 1.07$ Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00 Valore caratteristico del carico al suolo = $qsk Ce Ctr = 1.07$ kN/mq Copertura a due falde: Angolo di inclinazione della falda $a1 = 7.0^\circ$ $m1(a1) = 0.80 \Rightarrow Q1 = 0.86$ kN/mq Angolo di inclinazione della falda $a2 = 7.0^\circ$ $m1(a2) = 0.80 \Rightarrow Q2 = 0.86$ kN/mq
CARICHI VARIABILI (3.1.4)	CATEGORIA H, 0,50 kN/mq con coefficienti ψ_i (0; 0; 0)
AZIONE DEL VENTO (3.3)	Zona vento = 3 Velocità base della zona, $Vb.o = 27$ m/s (Tab. 3.3.I) Altitudine base della zona, $Ao = 500$ m (Tab. 3.3.I) Altitudine del sito, $As = 200$ m Velocità di riferimento, $Vb = 27.00$ m/s ($Vb = Vb.o$ per $As \leq Ao$) Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anni $Cr = 1$ per $Tr = 50$ anni Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $Vr = Vb Cr = 27.00$ m/s Classe di rugosità del terreno: C [Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D] Esposizione: Cat. III - Entroterra fino a 30 km dal mare ($Kr = 0.20$; $Zo = 0.10$ m; $Zmin = 5$ m) Pressione cinetica di riferimento, $qb = 0.46$ kN/mq Coefficiente di forma, $Cp = 1.00$ Coefficiente dinamico, $Cd = 1.00$ Coefficiente di esposizione, $Ce = 2.21$ Coefficiente di esposizione topografica, $Ct = 1.00$ Altezza dell'edificio, $h = 11.10$ m Pressione del vento, $p = qb Ce Cp Cd = 1.01 \times Cp$ kN/mq



Coefficienti di pressione Cpe:

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

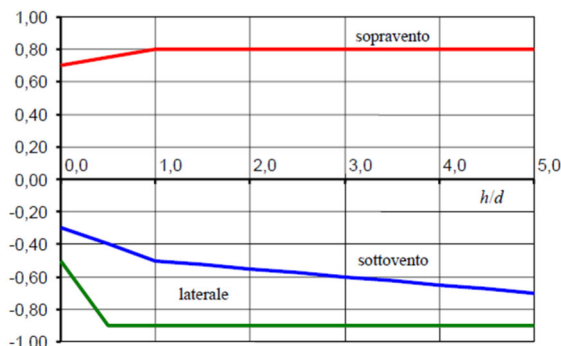


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.

Si considera il valore maggiore di h/d pari a $9.9/14.98=0.66$
sopravento: 0.77
sottovento: -0.43

Coefficiente di pressione Cpi:

Criteri di valutazione del Cpi (C3.3.8.5) riferiti a edifici aventi:

Area con distribuzione uniforme di aperture

positivo: 0.20
negativo: -0.30

Pressioni massimizzate (esterne+interne):

sopravento: $(0.77+0.2) \times 1.01 = 0.98$ <kN/mq>
sottovento: $-(0.43+0.3) \times 1.01 = -0.74$ <kN/mq>

AZIONE DELLA TEMPERATURA (3.5)

Poiché nell'edificio in oggetto la temperatura non costituisce azione fondamentale per la sicurezza, si tiene conto della sola componente dT_u , ricavata dalla tabella 3.5.5 del DM17/01/18 che vale $\pm 15^\circ\text{C}$ per strutture in c.a. e c.a.p. esposte e $\pm 10^\circ\text{C}$ per strutture protette.

AZIONE SISMICA (3.2)

L'azione sismica viene calcolata secondo quanto previsto in 3.2 del DM17/01/18 con i seguenti parametri. I parametri per la determinazione degli spettri derivano da uno studio di amplificazione locale:



Tipo di costruzione		2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari			
Vn		Default (50)			
Classe d'uso		III			
Località: Fermo, Ponzano Di Fermo, Torchiaro Latitudine ED50 43.1235° (43° 7' 25") Longitudine ED50 13.6783° (13° 40' 42") Altitudine s.l.m. 18.24 m		Dettagli...			
Vr		Default (75)			
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	0.097	2.502	0.472
SLD	Default (63)	75	0.126	2.658	0.435
SLV	Default (10)	712	0.28	2.314	0.463
SLC	Default (5)	1462	Default (0.3439)	Default (2.324)	Default (0.473)
Categoria del suolo		C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati			
SLO		SLD			
Ss orizzontale SLO	1.55	Ss orizzontale SLD		Default (1.4991)	
Tb orizzontale SLO	s Default (0.212)	Tb orizzontale SLD		s Default (0.153)	
Tc orizzontale SLO	s Default (0.635)	Tc orizzontale SLD		s Default (0.459)	
Td orizzontale SLO	s Default (1.988)	Td orizzontale SLD		s Default (2.104)	
SLV		SLC			
Ss orizzontale SLV	Default (1.3112)	Ss orizzontale SLC		Default (1.2206)	
Tb orizzontale SLV	s Default (0.209)	Tb orizzontale SLC		s Default (0.212)	
Tc orizzontale SLV	s Default (0.627)	Tc orizzontale SLC		s Default (0.635)	
Td orizzontale SLV	s Default (2.72)	Td orizzontale SLC		s Default (2.975)	
Verticale		Ss verticale			
Ss verticale		Default (1)			
Tb verticale		s Default (0.05)			
Tc verticale		s Default (0.15)			
Td verticale		s Default (1)			
Categoria topografica		T2 Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$			
St		Default (1.2)			
Tipo di analisi		Lineare dinamica			
Rotazione del sisma		deg 0			
Quota dello '0' sismico		cm -210			
Considera sisma Z		Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1			
Smorzamento viscoso (%)		% Default (5)			
Limite spostamenti interpiano SLD		0.01			
Fattore di comportamento per sisma SLD X		Default (1.5)			
Fattore di comportamento per sisma SLD Y		Default (1.5)			
Fattore di comportamento per sisma SLD Z		Default (1)			
Fattore di comportamento per sisma SLV X		Default (3.5)			
Fattore di comportamento per sisma SLV Y		Default (3.5)			
Fattore di comportamento per sisma SLV Z		Default (1.5)			
Stato limite sismico analizzato in caso di isolatori a pendolo		SLV			

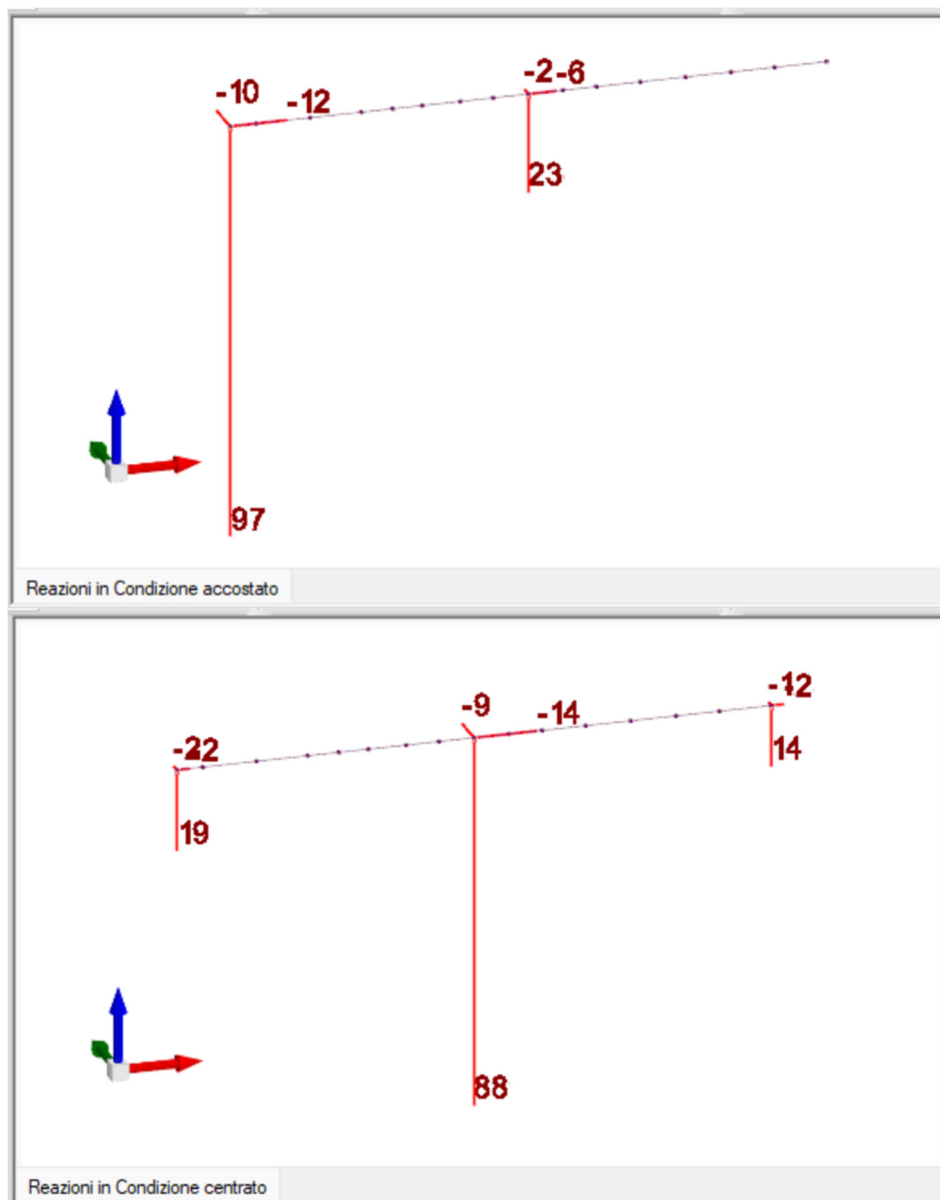


AZIONI DEL CARROPONTE

Le azioni derivanti dal carroponte di portata 5 tonnellate provengono da scheda tecnica del produttore.

- | | |
|--|-----------------|
| ➤ Ruote Carrello (N° , Ø , gola); | 4 x Ø 200/65 mm |
| ➤ Peso carroponte a vuoto; | 7.000 Kg ca. |
| ➤ Carico max statico su cad. ruota; | 6.000 kg ca. |
| ➤ Carico trasversale su cad. ruota; | 600 kg ca. |
| ➤ Carico longitudinale su ruote motrici; | 900 kg ca |

Per individuare il carico da applicare sulla mensola del pilastro si fa viaggiare il carrello sulla via di corsa trovando la posizione dello stesso che massimizza i carichi sulla mensola centrale e su quelle di estremità ottenendo i seguenti risultati.



Si adotta per tutte le mensole un carico concentrato pari a:



	N= 9700 daN Hort=1000 daN Hpar=1200 daN Che verrà inserito a vantaggio di sicurezza nella condizione di carico G2
--	--

1.6 ANALISI DEI CARICHI

Sulla base delle ipotesi di carico sopra riportate si effettua ora l'analisi dei carichi sugli elementi strutturali al fine dell'input nel programma di calcolo.

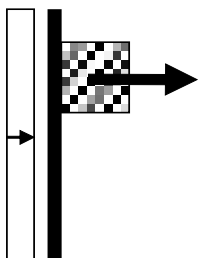
1.6.1 ANALISI DEI CARICHI COPERTURA

Copertura DP12 con TT30	kN/mq	Influenza (ml)	kN/ml
Sovraccarichi variabili			
Categoria H	0.5	2.5	1.25
Neve	0.86	2.5	2.15
Sovraccarichi Permanenti non computamente definiti			
Lastre rette di copertura	0.2	2.5	0.50
fotovoltaico	0.2	2.5	0.50
Sovraccarichi Permanenti computamente definiti			
Peso proprio tegoli TT30	2.0	2.5	5.00

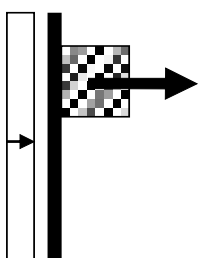
1.6.2 AZIONI TRASMESSE DAI PANNELLI DI TAMPONAMENTO VERTICALI

Le azioni del vento sono trasmesse alle travi tramite i pannelli di tamponamento.

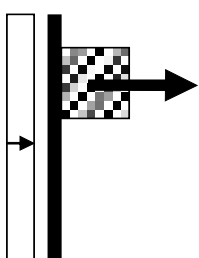
- Per pannelli su prospetto A/C alti 9.90 le azioni del vento sono:

	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	9.9	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	4.95	kN/ml
	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	9.9	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	3.74	kN/ml

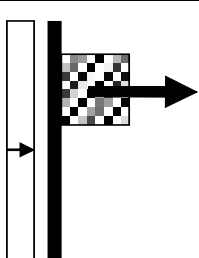
- Per pannelli su prospetto A/C alti 11.60 le azioni del vento sono:

	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	11.6	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	5.78	kN/ml
	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	11.6	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	4.37	kN/ml

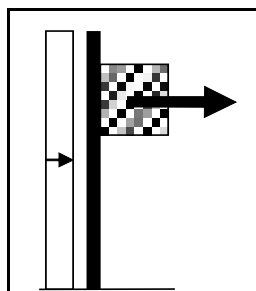
- Per pannelli su prospetto A/C alti 13.70 le azioni del vento sono:

	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	13.7	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	6.81	kN/ml
	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	13.7	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	5.14	kN/ml

- Per pannelli su prospetto B1 con altezza media pari a 10.55 le azioni del vento sono:

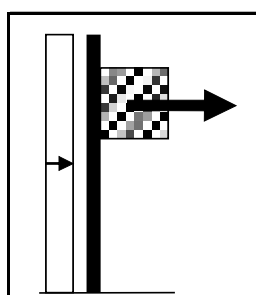
	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	10.55	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	5.27	kN/ml
	Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
	Altezza di calcolo pannello	10.55	m
	Altezza sopra la trave	0.2	m
	Azione orizzontale trasmessa alla trave	3.98	kN/ml

- Per pannelli su prospetto D1 con altezza media pari a 10.35 le azioni del vento sono:



Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
Altezza di calcolo pannello	10.35	m
Altezza sopra la trave	0.2	m
Azione orizzontale trasmessa alla trave	5.17	kN/ml
Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
Altezza di calcolo pannello	10.35	m
Altezza sopra la trave	0.2	m
Azione orizzontale trasmessa alla trave	3.90	kN/ml

- Per pannelli su prospetto D2 con altezza media pari a 14.07 le azioni del vento sono:



Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.98	kN/mq
Altezza di calcolo pannello	14.07	m
Altezza sopra la trave	0.2	m
Azione orizzontale trasmessa alla trave	6.99	kN/ml
Azione del pannello verticale sulle travi per carico da Vento	0.74	kN/mq
Altezza di calcolo pannello	14.07	m
Altezza sopra la trave	0.2	m
Azione orizzontale trasmessa alla trave	5.28	kN/ml

- Le azioni del vento vengono inserite nelle condizioni di carico Vento, indicando con A, B, C, D le 4 direzioni in cui spira il vento, rappresentate nella tavola 01G.

- I pannelli di tamponamento poggiati direttamente al suolo non trasferiscono azioni verticali alla struttura, ma in condizioni sismiche essendo ancorati alle travi di copertura parte della loro massa partecipa al sisma.

Per modellare tale situazione si sfrutta la potenzialità del programma di calcolo che "permette di disegnare carichi lineari e concentrati che generano nel modello matematico carichi e masse fattorizzando i valori nominali della definizione di carico scelta. Questo permette di gestire più agevolmente situazioni in cui vi è la necessità di computare masse diversamente dai carichi gravitazionali: tipico caso dei pannelli di tamponatura dei capannoni industriali i quali riportano tutta l'azione gravitazionale alla base mentre una quota della loro massa agisce anche sulle travi superiori alle quali sono ancorati".



I pannelli pesano circa 4.00 kN/mq, per cui il carico a metro lineare da imputare sulle travi sarà pari a:

- Per pannelli alti 9.90 metri otteniamo $4.0 \times 9.60 = 38.4$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 38.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5;
- Per pannelli alti 11.60 metri otteniamo $4.0 \times 11.60 = 46.4$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 38.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5;
- Per pannelli alti 13.70 metri otteniamo $4.0 \times 13.70 = 54.8$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 38.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5;
- Per pannelli con altezza media pari 10.35 metri otteniamo $4.0 \times 10.35 = 41.4$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 41.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5;
- Per pannelli con altezza media pari 10.55 metri otteniamo $4.0 \times 10.55 = 42.2$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 41.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5;
- Per pannelli con altezza media pari 14.07 metri otteniamo $4.0 \times 14.07 = 56.28$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 41.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5.
- Per pannelli con altezza media pari 12.25 metri (prospetto B2) otteniamo $4.0 \times 12.25 = 49$ N/ml. Poiché il pannello è poggiato a terra metà della sua massa graverà direttamente sulla fondazione. Il carico da imputare per cui sarà pari a 41.4 kN/m con fattore di carico pari a 0 e fattore di massa pari a 0.5.



1.7 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi come sopra definiti saranno inputati nelle seguenti condizioni ciascuna con i propri coefficienti di partecipazione.

	Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Con seg
1	Pesi strutturali	Permanente				
2	Permanenti portati	Permanente				
3	Neve	Media	0.5	0.2	0	
4	Variabile H	Media	0	0	0	
5	Vento a	Media	0.6	0.2	0	
6	Vento b	Media	0.6	0.2	0	
7	Vento c	Media	0.6	0.2	0	
8	Vento d	Media	0.6	0.2	0	
► 9	ΔT	Media	0.6	0.5	0	<input checked="" type="checkbox"/>
10	Sisma X SLV					
11	Sisma Y SLV					
12	Sisma Z SLV					
13	Eccentricità Y per sisma X SLV					
14	Eccentricità X per sisma Y SLV					
15	Sisma X SLD					
16	Sisma Y SLD					
17	Sisma Z SLD					
18	Eccentricità Y per sisma X SLD					
19	Eccentricità X per sisma Y SLD					
20	Sisma X SLO					
21	Sisma Y SLO					
22	Sisma Z SLO					
23	Eccentricità Y per sisma X SLO					
24	Eccentricità X per sisma Y SLO					

- Sulla base di queste condizioni di carico sono state esplicitate tutte le combinazioni di carico necessarie al dimensionamento della struttura per le famiglie
SLU - SLE RARA - SLE FREQ - SLE Q.PERM - SISMICHE SLD - SISMICHE SLV
- Le combinazioni di carico saranno create considerando di volta in volta ciascuna tipologia di carico prima come principale e poi come secondaria per ogni famiglia di combinazioni di carico secondo quanto previsto in 2.5.3.
- I carichi Q_{kj} e G₂ nel caso in esame si considerano sempre sfavorevoli alle verifiche (§2.5.3 §2.6.1)

Nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione sono riportate tutte le condizioni di carico e combinazioni di carico adottate.

1.8 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Individuate le sollecitazioni negli elementi strutturali per tutte le combinazioni di carico vengono svolte tutte le verifiche previste dalla normativa come appresso sintetizzato, con riferimento alle verifiche globali previste al capitolo 7 e alle verifiche locali dei singoli elementi.

Per l'applicazione dei dettagli costruttivi, della progettazione in capacità e della duttilità occorre innanzitutto affermare che gli unici elementi primari



presenti nella struttura sono i pilastri in quanto gli elementi orizzontali prefabbricati vincolati alla struttura con un vincolo cerniera, non aggiungono alcuna rigidità rispetto a quella che l'intera struttura possiede in virtù del funzionamento a mensola dei pilastri e delle pareti se presenti, pertanto il loro contributo globale alla rigidità è inferiore al 15% per definizione. Si rappresenta la tabella dei coefficienti di sovrarigidità applicabili al caso in esame:

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarigidità γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarigidità γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarigidità definiti al § 7.9.5			

1.8.1 PILASTRI

Ai fini della corretta applicazione dei criteri di verifica presenti in 7.4.4.2 e 7.4.4.3 relativamente ai pilastri prefabbricati moltiplicano con orizzontamenti incernierati, occorre innanzitutto far riferimento al punto 7.4.5 relativo alle strutture prefabbricate.

Le prescrizioni del capitolo 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle dei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

Si vuole evidenziare quanto segue:

- È necessaria secondo il 7.4.5 la verifica esplicita obbligatoria della duttilità all'attacco con la fondazione indipendentemente dai particolari costruttivi adottati;
- La progettazione in capacità dei pilastri prevista al 7.4.4.2.1 non è applicabile alla pressoflessione, in quanto le travi convergenti nei nodi sono incernierate pertanto i momenti resistenti $M_{b,rd}$ sono pari a 0 sempre;



- La progettazione in capacità dovuta al 7.4.5 è applicabile alle sole strutture monopiano ponendo $M_{b,rd}=0$ essendo le travi incernierate, per le strutture pluripiano, in alternativa, la norma prescrive di adottare per il taglio quanto previsto per le pareti, infatti per tenere in conto degli incrementi di taglio ed evitare rotture fragili prescrive al punto 7.4.5.3, che per strutture a comportamento dissipativo con pilastri multipiano incastrati alla base ed orizzontamenti incernierati deve essere considerato l'incremento del taglio, da valutarsi in accordo alla 7.4.14;
- La verifica dei nodi prevista al 7.4.4.3 non è applicabile, non essendoci nodi travi pilastro bensì connessioni a cerniera per i quali si applica quanto previsto al punto 7.4.5.2.1 relativamente alle strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati.

1.8.1.1 Verifiche di Duttilità (DUT)

Al punto 7.4.5.1 si afferma che "nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato delle fondazioni". "Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine non è consentito il ricorso alla formula 7.4.29".

La verifica di duttilità si traduce nel controllare che la duttilità di curvatura μ_ϕ nella zona critica dei pilastri risulti (§ 7.4.4.1.2 NTC):

$$\begin{aligned}\mu_\phi &\geq 1,2 (2q_0 - 1) && \text{per } T_1 \geq T_c \\ \mu_\phi &\geq 1,2 [1+2(q_0 - 1)] T_c / T_1 && \text{per } T_1 < T_c\end{aligned}$$

dove:

q_0 = valore massimo del fattore di comportamento

T_1 = periodo proprio fondamentale della struttura

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro di progetto

Il calcolo della duttilità viene eseguito separatamente per le due direzioni principali di verifica con la modalità indicata in 4.1.2.3.4.2 mettendo in conto il confinamento del nucleo di calcestruzzo esercitato dalle staffe presenti secondo il modello parabola-rettangolo esplicitato nel § 4.1.2.1.2.1 NTC:

Il dettaglio delle verifiche di DUTTILITA' è riportato nel tabulato di calcolo nel capitolo relativo alle verifiche dei pilastri.

1.8.1.2 Verifiche di Resistenza RES

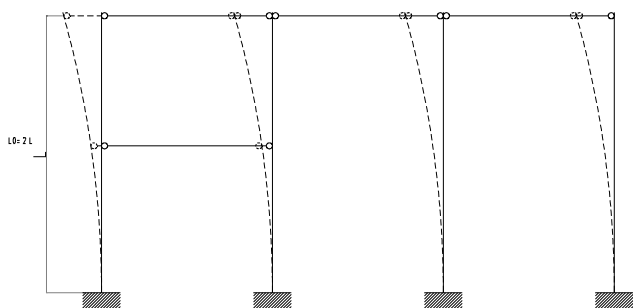
- Le verifiche a pressoflessione vengono eseguite con le sollecitazioni derivanti dall'analisi per quanto sopra riportato. Le verifiche verranno condotte in pressoflessione deviata secondo quanto previsto al punto



4.1.2.1.4, e verranno riportati nei tabulati il momento sollecitante e il momento resistente lungo le sezioni del pilastro. Occorre garantire che per tutte le combinazioni considerate lo sforzo normale massimo non ecceda il 65% della resistenza del solo calcestruzzo essendo la struttura dissipativa;

- Le verifiche a taglio vengono condotte con il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio;
- Al fine di stabilire se sono necessarie le Verifiche di instabilità o se le stesse possono essere trascurate si applica la formula 4.1.41 riportata al paragrafo 4.1.2.3.9.2.

La snellezza dei pilastri viene calcolata assumendo per il calcolo della lunghezza libera di inflessione un fattore di vincolo $\beta=2$ coerentemente con lo schema di telaio a nodi spostabili qui riportato:



La verifica viene condotta con il metodo basato sulla curvatura nominale (EC2 - 5.8.8);

1.8.1.3 Verifiche dei dettagli costruttivi

- Nel rispetto di 7.4.6.1.2 la zona dissipativa, in assenza di analisi più accurate, si assume la maggiore la maggiore fra 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione;
- Nel rispetto di 7.4.6.2.2 l'armatura longitudinale è compresa fra l'1% e il 4% della sezione e le barre distano al massimo 25cm, non vi sono barre ancorate (vedi disegni esecutivi);
- Nel rispetto di 7.4.6.2.2 per CDB una barra ogni 20 cm risulta vincolata e il diametro delle staffe e legature è superiore a 6mm (vedi disegni esecutivi);
- Nel rispetto di 7.4.6.2.2 per CDB il passo massimo delle staffe è pari a 10 cm e quindi non supera il minimo dei seguenti valori:

$\text{Lato min } 45 \text{ cm} = \frac{1}{2} b = 0.5 \times 60 = 22.5 \text{ cm}$
--



17.5 cm
Diametro 20 -- $8 \times 2,0 = 16$ cm
Diametro 24 -- $8 \times 2,4 = 19$ cm
Diametro 26 -- $8 \times 2,6 = 20.8$ cm

- Nel rispetto di 7.4.6.2.2 relativamente alle verifiche di duttilità, dovendo eseguire ai sensi del punto 7.4.5.3 la verifica esplicita di duttilità, il rispetto di quanto previsto dalle formule 7.4.29 non è necessario.
- Nel rispetto di 7.4.6.2.2 alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto ω_{wd} definito in [7.4.30] sarà non minore di 0,08

1.8.2 TRAVI PRECOMPRESSE

Gli elementi orizzontali prefabbricati vincolati alla struttura con un vincolo cerniera-cerniera non aggiungono alcuna rigidezza rispetto a quella che l'intera struttura possiede in virtù del funzionamento a mensola dei pilastri e delle pareti. In altre parole, se non aggiungono alcuna rigidezza al funzionamento a mensola dei pilastri, è chiaro che il loro contributo alla rigidezza è inferiore al 15% della rigidezza globale della struttura per definizione, in quanto è pari allo 0%. Le travi pertanto in sede di modellazione e verifica saranno considerate elementi secondari soggette a soli carichi verticali.

Gli elementi secondari nel caso in esame essendo vincolati al resto della struttura con vincoli tipo cerniera non sono soggetti a variazione delle sollecitazioni e quindi della capacità portante dovuta agli spostamenti orizzontali della struttura, pertanto la verifica prevista al 7.2.3 è implicitamente soddisfatta.

1.8.3 CONNESSIONI

Le connessioni saranno verificate secondo quanto indicato al punto 7.4.5.2. con le regole di progetto relative alle strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti ad essi incernierati. Nel caso in esame le connessioni saranno del tipo cerniera e saranno dimensionati secondo le seguenti prescrizioni:

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

Si rimanda al capitolo 4 della presente relazione per ogni ulteriore dettaglio in merito.

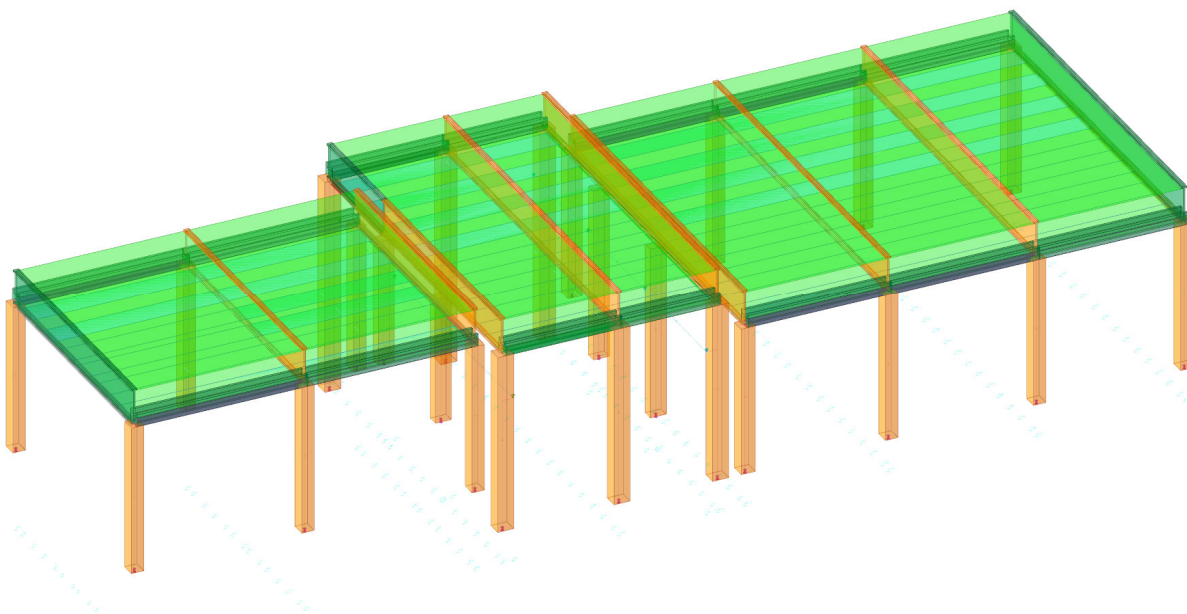


2 RELAZIONE DI CALCOLO AI SENSI DEL 10.2 DM17/01/18

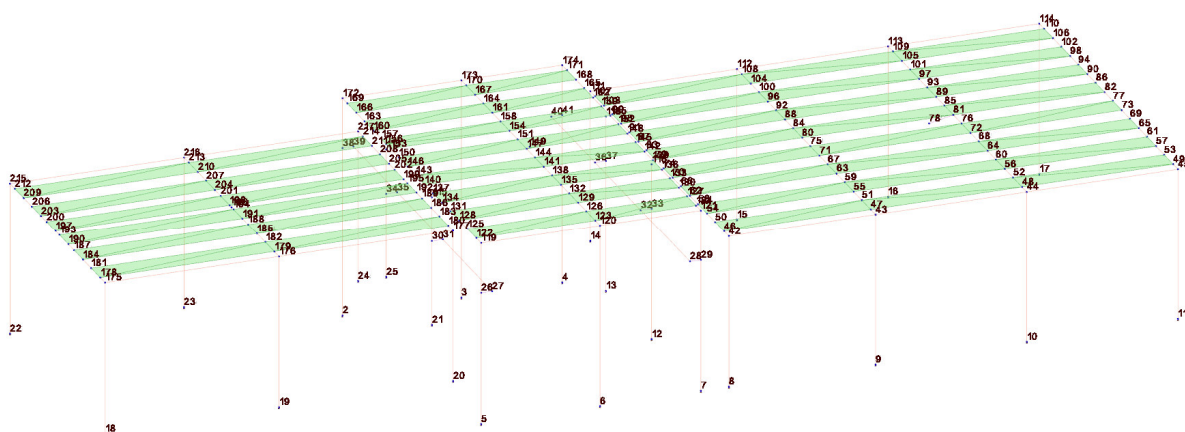
Si riportano in questa sede le rappresentazioni principali del modello di calcolo rimandando ai tabulati di calcolo per ogni ulteriore dettaglio qualora fosse necessario.

2.1 RAPPRESENTAZIONE DEI DATI DI INPUT

2.1.1 RAPPRESENTAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO



MODELLO F.E.M.



2.1.2 RAPPRESENTAZIONE DEI CARICHI APPLICATI

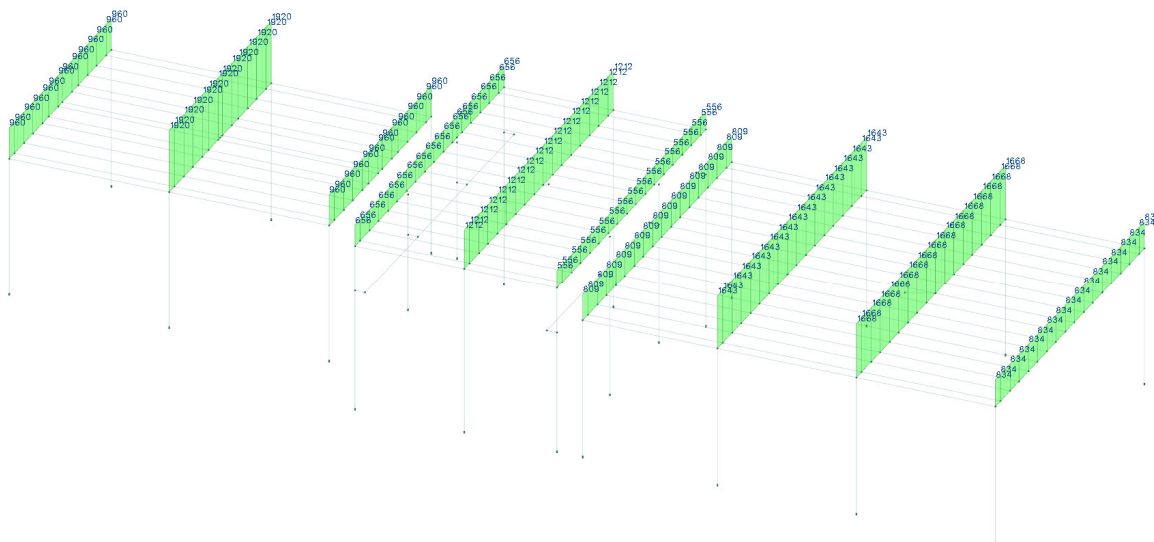
Le unità di misura sono daN e m.

Vengono rappresentati graficamente dal programma di calcolo solo i carichi inseriti manualmente pertanto il sovraccarichi dovuti al peso proprio degli elementi strutturali e la variazioni termica non vengono rappresentati in

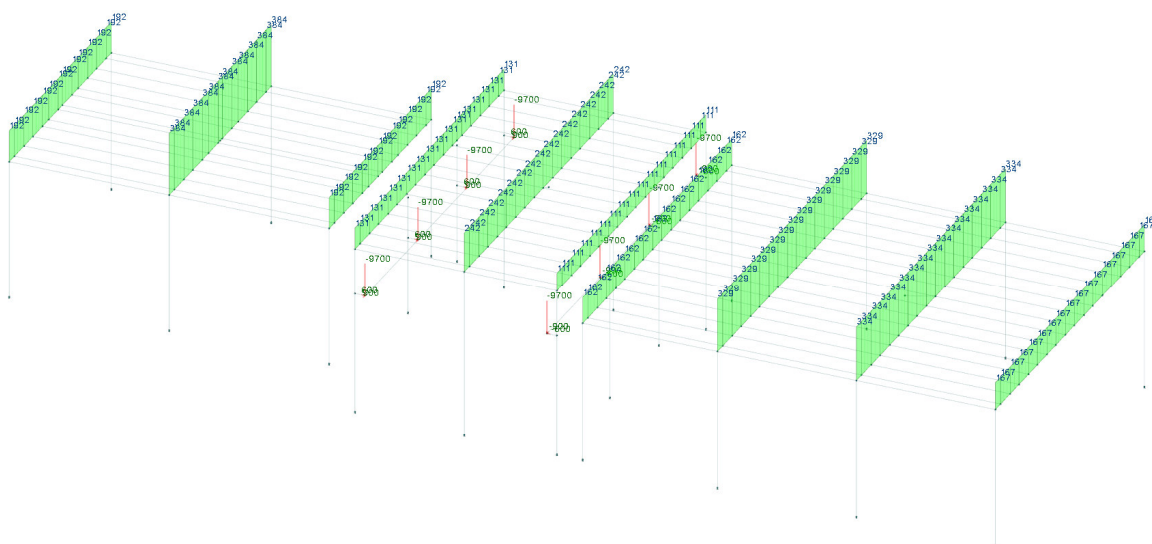


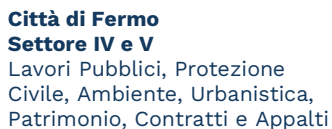
quanto sono considerati proprietà dell'elemento stesso, per averne contezza occorre consultare il programma di calcolo.

CONDIZIONE PESI PROPRI



CONDIZIONE PERMANENTI PORTATI

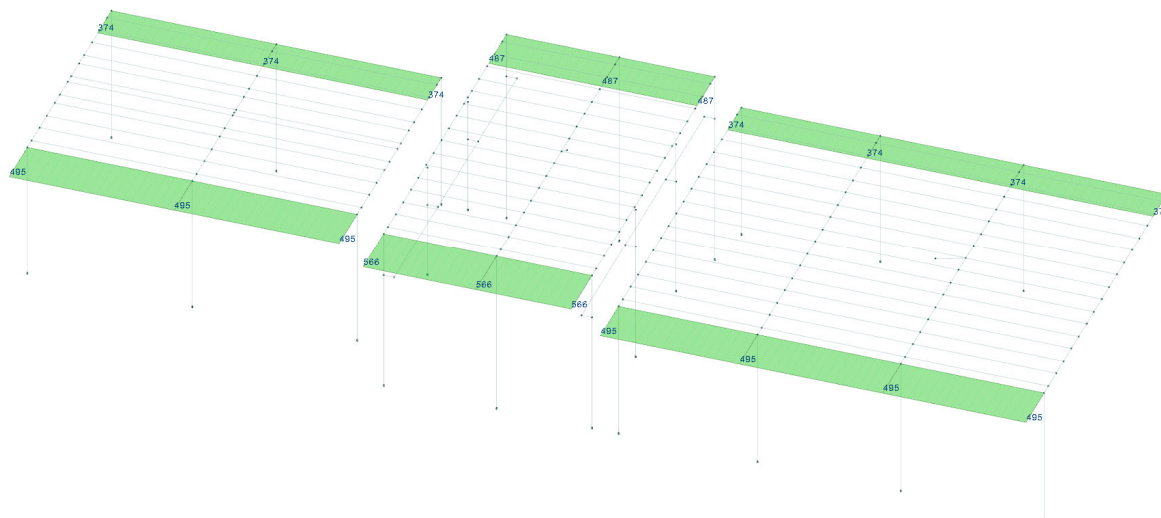




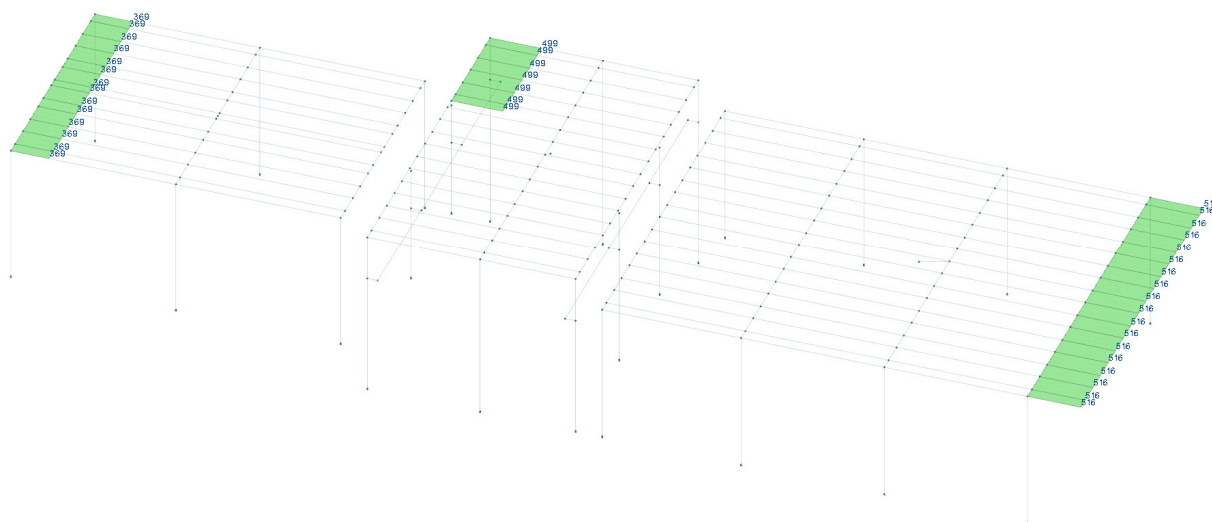
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004



CONDIZIONE VENTO A

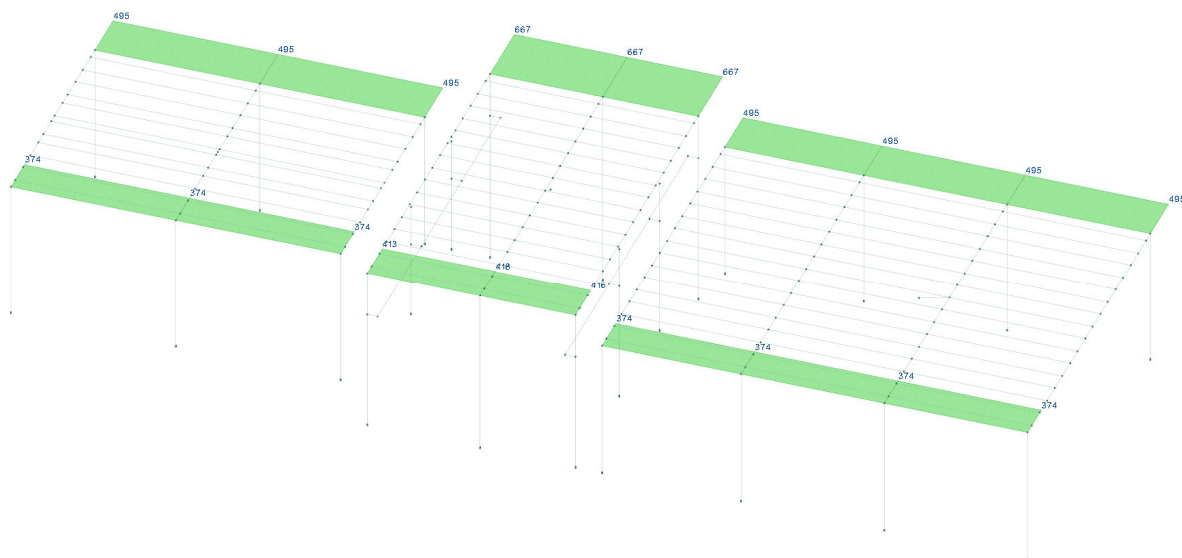


CONDIZIONE VENTO B

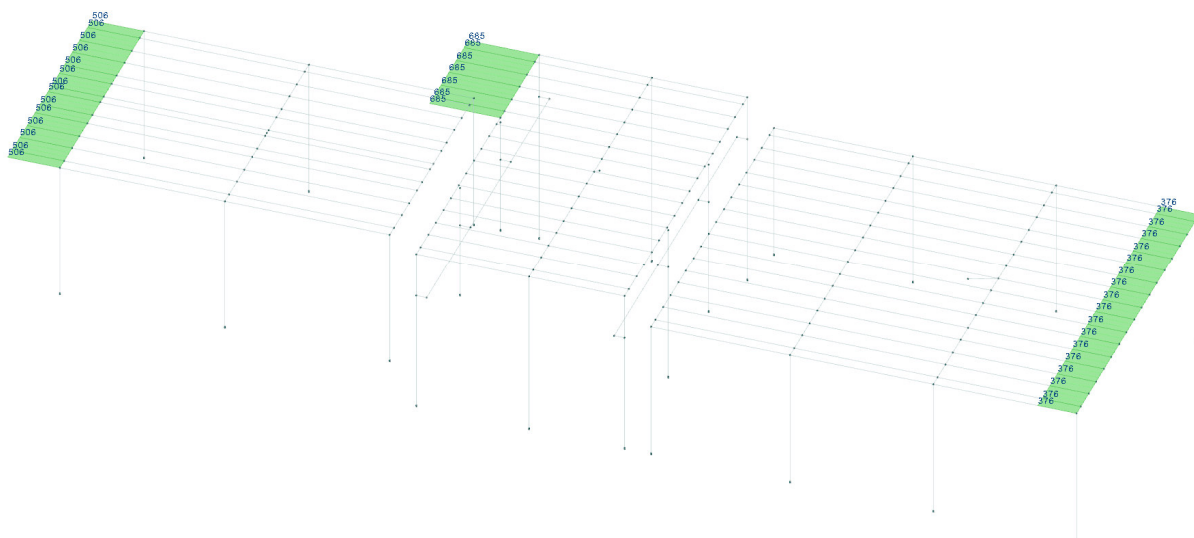




CONDIZIONE VENTO C



CONDIZIONE VENTO D





2.2 RISULTATI DEL CALCOLO

Si riporta in questa sede la sintesi dei risultati del calcolo fornita dal programma mediante le note di calcolo e le immagini del post-processore contenenti l'involuppo delle caratteristiche della sollecitazione e delle deformate nella misura strettamente necessaria a poter definire un giudizio sull'attendibilità dei risultati del calcolo.

2.2.1 SOLLECITAZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI PREFABBRICATI

Si riporta l'involuppo delle caratteristiche delle sollecitazioni principali. Per chiarezza di lettura sono state escluse dalle seguenti immagini le sollecitazioni riguardanti le fondazioni che sono invece riportate nella relazione sulle fondazioni.

Le unità di misura sono kN e m. [Gli involuppi si riferiscono alle combinazioni SLU/SLV.](#)

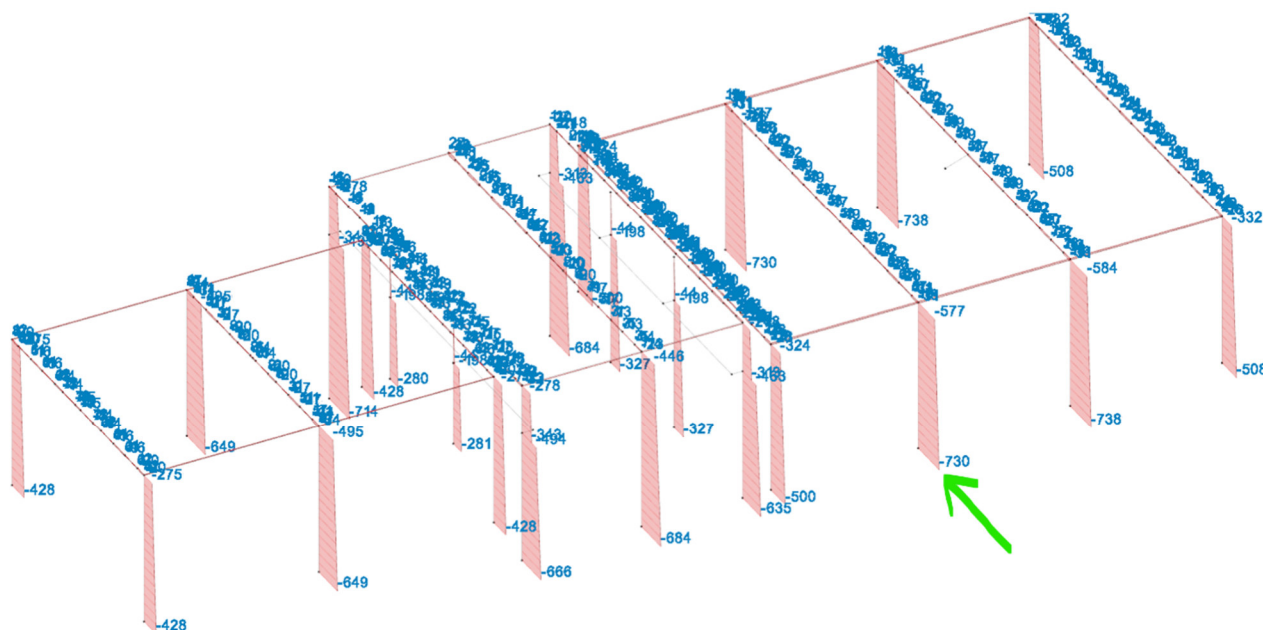
VALIDAZIONE DEI RISULTATI

Dall'analisi qualitativa dell'andamento delle sollecitazioni si può cominciare a esprimere un giudizio di attendibilità sui risultati del calcolo. In prima battuta si può dedurre che:

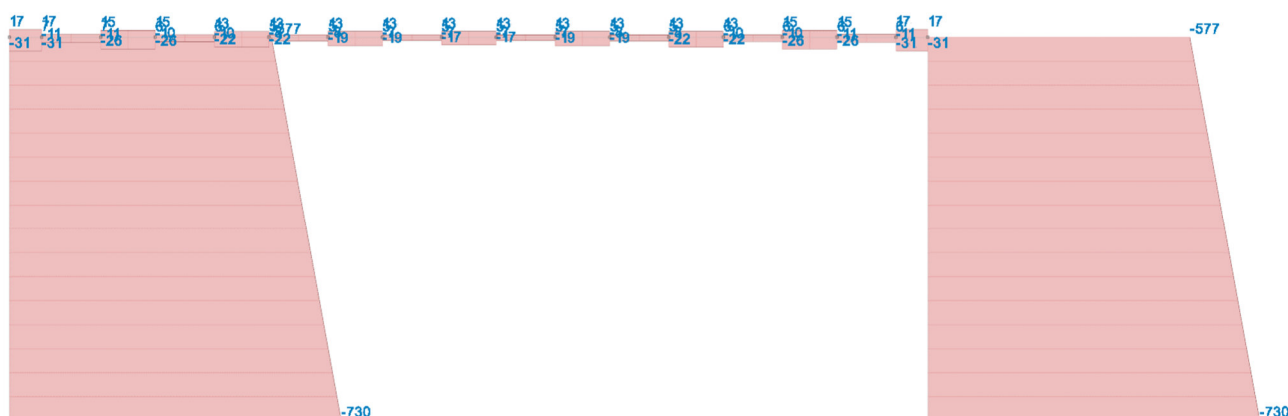
- 1) Il modello di calcolo è corretto nella definizione dei vincoli, essendo i diagrammi del momento flettente delle travi tipici delle travi incernierate-incernierate.
- 2) Si evince il comportamento a mensola dei pilastri evidenziato dall'andamento triangolare dei momenti flettenti lungo il fusto dei pilastri.

Si rimanda all'apposito paragrafo per ulteriori giudizio sull'attendibilità del calcolo.

2.2.1.1 Involuppo Sforzo Normale

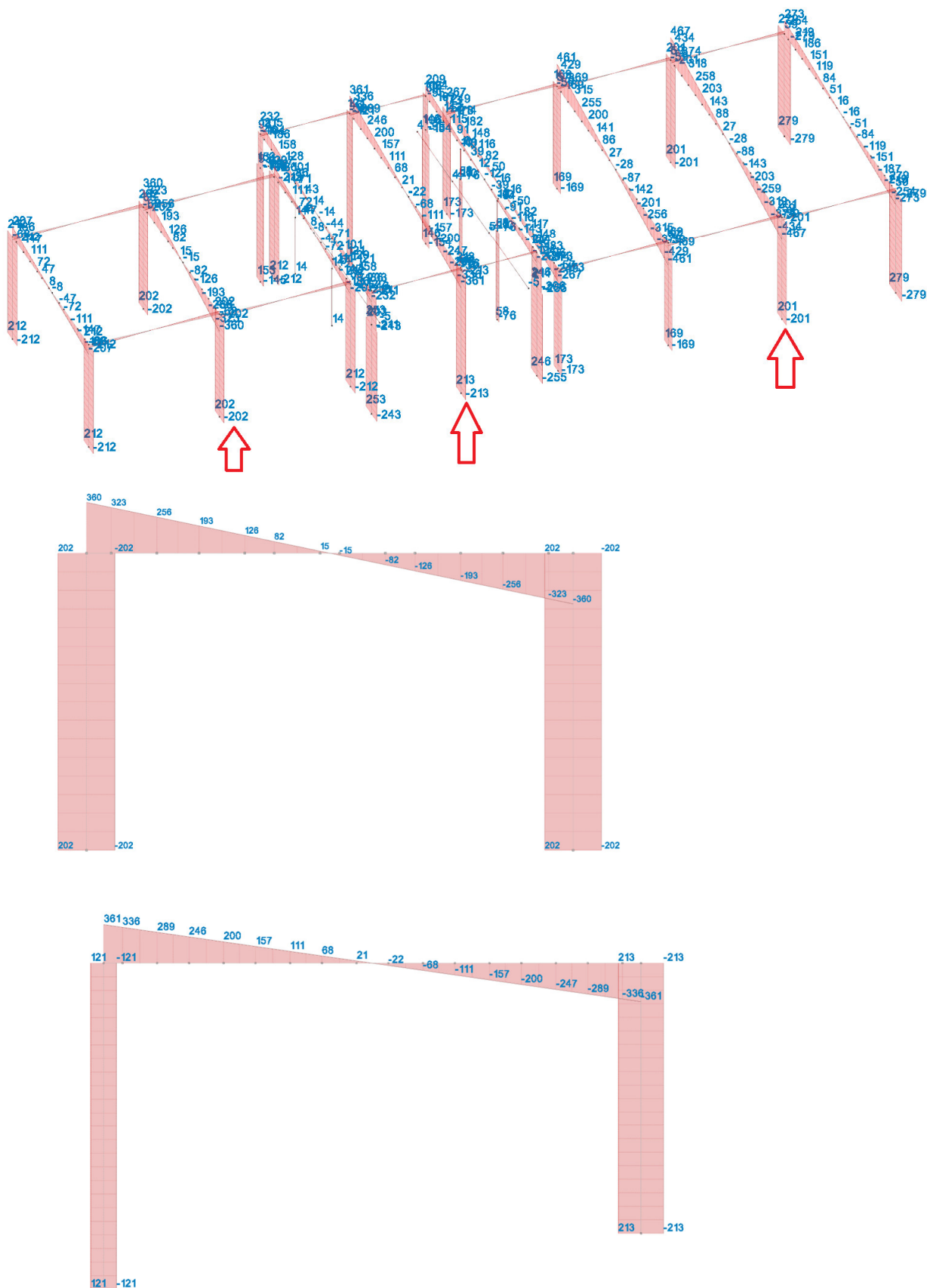


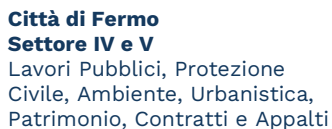
Per una migliore lettura si riporta la rappresentazione piana del telaio evidenziato, dalla quale si evince che gli sforzi normali sulle travi, derivanti sostanzialmente da variazioni termiche, sono di ordine di grandezza inferiore rispetto al resto della struttura.



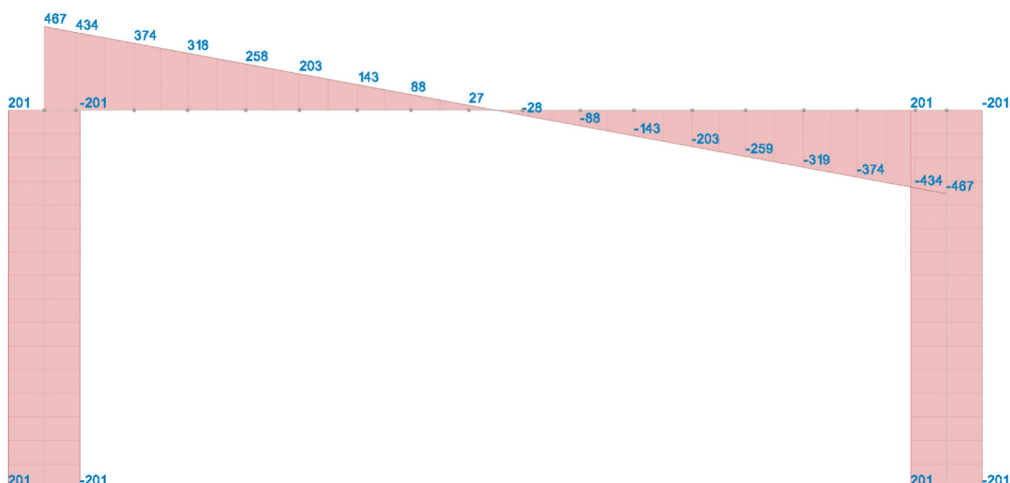
2.2.1.2 Involuppo Taglio F2

Nella seguente immagine sono evidenziati i tre telai che sono riportati in dettaglio nelle immagini seguenti.



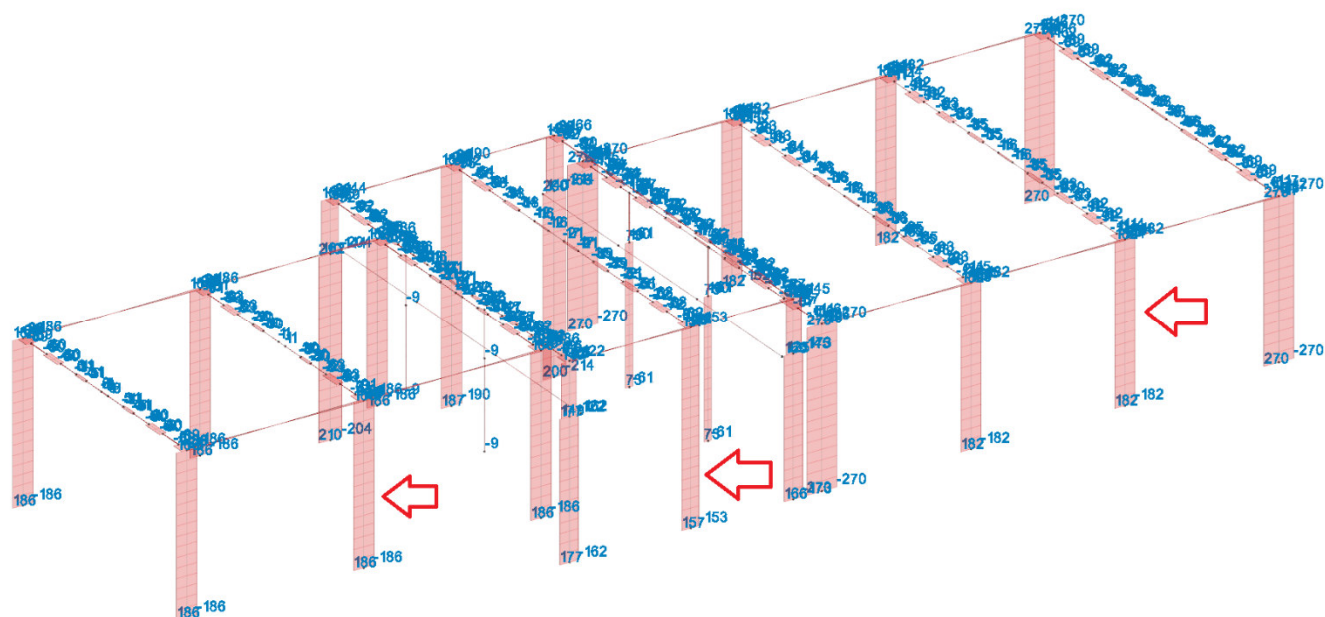


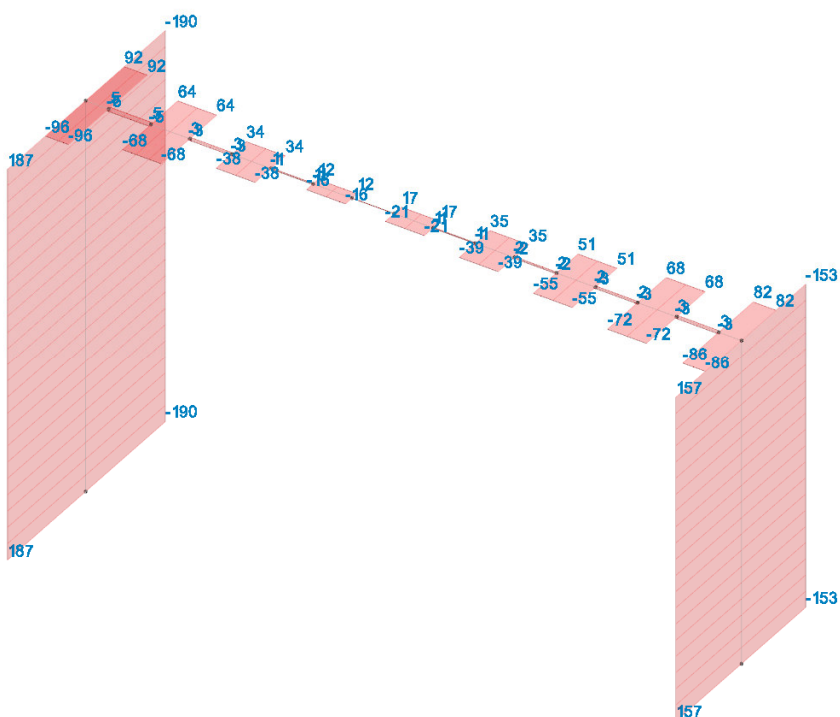
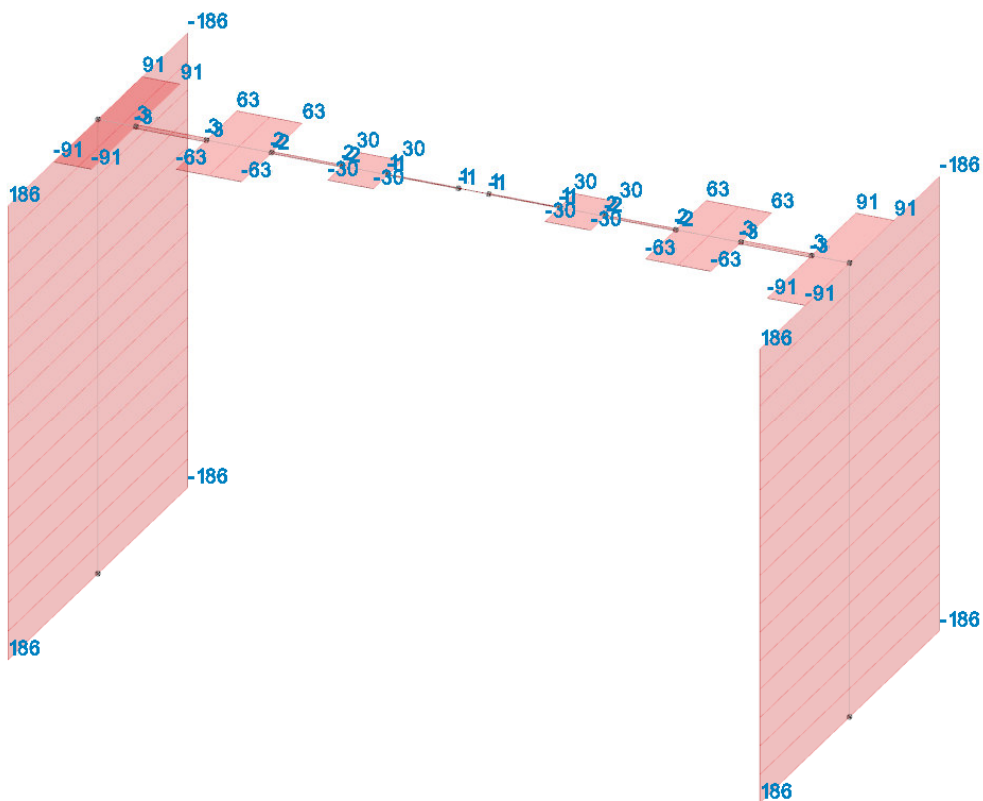
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004

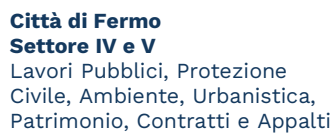


2.2.1.1 Inviluppo Taglio F3

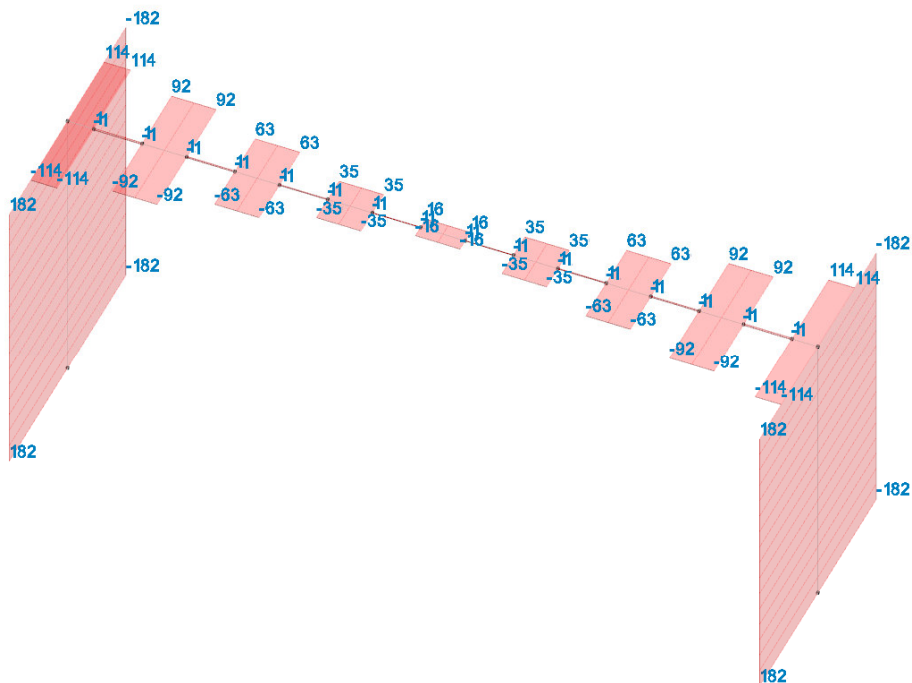
Nella seguente immagine sono evidenziati i tre telai che sono riportati in dettaglio nelle immagini seguenti.







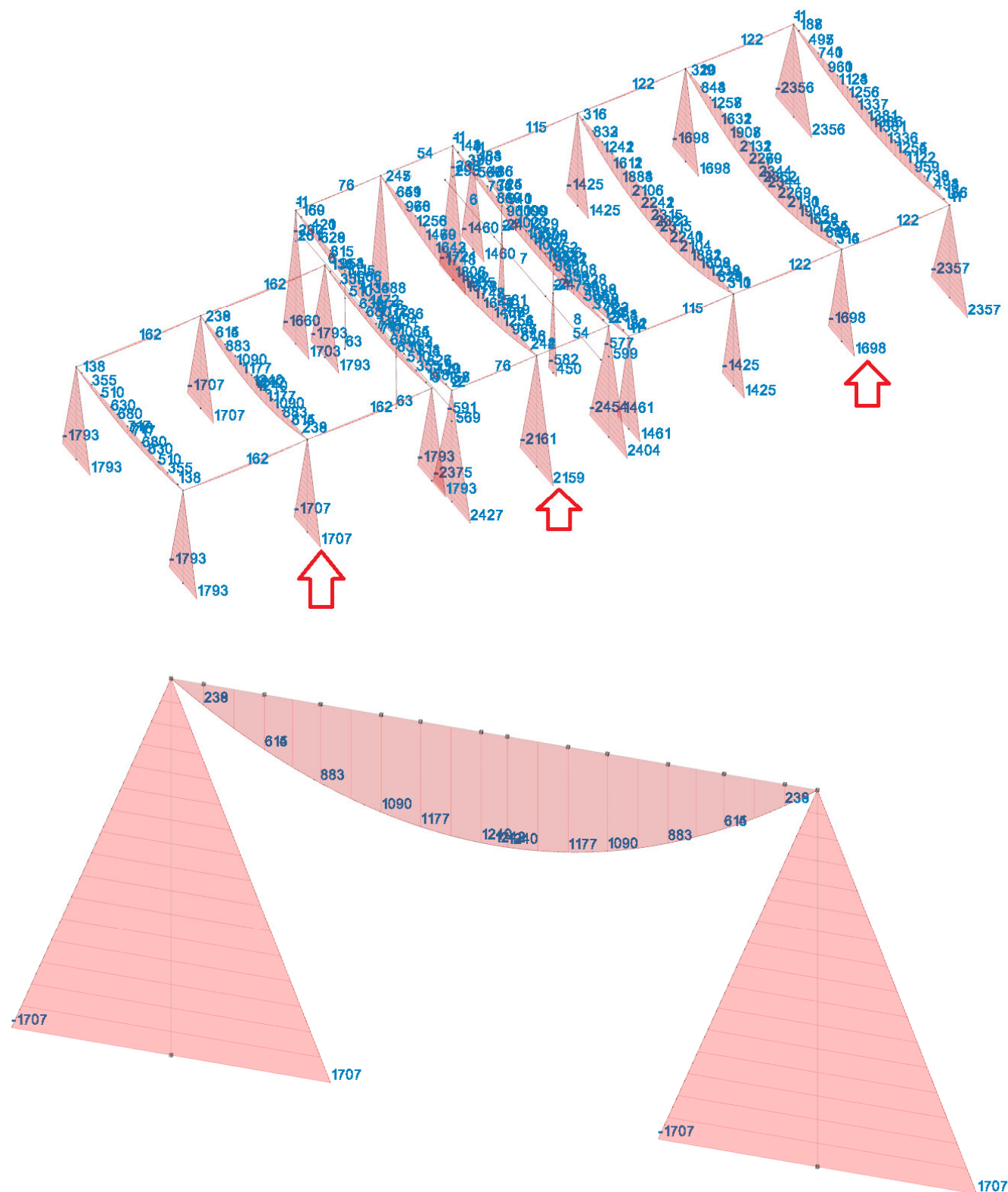
CIG: 9880245C18 CUP: F62F18000070004

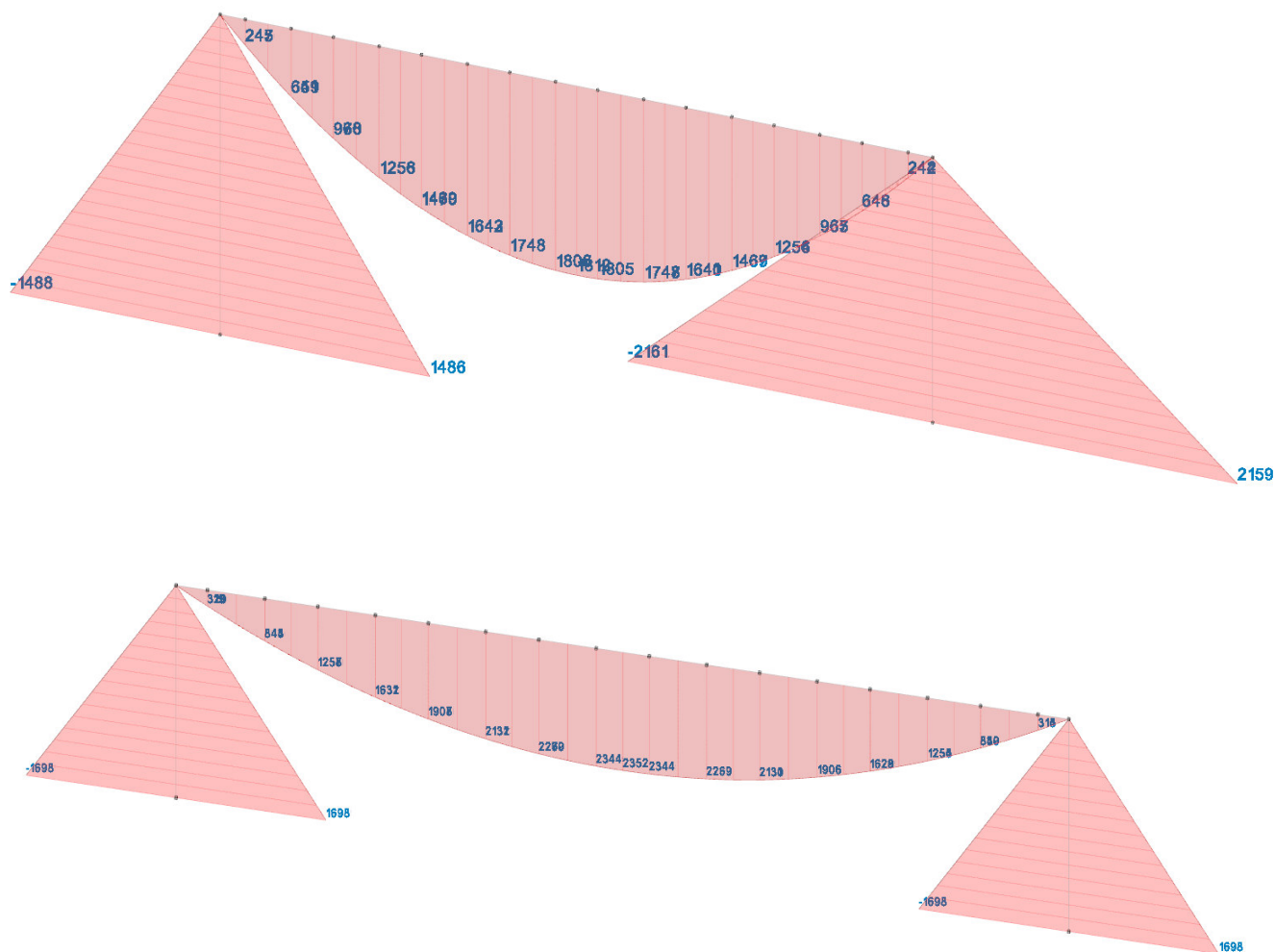




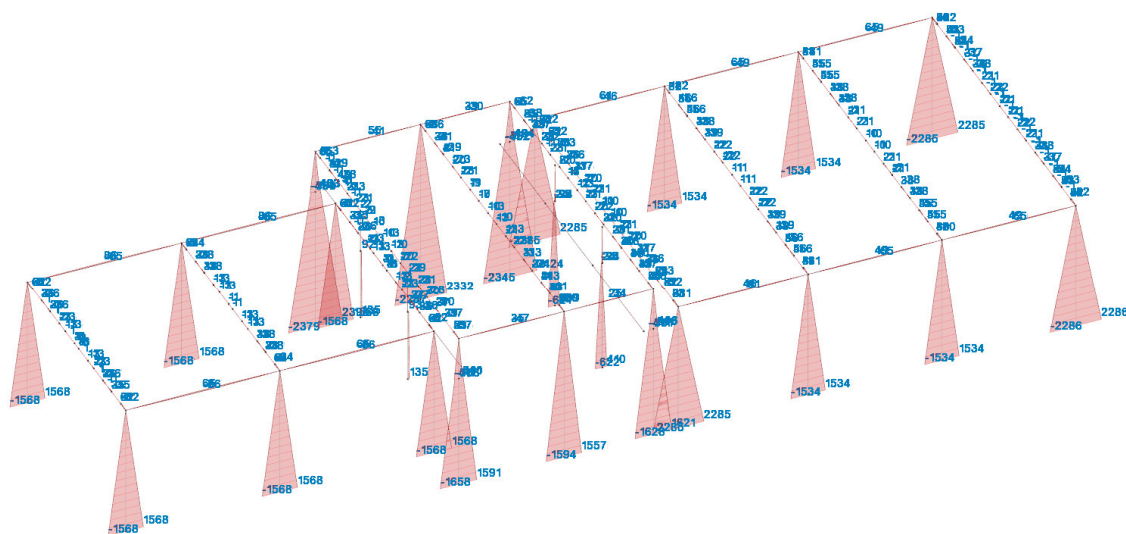
2.2.1.2 Inviluppo Momento Flettente M3

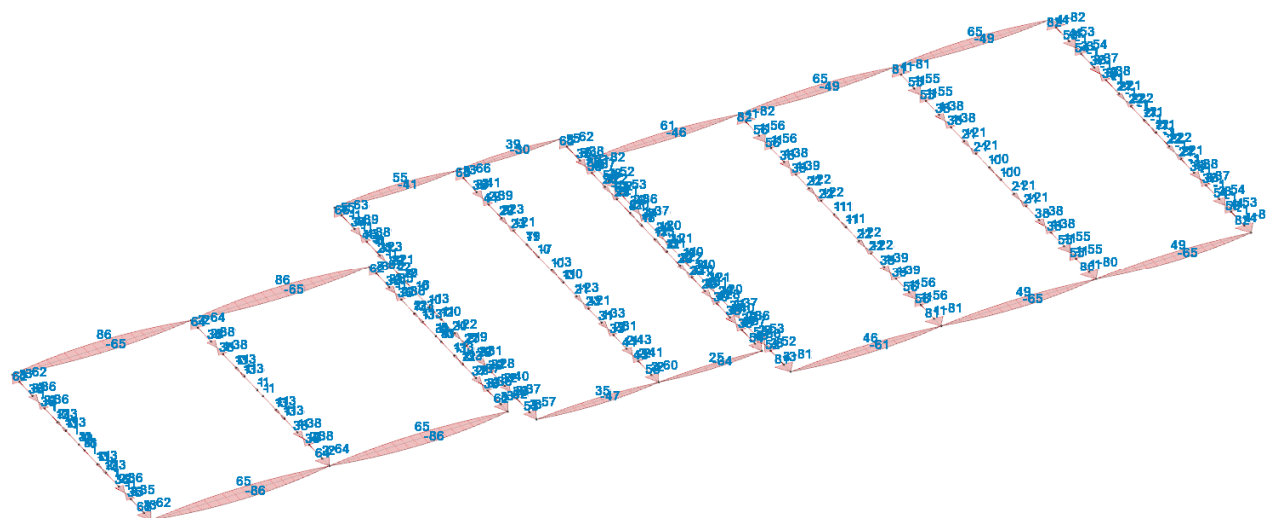
Nella seguente immagine sono evidenziati i tre telai che sono riportati in dettaglio nelle immagini seguenti.





2.2.1.3 Involuppi Momento Flettente M2





2.3 VERIFICHE GENERALI CAPITOLO 7

Si riportano in questa sede la sintesi delle verifiche sismiche generali previste al capitolo 7 come riportate dal solutore.

2.3.1 VERIFICA EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Si riporta il report del solutore, si rimanda al tabulato di calcolo per il dettaglio completo della verifica.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati in quanto la formula 7.3.3 riportata nel paragrafo 7.3.1 fornisce un valore minore di 0.1.

Note di calcolo

Rispettata verifica [7.3.3] § 7.3.1 D.M. 17-01-18 (θ massimo $[0.02] < 0.1$)

2.3.2 VERIFICA ANALISI MODALE

Si riporta il report del solutore al fine di verificare che la massa partecipante è superiore all'85%. Si rimanda al tabulato di calcolo per ogni ulteriore dettaglio.

Note di calcolo

Informazioni: Valutazione T1 da analisi modale

$T_{1,x} = 0.64$ s, $T_{1,y} = 0.61$ s.

Informazioni: masse partecipanti

massa partecipante in condizione Sisma X SLV 96.3%

massa partecipante in condizione Sisma Y SLV 96.4%

Si riportano a seguire le rappresentazioni grafiche dei modi principali della struttura dai quali si evince che:

- i modi principali che cimentano la struttura 2.1 sono il 3, il 6 ed il 7
- i modi principali che cimentano la struttura 2.2 sono il 1, il 2 e l'8

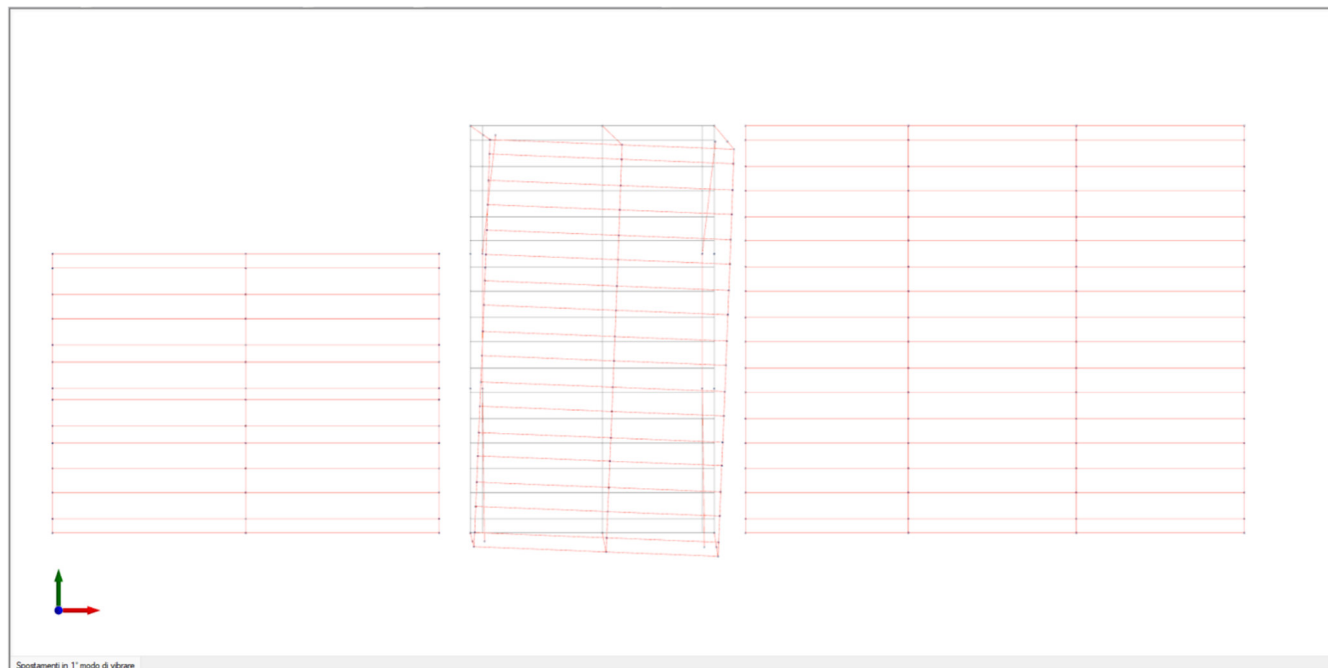


- i modi principali che cimentano la struttura 2.3 sono il 4, il 5 ed il 9.
- I modi superiori sono forme modali minori e locali.

I periodi associati a ciascuna forma modale sono riportati nella seguente tabella:

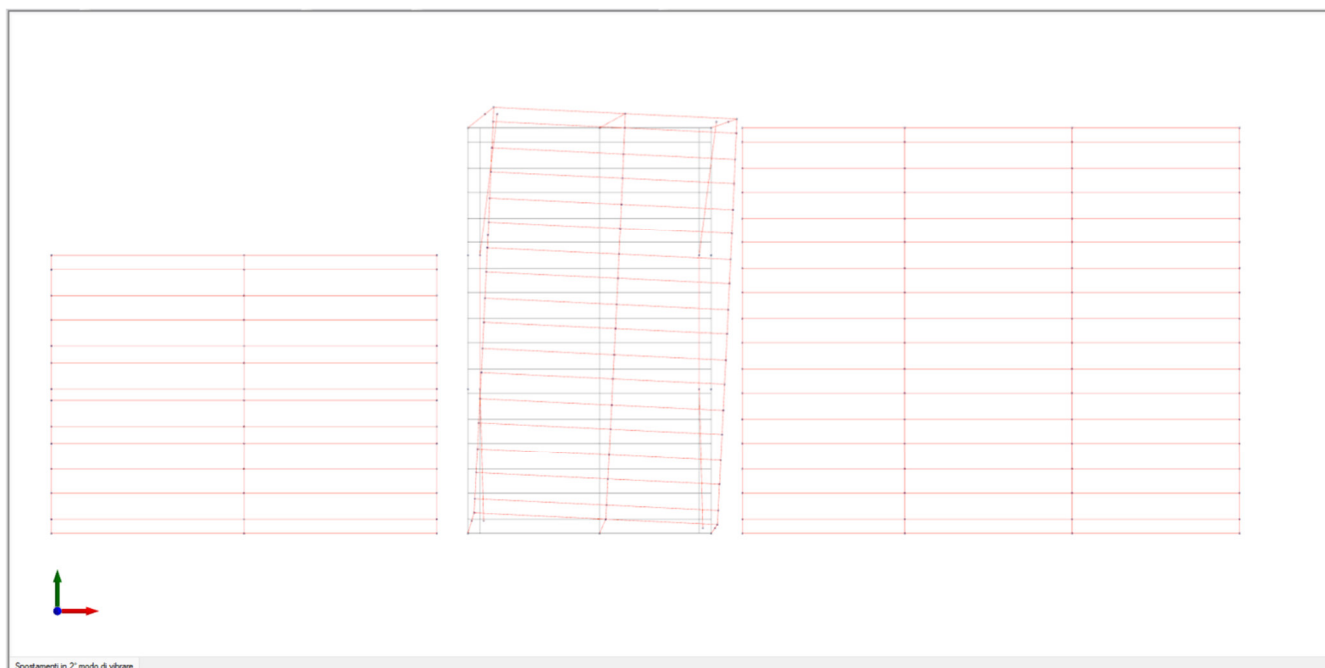
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.780285869	0.075114787	0.183475181	0	0.19095357	0.07783658	0.19427516	0.075114787	0.183475181
2	0.769678977	0.139859672	0.105069372	0	0.108928586	0.144988692	0.005997089	0.139859672	0.105069372
3	0.69822594	0.270733874	0	0	0	0.367290874	0.009584412	0.270733874	0
4	0.640502407	0.374691344	0.000000033	0	0.000000026	0.294583664	0.028381044	0.374691344	0.000000033
5	0.611765137	0.000000048	0.332412463	0	0.281343895	0.000000038	0.673516477	0.000000048	0.332412463
6	0.608808327	0	0.27076417	0	0.367331977	0	0.018448028	0	0.27076417
7	0.583786779	0	0	0	0	0	0.018092889	0	0
8	0.556247797	0.073202362	0.00020092	0	0.000183644	0.077036159	0.001342466	0.073202362	0.00020092
9	0.523445542	0.000000005	0.042415899	0	0.033347517	0.000000004	0.006620251	0.000000005	0.042415899
10	0.41468653	0	0.014956488	0	0.009800103	0	0.011946427	0	0.014956488
11	0.414249135	0	0.014920287	0	0.009778572	0	0.011917472	0	0.014920287
12	0.37798956	0	0	0	0	0	0.000002047	0	0
13	0.377090717	0	0	0	0	0	0.000002037	0	0
14	0.312996205	0	0	0	0	0	0.000000546	0	0
15	0.312996205	0	0	0	0	0	0.000003371	0	0
16	0.301353611	0	0	0	0	0	0.000002047	0	0
17	0.300637005	0	0	0	0	0	0.000002037	0	0
18	0.277097611	0.015582888	0	0	0	0.010209914	0.000618201	0.015582888	0
19	0.276804243	0.014293382	0	0	0	0.009367386	0.002066618	0.014293382	0
20	0.276394061	0	0	0	0	0	0.000001711	0	0

2.3.2.1 1° MODO

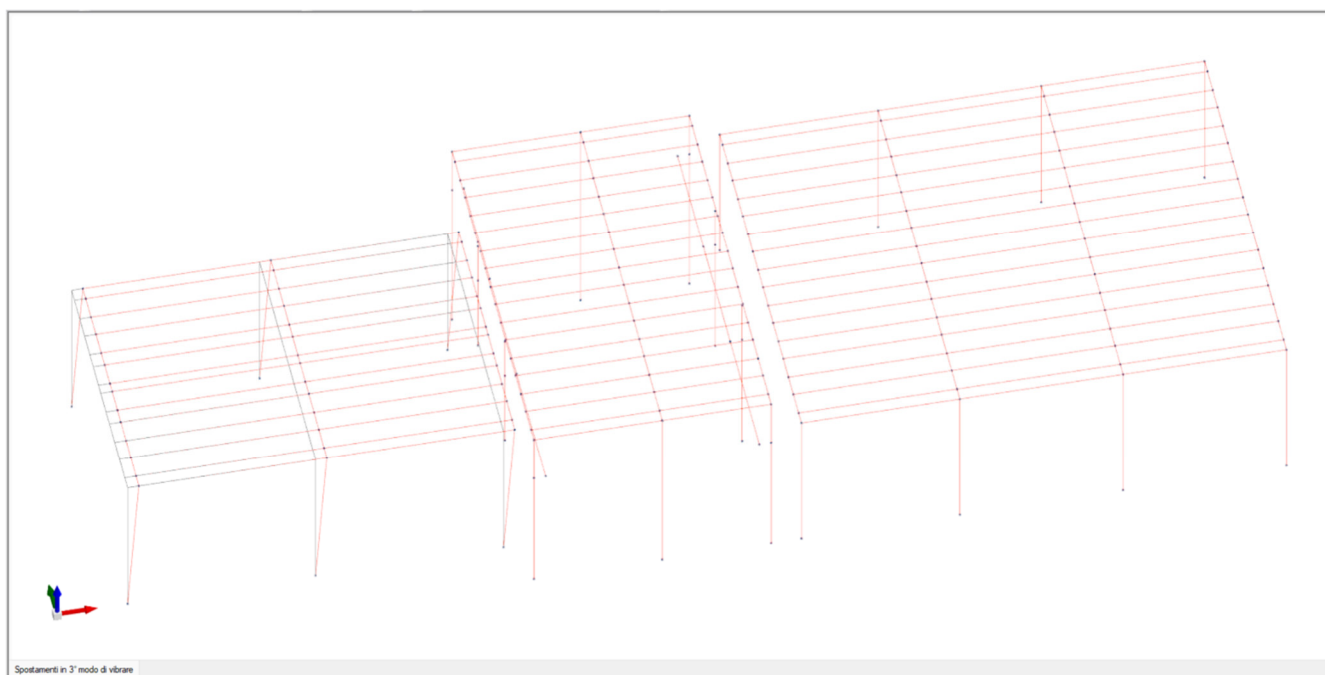




2.3.2.1 2° MODO

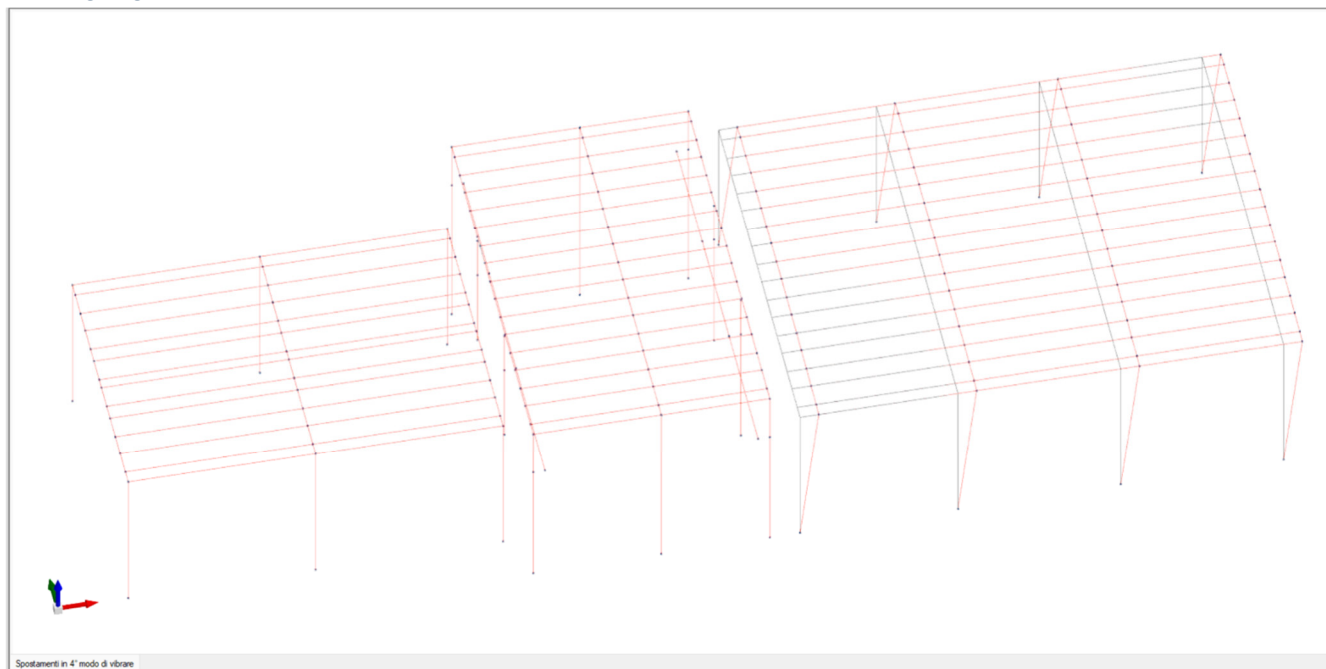


2.3.2.2 3° MODO

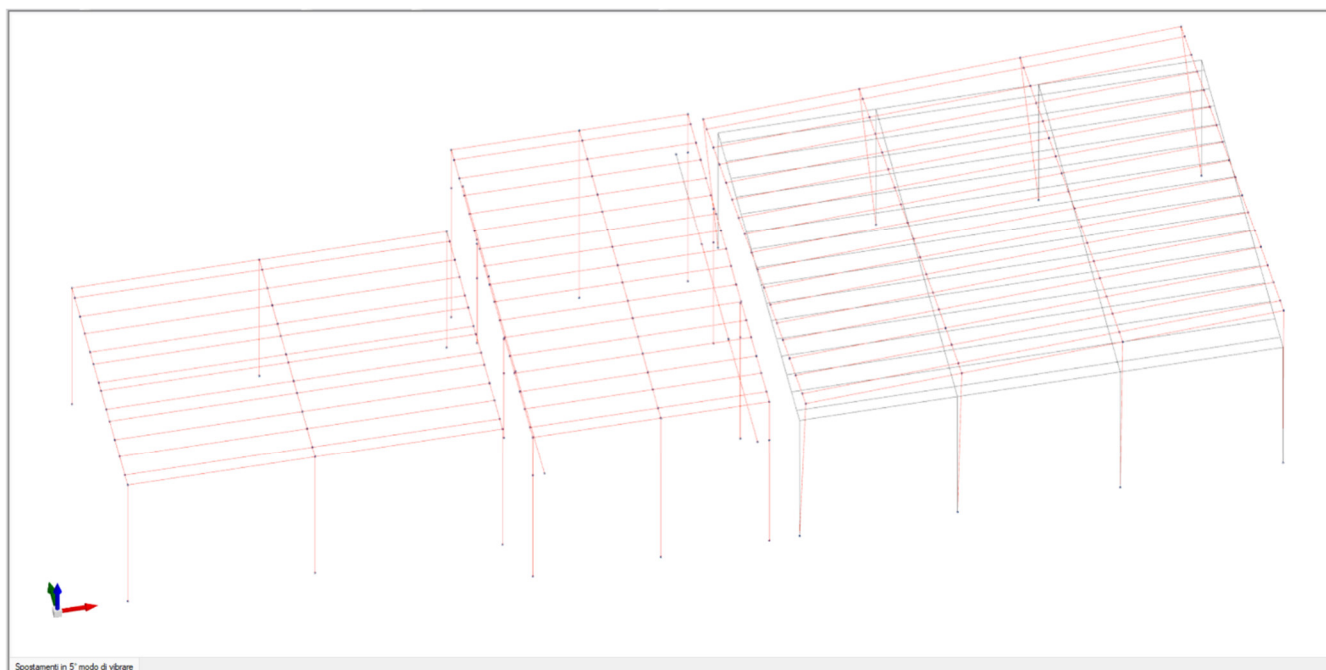




4° MODO

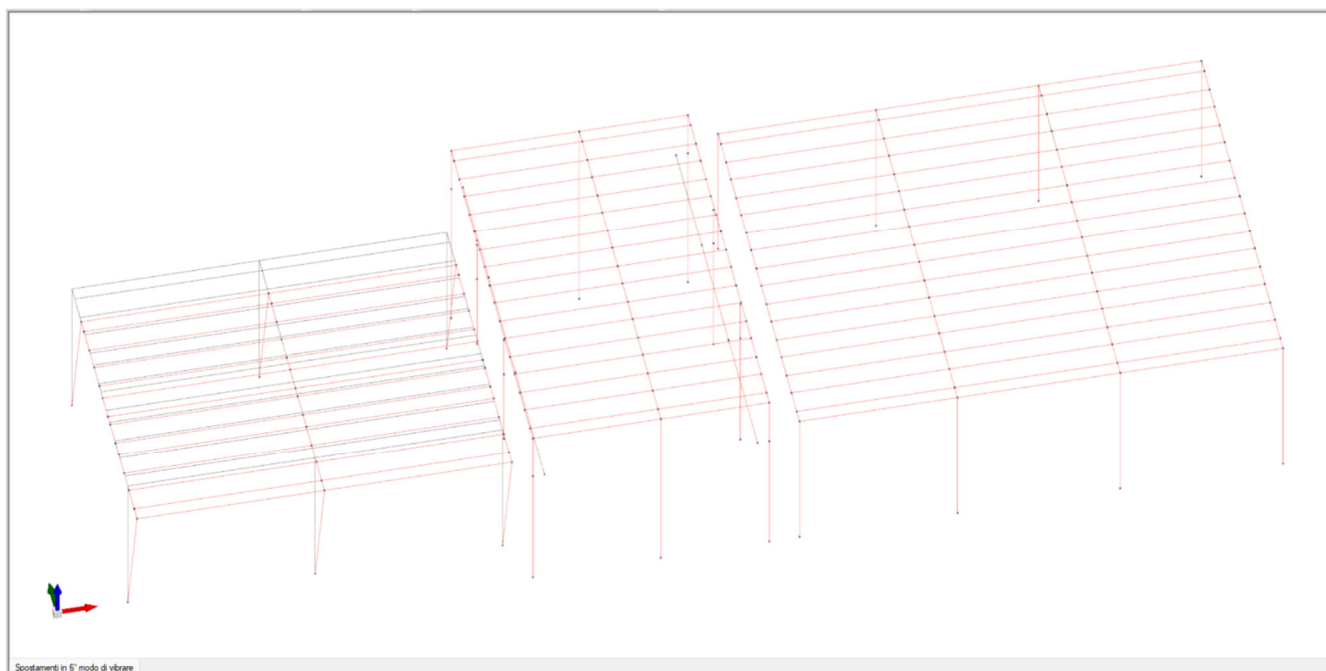


2.3.2.3 5° MODO

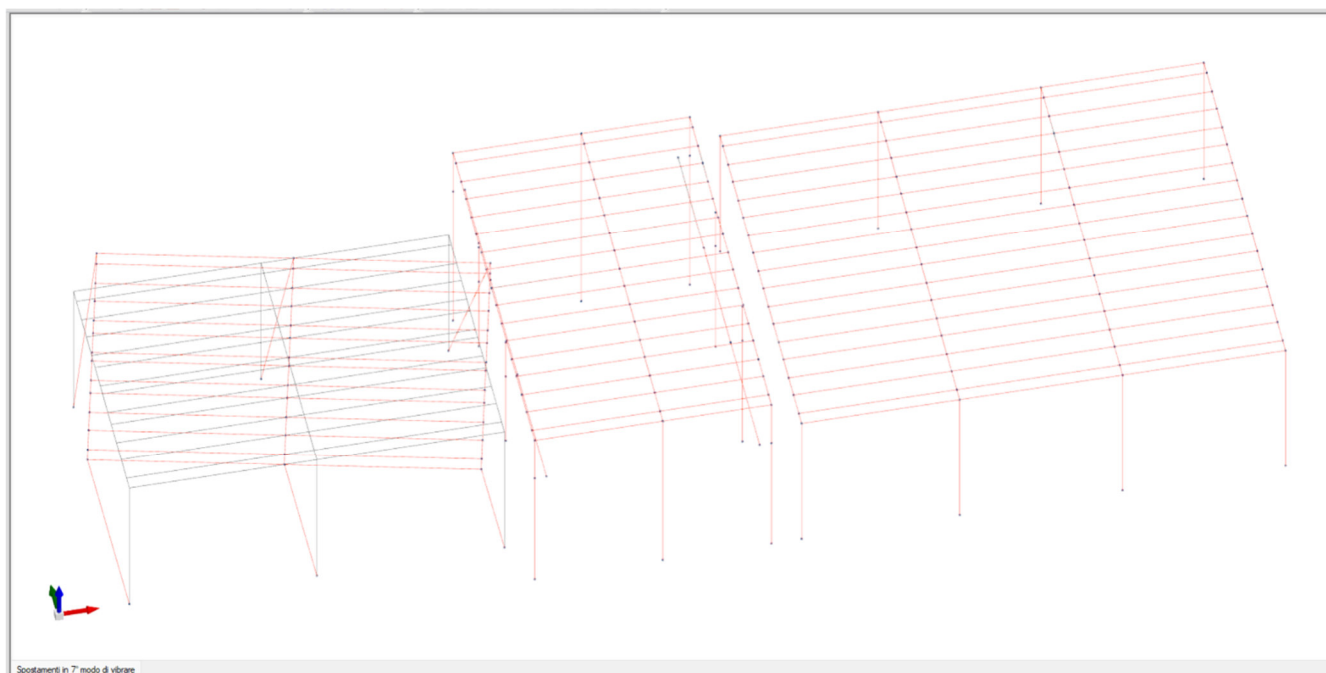




2.3.2.4 6° MODO

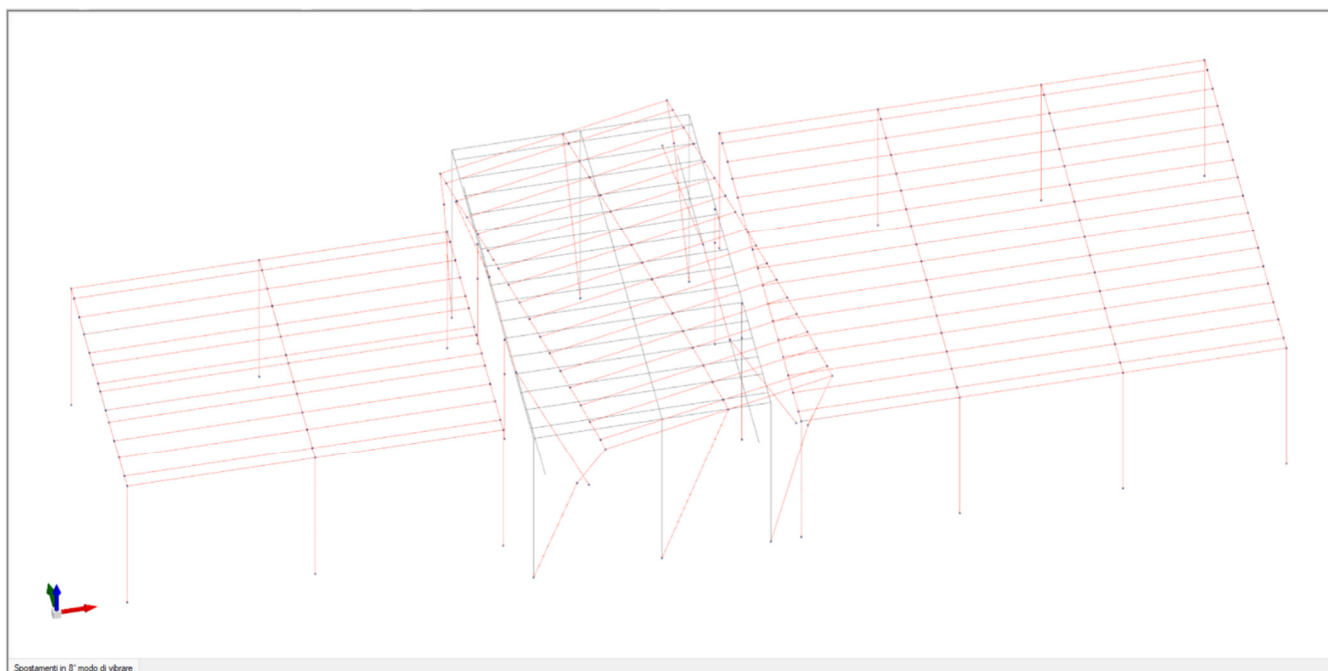


2.3.2.5 7° MODO

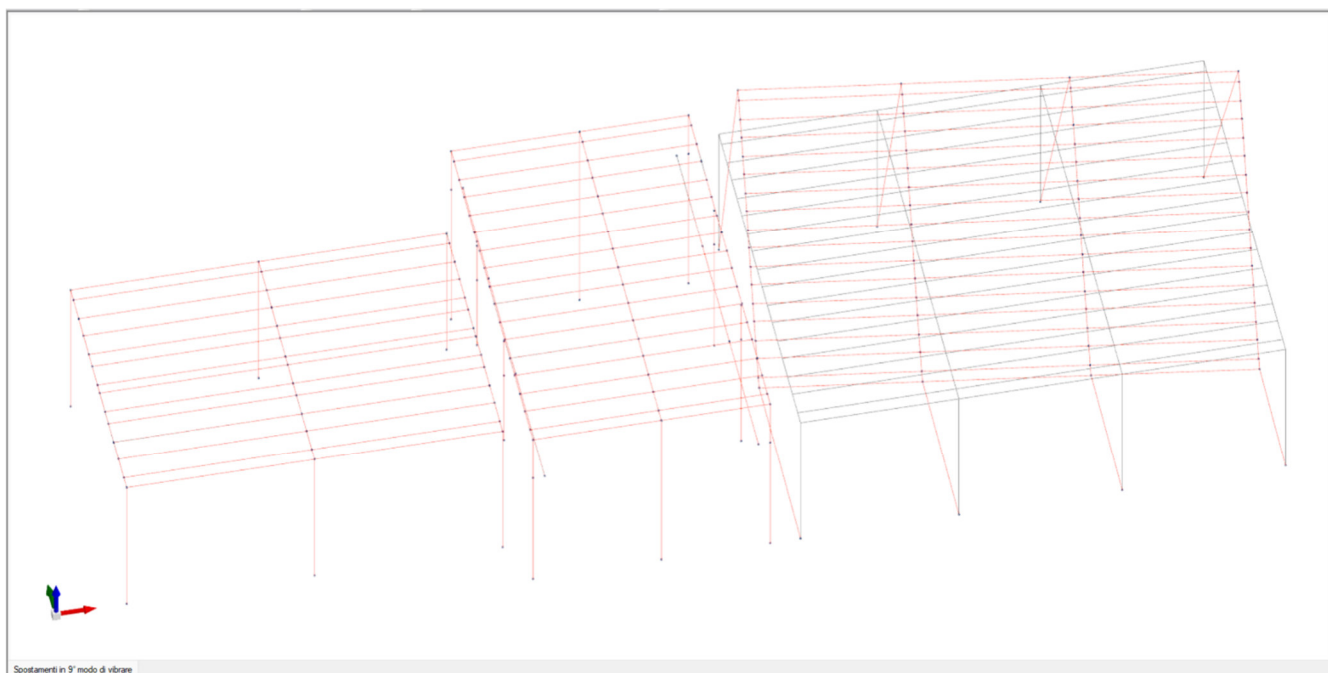




2.3.2.6 8° MODO



2.3.2.7 9° MODO



2.3.2.8 VERIFICA RAGGIUNGIMENTO 85% MASSA ECCITATA SU CIASCUN CORPO DI FABBRICA

Poiché la modellazione agli elementi finiti è condotta su un unico modello che contiene i tre edifici occorre verificare che si garantisca il raggiungimento dell'85% delle masse su ciascun edificio in quanto il conteggio della massa mobilitata è fatto appunto su un unico modello. A tale scopo si riporta il report del programma di calcolo con il conteggio della risultante delle masse per ciascun piano.



1 Masse di piano

Quota: quota, livello o falda, a cui compete la massa risultante.

Massa X: massa per la componente di spostamento lungo l'asse X. [daN/(m/s²)]

Massa Y: massa per la componente di spostamento lungo l'asse Y. [daN/(m/s²)]

Quota	Massa X	Massa Y
mensola	13187.4	13187.4
Piano Cop_2.3	41910.1	41910.1
985	688.1	688.1
Piano Cop_2.2	25746.8	25746.8
Piano Cop_2.1	30272.9	30272.9

La struttura 2.1 possiede le masse associate alla quota "Piano Cop2_1"

La struttura 2.2 possiede le masse associate alle quote "Piano Cop2_2" – mensola – 985

La struttura 2.3 possiede le masse associate alla quota "Piano Cop2_3"

- La massa complessiva delle tre strutture è pari a 111805
- La massa complessiva eccitata minima è pari al 96,3% ovvero 107669
- La massa complessiva mancante per il raggiungimento del 100% è pari a (111805-107669)=4136.8
- La massa complessiva del corpo 2.1 è pari a 30272.9
- La massa complessiva del corpo 2.2 è pari a 39622.3
- La massa complessiva del corpo 2.3 è pari a 41910.1

Per verificare che in tutti i corpi si raggiunge almeno l'85% della massa eccitata si adotta un ragionamento a schemi limite, ovvero si decurta a rotazione la massa mancante al raggiungimento del 100% interamente da ciascuna struttura e si verifica che in questa condizione limite la struttura avrebbe almeno l'85% di massa eccitata.

- Se la massa mancante viene decurtata interamente alla struttura 2.1 si ottiene che la massa eccitata minima sarebbe pari a (30272.9-4136.8)=26136.1 pari al 86,33%, pertanto la verifica è soddisfatta
- Se la massa mancante viene decurtata interamente alla struttura 2.2 si ottiene che la massa eccitata minima sarebbe pari a (39622.3-4136.8)=35485.5 pari al 89,56%, pertanto la verifica è soddisfatta
- Se la massa mancante viene decurtata interamente alla struttura 2.3 si ottiene che la massa eccitata minima sarebbe pari a (41910.1-4136.8)=37773.3 pari al 90,13%, pertanto la verifica è soddisfatta

Per quanto sopra riportato non c'è possibilità numerica che alcuna delle 3 struttura possa avere una massa eccitata inferiore all'85%.



2.3.3 VERIFICA DI RIGIDEZZA (7.3.6.1)

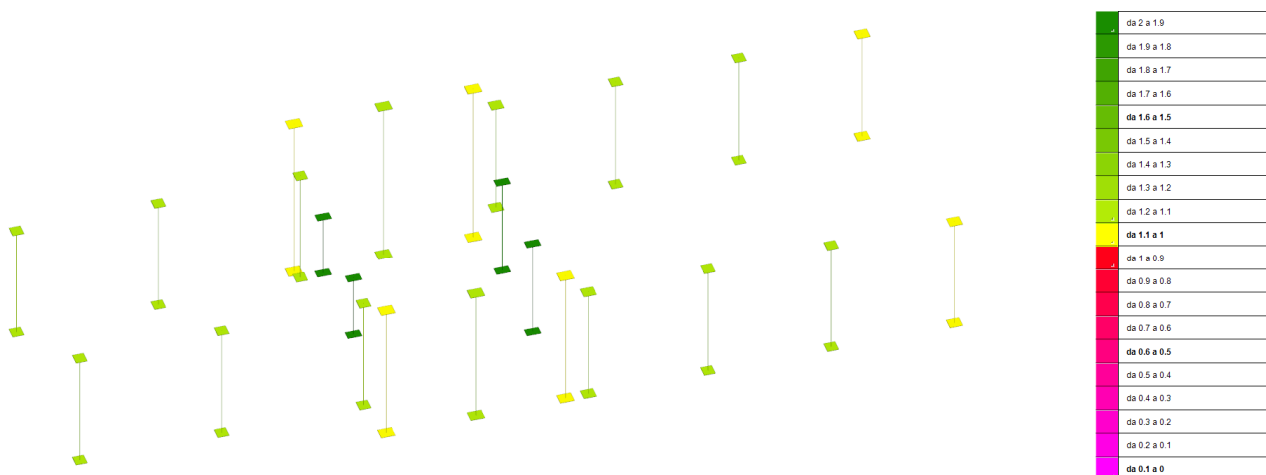
Poiché le tamponature sono progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} per effetto dei collegamenti alla struttura che saranno del tipo scorrevole certificato si adottano i limiti di spostamento previsti dalla formula 7.3.12 del punto 7.3.6.1:

$$qd_r < d_{rp} < (2/3)0.01h$$

Essendo la struttura in classe d'uso III gli spostamenti di interpiano allo SLO saranno pari a

$$qd_r < d_{rp} < (2/3)0.01h \text{ ovvero } qd_r < d_{rp} < 0.0066h$$

Si riporta l'immagine con i coefficienti di sicurezza della verifica:



2.3.4 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI DUTTILITA' (7.3.6)

E' richiesta la verifica esplicita solo per la sezione allo spiccato dei pilastri. La verifica viene condotta in automatico dal programma di calcolo ed è riportata per ciascun pilastro nel tabulato di calcolo (elaborato 2R) nel paragrafo relativo alla verifica dei pilastri.

2.3.5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (7.3.6.2)

Saranno verificati secondo quanto indicato al 7.2.3 i pannelli di tamponamento prefabbricati.

Gli impianti che dovessero interferire con la struttura saranno verificati in altra relazione.

La presente relazione riguarda le sole strutture edili.

2.3.6 VERIFICA DI RESISTENZA IN SLD (7.3.6)

Essendo la struttura in classe d'uso 3 la verifica è riportata per ciascun pilastro nel tabulato di calcolo (elaborato 2R) nel paragrafo relativo alla verifica dei pilastri.



2.3.7 VERIFICA MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITA' IMPIANTI (7.3.6)

Gli impianti che dovessero interferire con la struttura saranno verificati in altra relazione.

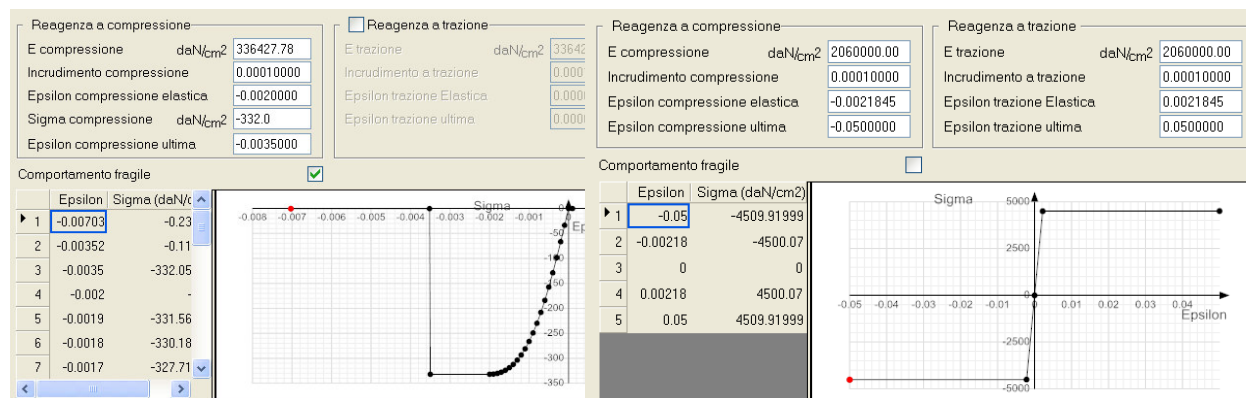
La presente relazione riguarda le sole strutture edili.

2.4 VERIFICA ELEMENTI AD ARMATURA ORDINARIA

I legami costitutivi dei materiali utilizzati per le verifiche degli elementi sono rappresentati nelle seguenti immagini:

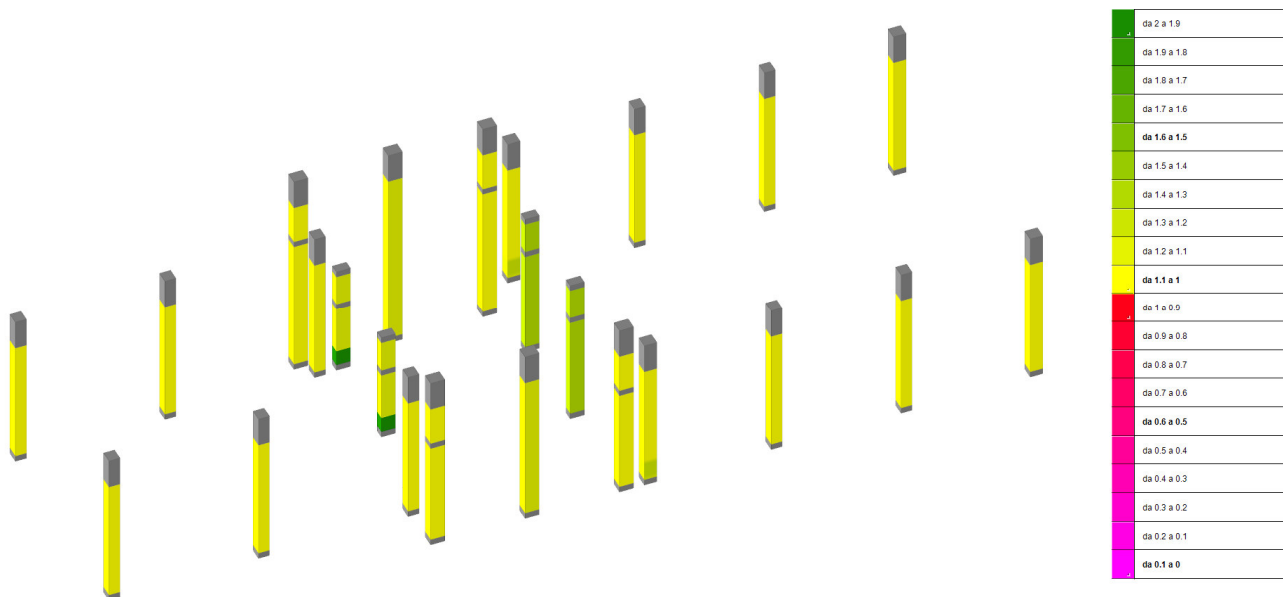
cls:

acciaio:



2.4.1 VERIFICA DEI PILASTRI

Si riportano in questa le immagini del minimo coefficiente di sicurezza rimandando al tabulato di calcolo per ogni ulteriore dettaglio sul resto delle verifiche.





2.4.2 VERIFICA DELLE MENSOLE TOZZE

2.4.2.1 VERIFICA MENSOLE CARROPONTE

L'azione massima sulla mensola è pari a 96 kN per il carroponte oltre ad un valore cautelativo pari di 10 kN per la via di corsa (si considera un profilo HEA320). A vantaggio di sicurezza si dimensiona la mensola per un carico pari a 150 kN.

- NORMATIVA

Eurocodice 2, versione: UNI EN 1992-1-1:2005 (6.2.2; 6.5; J.3)

- UNITA' DI MISURA

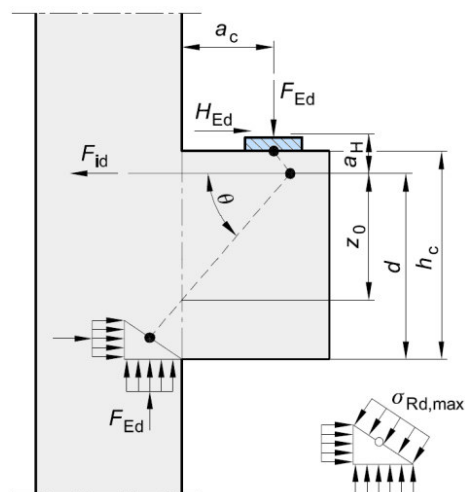
Ove non indicate le unità di misura si intendono:

- Forze [daN]
- Pressioni [daN/cm²]
- Lunghezze [cm]
- Deformazioni [‰]

- CARATTERISTICHE MATERIALI

- Calcestruzzo Mensola:	- Acciaio:
Classe = C45/55 $f_{ck} = 456.50 \text{ daN/cm}^2$ $\gamma_c = 1.5$ $\alpha_{cc} = 0.85$ $f_{cd} = 258.68 \text{ daN/cm}^2$ $\epsilon_{c,2} = 0.02 \%$ $\epsilon_{cu,2} = 0.04 \%$	Tipo = B450C $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$ $f_{yk} = 4500.00 \text{ daN/cm}^2$ $f_{tk} = 5175.00 \text{ daN/cm}^2$ $\epsilon_{yd} = 0.19 \%$ $\epsilon_{ud} = 6.75 \%$ $\gamma_s = 1.15$ $f_{yd} = 3913.04 \text{ daN/cm}^2$ $f_{ud} = 3913.04 \text{ daN/cm}^2$

- SIMBOLOGIA E RIFERIMENTI NORMATIVI



- Controlli -	- Conseguenze -
---------------	-----------------



(1) $1 < \text{tg}\varnothing \leq 2.5$	condizione necessaria per poter applicare questo modello
(2) $a_c \leq 0.5 h_c$	staffe orizzontali in misura: $A_{so} \geq k_1 A_{fp}$ (A_{so} = area staffe orizzontali, A_{fp} = area ferri principali, $k_1 = 0.25$)
(3) $a_c > 0.5 h_c$	staffe verticali in misura: $A_{sv} \geq k_2 F_{ed}/f_{yd}$ (A_{sv} = area staffe verticali, $k_2 = 0.5$)
$\sigma_{cls} < f_{cd}$	verifica puntone
$\sigma_{acc} < f_{yd}$	verifica tirante
$\sigma_{cls\text{-piattina}} < f_{cd}$	verifica cls sotto la piattina di carico

- GEOMETRIA E DATI

Geometria :

- $H_s = 70$ (larghezza pilastro superiore)
- $H_i = 70$ (larghezza pilastro inferiore)
- $F = 40$ (sbalzo mensola)
- $a_c = 20$ (distanza forza applicata dal filo interno del pilastro superiore)
- $S_1 = 30$ (altezza mensola principale)
- $S_2 = 25$ (altezza rastremazione mensola)
- $B = 70$ (profondità della mensola e dei pilastri)
- Piattina di carico: spessore = 2 cm, larghezza = 15 cm

Dati fissi e calcolati:

$A_{fp} = 5.7\text{cm}^2$ (area acciaio ferro principale)

$A_{so} = 5\text{cm}^2$ (area staffe orizzontali presenti nell'altezza (h_c) della mensola)

$A_{sv} = 5\text{cm}^2$ (area staffe verticali)

$A_c = 3850\text{ cm}^2$ (area cls per verifica al taglio)

- ARMATURA

- FERRO PRINCIPALE:

- numero = 5
- $\varnothing = 1.2\text{ cm}$
- "rientro" in % = 50 %

- STAFFE ORIZZONTALI:

- numero = 7
- $\varnothing = 0.8\text{ cm}$
- passo = 9 cm

- STAFFE VERTICALI:

- numero = 4
- $\varnothing = 0.8\text{ cm}$
- passo = 8 cm

- VERIFICHE



- LUNGHEZZA MENSOLA:

$$a_c \leq 0.5 * h_c \quad (20 \leq 27.5)$$

- occorre verificare la presenza di staffe chiuse orizzontali:

$$A_{so} \geq k_1 * A_{fp} : (5 \geq 1.4) \text{ Verificato}$$

- non occorre verificare la presenza di staffe chiuse verticali.

- VERIFICHE SINGOLI SESTETTI:

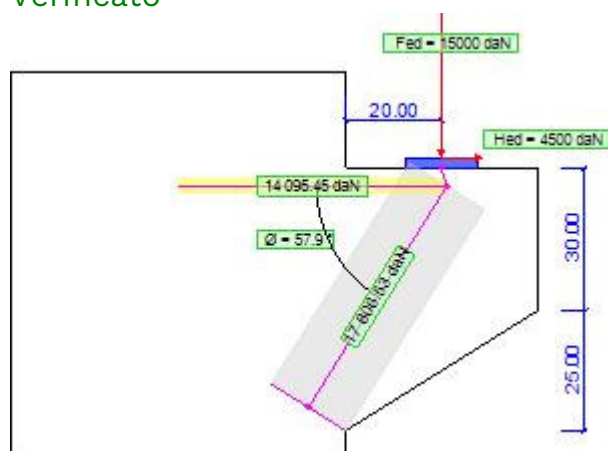
Simboli :

F_{ed} = forza verticale [daN]; H_{ed} = forza orizzontale [daN]; F_p = puntone [daN];

F_t = tirante [daN]

Sest.1 (Caso 1)

Verificato



- $F_{ed} = 15000 \text{ daN}$

- $H_{ed} = 4500 \text{ daN}$

- $F_p = 17806.5 \text{ daN}$ (puntone)

- $F_t = 14095.4 \text{ daN}$ (tirante)

- $V_{rd} = 12857.3 \text{ daN}$

- $1 < \tan \theta \leq 2.5 \quad (1 < 1.6 \leq 2.5)$

Verificato

- $\sigma_{cls} < f_{cd}' \quad (13.8 < 258.7) \text{ Verificato}$

- $\sigma_{cls-pattina} < f_{cd}' \quad (14.3 < 258.7) \text{ Verificato}$

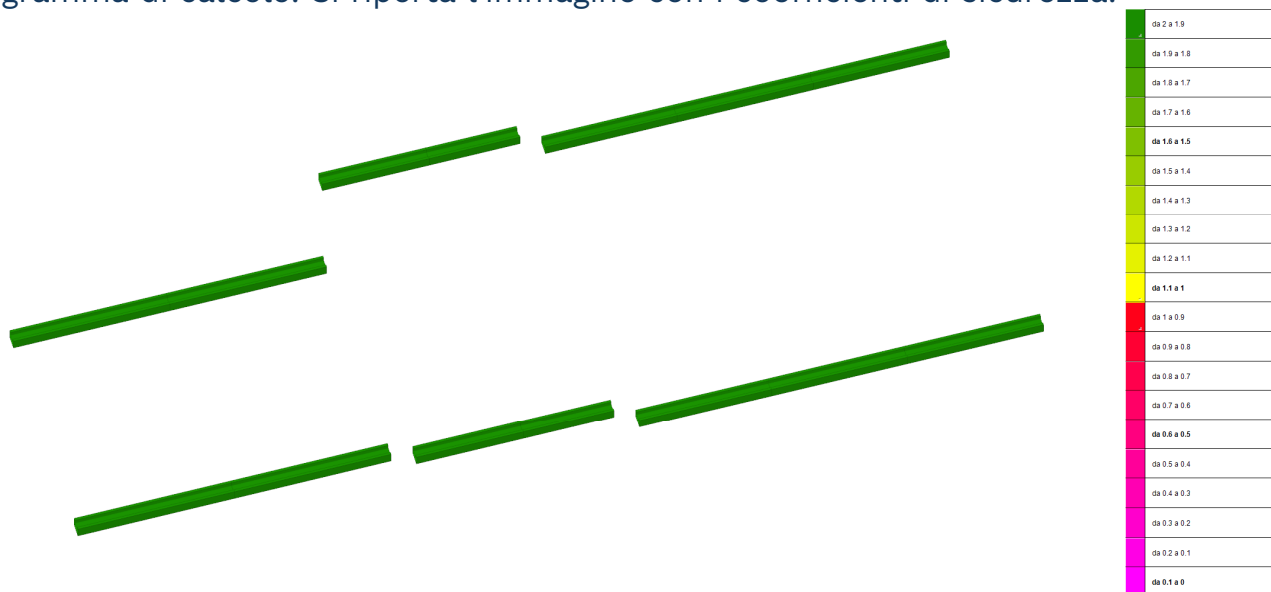
- $\sigma_{acc} < f_{yd} \quad (2492.6 < 3913) \text{ Verificato}$

- staffe verticali = non necessarie ($a_c < 0.5 h_c$)



2.4.3 VERIFICA DELLE TRAVI GRONDA AD ARMATURA LENTA

La verifica viene condotta a pressoflessione deviata in automatico dal programma di calcolo. Si riporta l'immagine con i coefficienti di sicurezza.



2.5 VERIFICA ELEMENTI PRECOMPRESSI

Gli elementi strutturali precompressi vengono realizzati con la tecnologia dei cavi aderenti ad armatura pretesa e sono stati progettati in assenza di parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, pertanto non è necessaria la verifica a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute. Si verificano solo gli elementi più sollecitati per ogni tipologia e l'armatura ricavata viene estesa a tutti gli altri elementi della stessa tipologia a vantaggio di sicurezza. Gli elementi orizzontali prefabbricati vincolati alla struttura con un vincolo cerniera-cerniera non aggiungono alcuna rigidità rispetto a quella che l'intera struttura possiede in virtù del funzionamento a mensola dei pilastri e delle pareti pertanto tali elementi sono a tutti gli effetti elementi secondari.

Gli elementi secondari nel caso in esame sono solo elementi orizzontali vincolati al resto della struttura con vincoli tipo cerniera e pertanto non sono soggetti a variazione delle sollecitazioni e quindi della capacità portante dovuta agli spostamenti orizzontali della struttura, pertanto la verifica prevista al 7.2.3 è implicitamente soddisfatta.

Non occorre verificare il rispetto dei limiti geometrici previsti al capitolo 7 in quanto gli stessi elementi non subiscono alcuna plasticizzazione non potendo una cerniera elastica trasformarsi in nessun caso in una cerniera plastica.

Per quanto non direttamente indicato nel D.M.17/01/2017 si farà riferimento all'Eurocodice2 che costituisce riferimento tecnico coerente con la norma in oggetto ai sensi del capitolo 12.



Vengono inoltre effettuate le verifiche in condizioni transitorie (trasporto e stoccaggio).

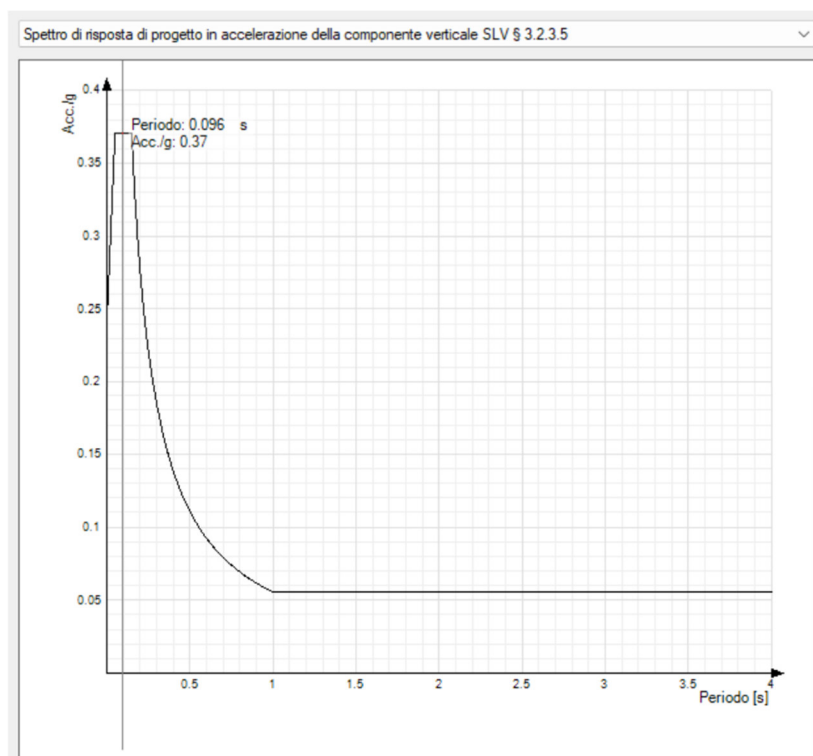
Si RIMANDA AL TABULATO DI CALCOLO DEGLI ELEMENTI PRECOMPRESSI ELABORATO R.3 PER OGNI DETTAGLIO sulle verifiche incluso le necessarie rappresentazioni grafiche.

2.5.1 VERIFICA PER SISMA VERTICALE

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Il coefficiente sismico verticale ricavato dallo spettro verticale è pari a 0.37



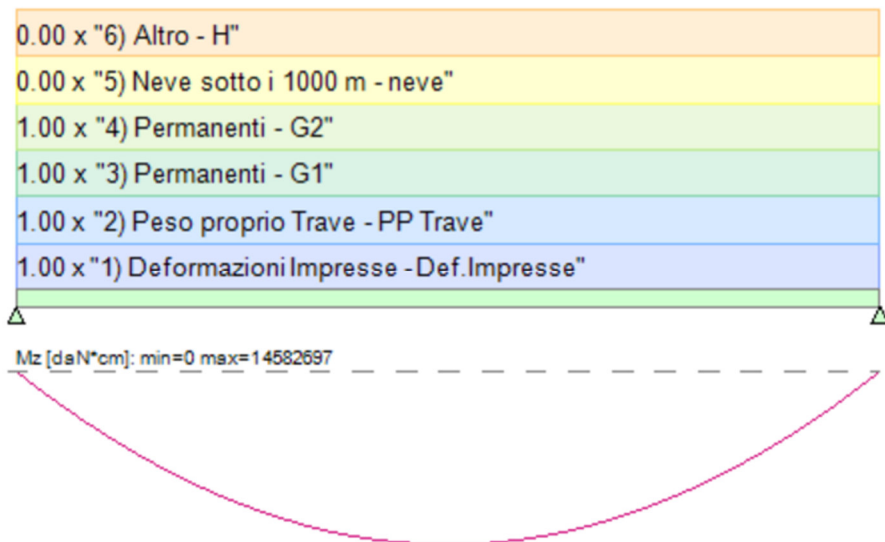
Nella seguente tabella si dimostra che le sollecitazioni derivanti dal sisma verticale sulle travi precomprese sono inferiore a quelle relative allo Slu, pertanto la verifica è implicitamente soddisfatta.



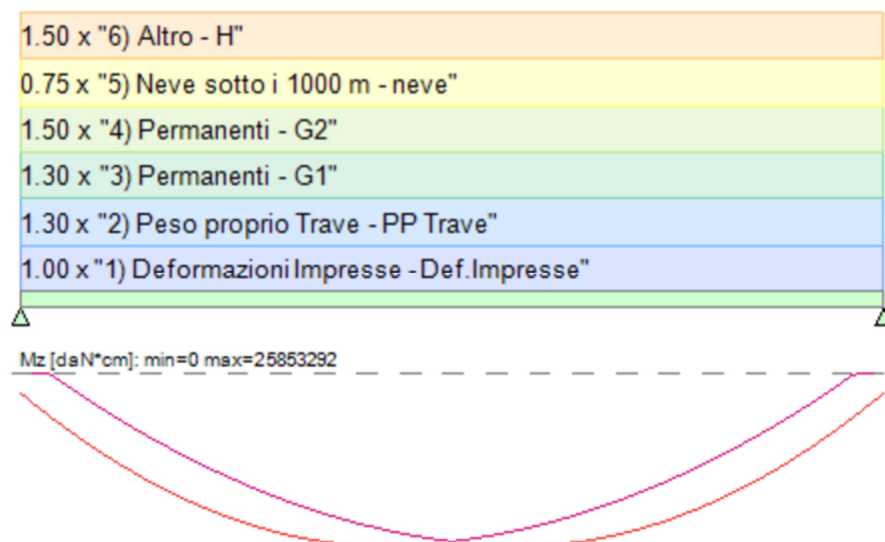
2.5.1.1 TRAVE TIPO DP12-[A]

Elemento	M (G1+G2+psi2 Qk2)	Kz	M(SLV)		M(SLU)
TRAVE DP12 - A	1458	0.37	1997	<	2585

M QUASI PERMANENTE



M SLU

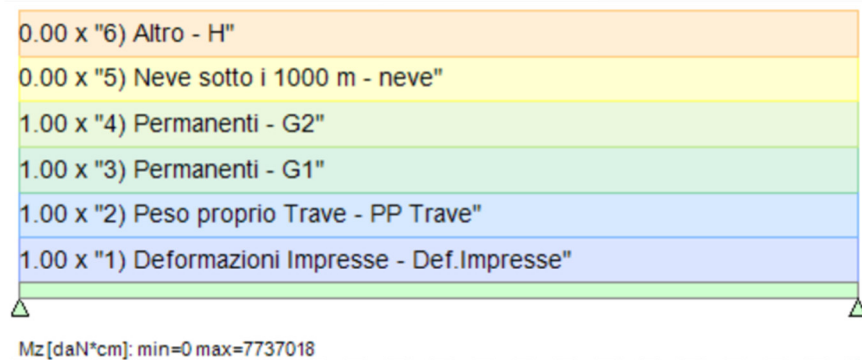




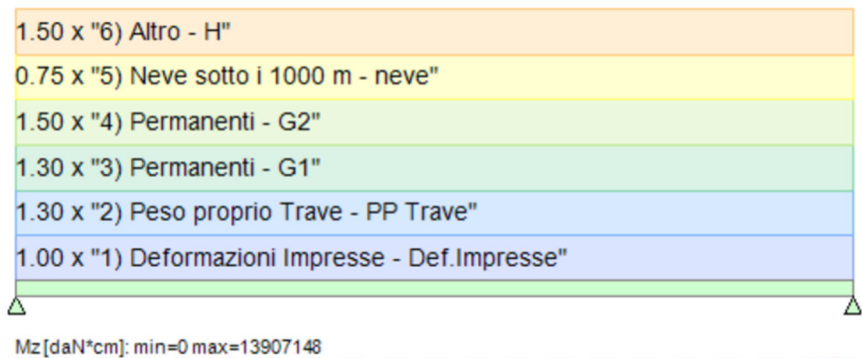
2.5.1.1 TRAVE TIPO DP12-[B]

Elemento	M (G1+G2+psi2 Qk2)	Kz	M(SLV)		M(SLU)
TRAVE DP12 - B	773	0.37	1059	<	1390

M QUASI PERMANENTE



M SLU

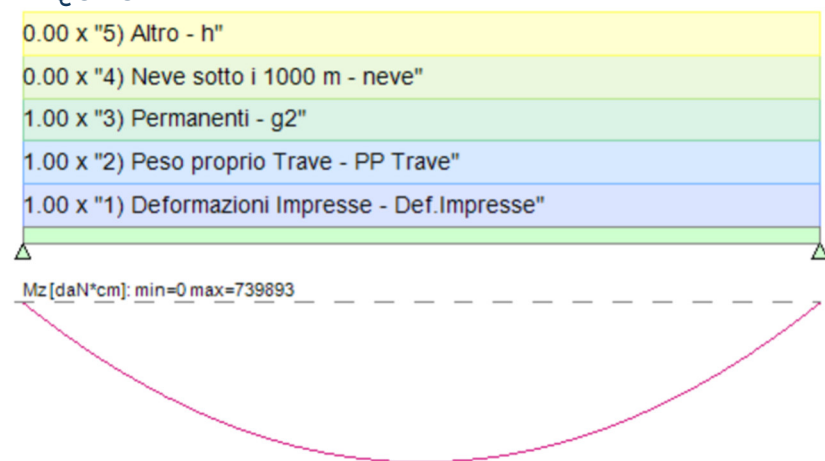




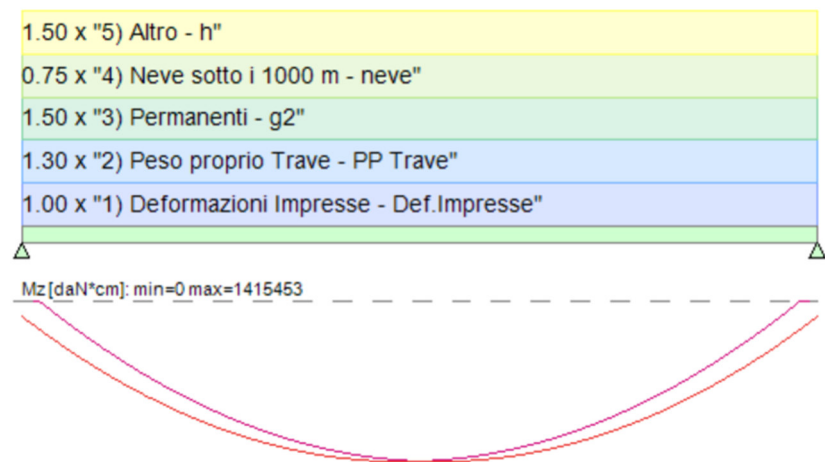
2.5.1.2 TEGOLO TIPO TT30

Elemento	M (G1+G2+psi2 Qk2)	Kz	M(SLV)		M(SLU)
TEGOLO TT30	739.9	0.37	1013.7	<	1415

M QUASI PERMANENTE



M SLU





3 VERIFICA DELLE CONNESSIONI

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande.

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

Per le strutture a impalcato incernierati e pilastri incastrati a comportamento dissipativo valgono le seguenti regole di progetto:

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I.

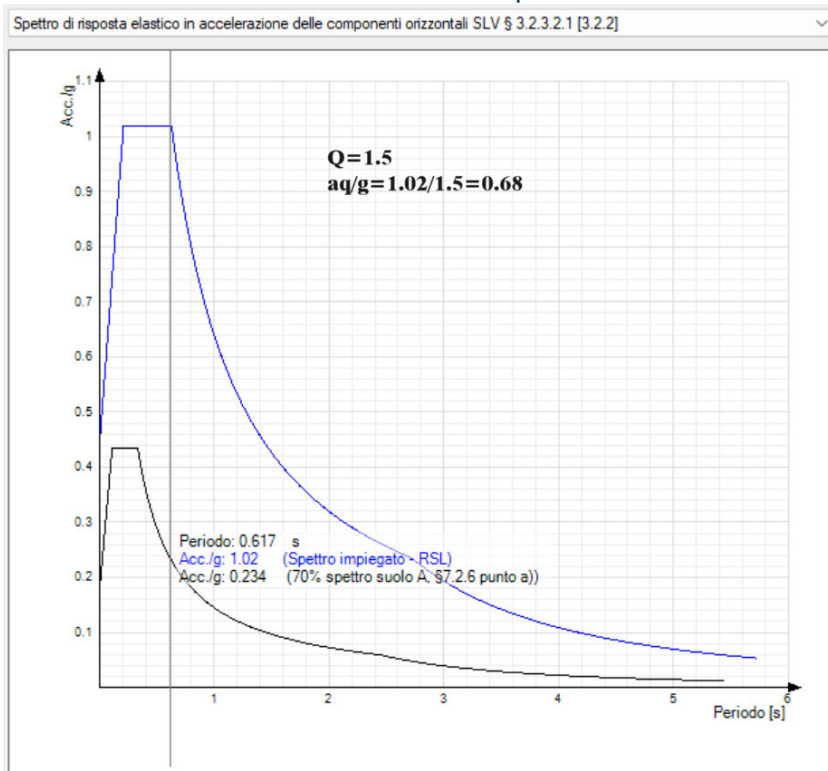
Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione "Pilastri" del § 7.4.5.3.

In aggiunta a quanto sopra la domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può essere assunta non superiore alla domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

3.1 CONNESSIONI FRA TRAVI E PILASTRI

La domanda di resistenza viene valutata pari a quella per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Lo spettro elastico, che è riportato nell'immagine seguente, fornisce un coefficiente sismico orizzontale pari a $k_h=0.68$



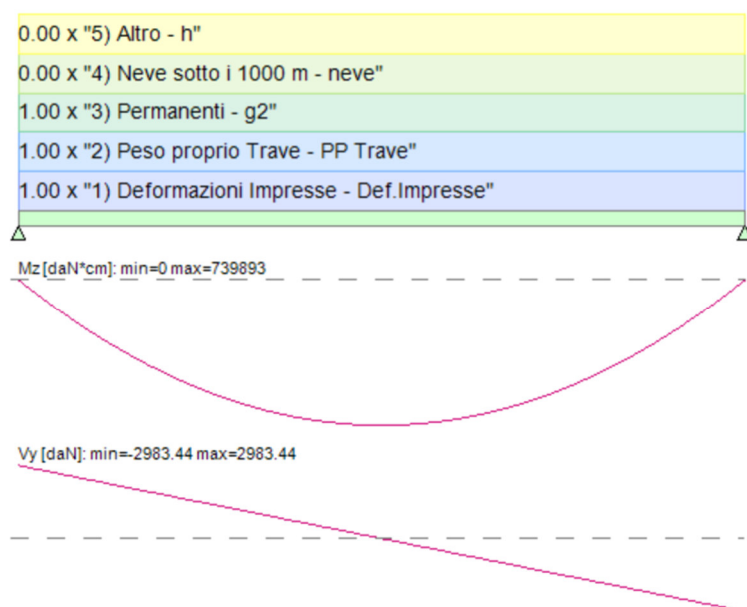


Le connessioni vengono realizzate mediante barre filettate M24 o M30 classe 8.8. Per la verifica dei barotti si adotta la formulazione del Leonhardt-Monnig che tiene in conto sia della rottura lato calcestruzzo sia della rottura lato acciaio e fornisce le seguenti resistenze a seconda della tipologia delle barre utilizzate.

3.2 CONNESSIONI FRA TEGOLI TT30 E TRAVI DP12

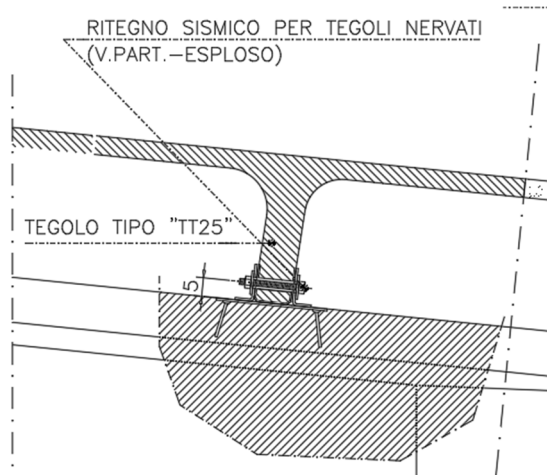
Si tratta di una connessione fra due travi che sono elementi secondari. Ai fini del calcolo della sollecitazione si adotta per il calcolo quanto previsto al 7.4.5 assumendo per la domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità la domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

Le azioni verticali agenti in condizioni sismiche sono pari a:



- Il coefficiente sismico massimo è: 0.68
- La massima azione verticale in condizioni sismiche è pari a 29.84 kN
- La massima azione orizzontale sulla connessione è pari a $29.84 \times 0.68 = 20.29$ kN.

Il collegamento viene realizzato mediante un collegamento a squadretta formato da una barra filettata M12 CLASSE 8.8 passante attraverso la gamba del tegolo mentre le squadrette saranno saldate ad una piastra annegata sulla testa della trave. Per ogni tegolo sono presenti due connessioni, pertanto, la forza agente sulla singola connessione va divisa per due e ciascuna connessione sarà verificata per un'azione pari a 10,15 kN.



Verifica della barra filettata:

CONNESSIONI A TAGLIO			
Taglio di calcolo		10.15	kN
Classe Barre filettate		8.8	
Diametro barre filettate	M	12	
Numero Barre nb		1	
numero sezioni ns		2	
ftb		800	N/mm ²
A _{res}		84	mm ²
gamma M2		1.2	
F _{v,rd} =nb x ns x 0.6 x ftb x A _{res}		67.2	kN
coefficiente di sicurezza		6.62	ok

Verifica a rifollamento della lamiera:

Acciaio f_u N/mm²

spessore t mm

diametro foro d_o mm

distanze bordo e_1 e_2

passo p_1 p_2

α

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ kN

La lamiera della squadretta è spessa 4 mm. La verifica è soddisfatta.

Verifica della lamiera:

L'area resistente minima di una sezione di lamiera è pari a $4 \times 160 = 640 \text{ mm}^2$, che fornisce una resistenza a strappo pari a $R = A \times f_{yk} / \gamma_{m_0} = 640 \times 235 / 1.05 = 143.23 \text{ kN}$, pertanto la verifica è ampiamente soddisfatta.



Verifica della saldatura a cordone d'angolo:

La resistenza unitaria della saldatura per acciaio S235 è pari a 207.8 N/mm². Ogni squadretta è saldata con un cordone di altezza minima pari a 3 mm per una lunghezza minima pari a 60 mm, pertanto la resistenza di ciascun cordone è pari a 207.8x3x60=37.4 kN ampiamente verificato.

Resistenza saldature a cordoni d'angolo - EC3 (edizione...

Acciaio f_u N/mm² Coeff. di correlazione β_w

Resistenza di progetto a taglio

$$f_{vw,d} = \frac{F_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{Mw}} = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

Verifica delle zanche:

La resistenza a taglio delle zanche (numero 4 zanche diametro 12 acciaio B450C) è pari a 53.8 kN pertanto ampiamente verificata.

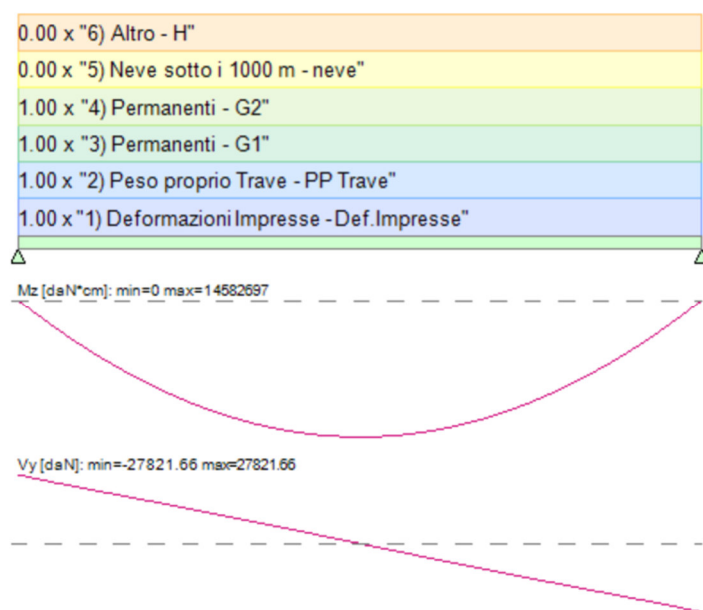
Calcestruzzo	C	45 /55	N/mm ²	f_{cd}	25.50 N/mm ²
Acciaio	f_{bk}	391	N/mm ²	f_{td}	360.00 N/mm ²
	f_{bu}	450	N/mm ²	e/d	0.19
Diametro barra		12	mm	f_{cd}/f_{yd}	0.07
Diametro equivalente		10.68	mm	ϵ	0.04
Altezza neoprene e		2	mm	$f_{cd}x f_{yd}$	9180 N/mm ²
$V_{sd} = 1.3 \cdot (\sqrt{(1 - 1.69 \cdot \epsilon^2) - 1.3 \cdot \epsilon}) \cdot \phi^2 \cdot \sqrt{(f_{cd} \cdot f_{td})}$					
Numero barre	1	M12	$V_{sd} =$	13.453	kN
Numero barre	2	M12	$V_{sd} =$	26.906	kN
Numero barre	3	M12	$V_{sd} =$	40.359	kN
Numero barre	4	M12	$V_{sd} =$	53.813	kN



3.3 CONNESSIONI FRA TRAVI DP 12 E PILASTRI

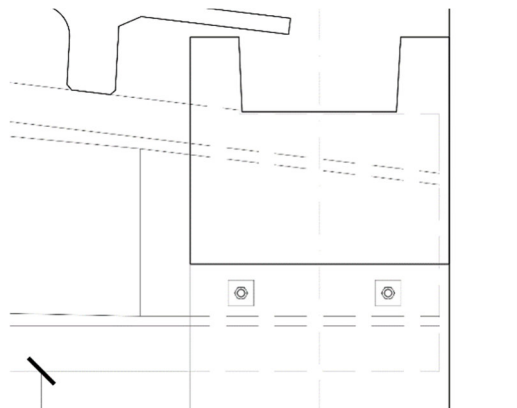
Ai fini del calcolo della sollecitazione si adotta per il calcolo quanto previsto al 7.4.5 assumendo per la domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità la domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo. Per uniformare tutte le connessioni ed a vantaggio di sicurezza si dimensiona la connessione maggiormente sollecitata, ovvero quella relativa alla trave DP12 [a] di maggior lunghezza.

Le sollecitazioni agenti in condizioni sismiche sono pari a:



- Il coefficiente sismico massimo è: 0.68
- La massima azione verticale in condizioni sismiche è pari a 278.22 kN
- La massima azione orizzontale sulla connessione è pari a $278.22 \times 0.68 = 189.2$ kN.

Il collegamento viene realizzato mediante almeno due barre passanti M30 CLASSE 8.8 che attraversano le ali del pilastro e l'anima della trave. Ogni barra pertanto lavora su due sezioni per le travi intermedie e su una sezione per le travi di testata, pertanto la singola sezione va verificata per un'azione pari a $189.2/2 = 94.6$ kN.

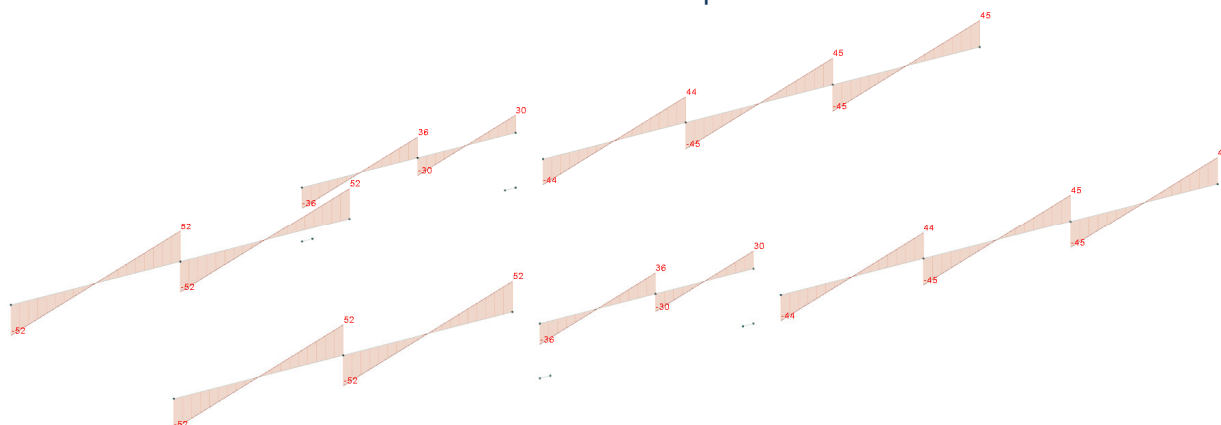


Per la verifica dei barotti si adotta la formulazione del Leonhardt-Monnig che tiene in conto sia della rottura lato calcestruzzo sia della rottura lato acciaio. Per la singola sezione la resistenza è pari a 122.87 kN pertanto la verifica è soddisfatta.

Calcestruzzo		C	45 /55	N/mmq	fcd	25.50 N/mmq
Acciaio		fbk	640	N/mmq	ftd	640.00 N/mmq
		fbu	800	N/mmq	e/d	0.00
Diametro barra			30	mmq	fcd/fyd	0.04
Diametro equivalente			27.2	mmq	ε=	0.00
Altezza neoprene e			0	mm	fcdxfyd	16320 N/mmq
$V_{sd} = 1.3 \cdot (\sqrt{(1 - 1.69 \cdot \epsilon^2) - 1.3 \cdot \epsilon}) \cdot \varnothing^2 \cdot \sqrt{(f_{cd} \cdot f_{td})}$						
Numero barre	1	M30	Vsd=	122.87 kN		
Numero barre	2	M30	Vsd=	245.74 kN		
Numero barre	3	M30	Vsd=	368.61 kN		
Numero barre	4	M30	Vsd=	491.47 kN		

3.4 CONNESSIONI FRA TRAVI DI GRONDA U70 E PILASTRI

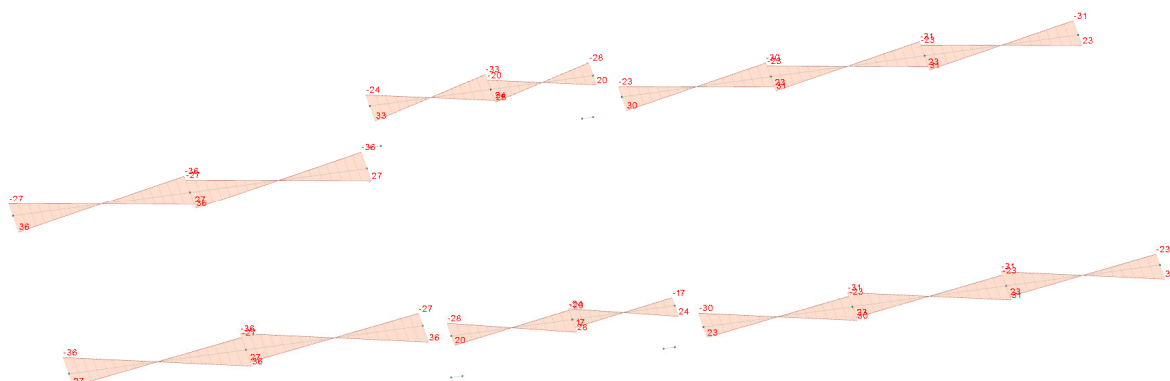
Le azioni verticali in condizioni sismiche sono pari a:



- Il coefficiente sismico massimo è: 0.68
- La massima azione verticale in condizioni sismiche è pari a 52 kN
- La massima azione orizzontale sulla connessione è pari a $52 \times 0.68 = 35.36$ kN.



Le travi inoltre sostengono i pannelli anche per le azioni del vento. Le azioni massime in questo caso sono pari a 36 kN:



La connessione si realizza mediante due barre filettate M24 classe 8.8, ciascuna dimensionata per almeno 36 kN.

La resistenza della singola barra, valutata con la formulazione del Leonhardt-Monnig che tiene in conto sia della rottura lato calcestruzzo sia della rottura lato acciaio, è pari a 74,6 kN pertanto ampiamente soddisfatta.

Calcestruzzo		C	45 /55	N/mm ²	f _{cd}	25.50 N/mm ²
Acciaio		f _{bk}	640	N/mm ²	f _{td}	640.00 N/mm ²
		f _{bu}	800	N/mm ²	e/d	0.00
Diametro barra			24	mm	f _{cd} /f _{yd}	0.04
Diametro equivalente			21.2	mm	ε=	0.00
Altezza neoprene e			0	mm	f _{cd} x f _{yd}	16320 N/mm ²
$V_{sd}=1.3 \cdot (\sqrt{(1-1.69 \cdot \epsilon^2)} - 1.3 \cdot \epsilon) \cdot \sigma^2 \cdot \sqrt{(f_{cd} \cdot f_{td})}$						
Numero barre	1	M24	V _{sd} =	74.641 kN		
Numero barre	2	M24	V _{sd} =	149.28 kN		
Numero barre	3	M24	V _{sd} =	223.92 kN		
Numero barre	4	M24	V _{sd} =	298.56 kN		

4 PROGETTO ELEMENTI NON STRUTTURALI (7.2.3)

Si tratta dei pannelli di tamponamento prefabbricati.

In esercizio agiscono sul pannello le sole azioni del vento e del sisma.

Per il calcolo dell'azione sismica si adotta il seguente procedimento previsto dalla circolare 7 del 21/02/2019: Ai fini della scelta del valore di q_a i pannelli rientrano nel gruppo 2 della tabella C7.2.1 pertanto q_a=2.



In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5 o 11].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;
- a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1,4	5,0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1,0	2,5

4.1 VERIFICA PANNELLI DI TAMPONAMENTO VERTICALI

Si suddividono i pannelli in tre categorie, quelli di altezza massima 9.9 metri, quelli di altezza massima 11,6 metri e quelli di altezza massima pari a 13.70 metri.

4.1.1 DIMENSIONAMENTO GANCI SOLLEVAMENTO

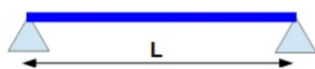
TIP O	B	H	PESO	DINA M.	G	Peso	Peso Calcolo	N.ganci da 50 kN	N.ganci da 75 kN
	m	m	kN/m q						
PV2 2	2. 5	9. 9	4	1.15	1. 3	99.0 0	148.01	4	
PV2 2	2. 5	11. 6	4	1.15	1. 3	116.0 0	173.42	4	
PV2 2	2. 5	13. 7	4	1.15	1. 3	137.0 0	204.82		4



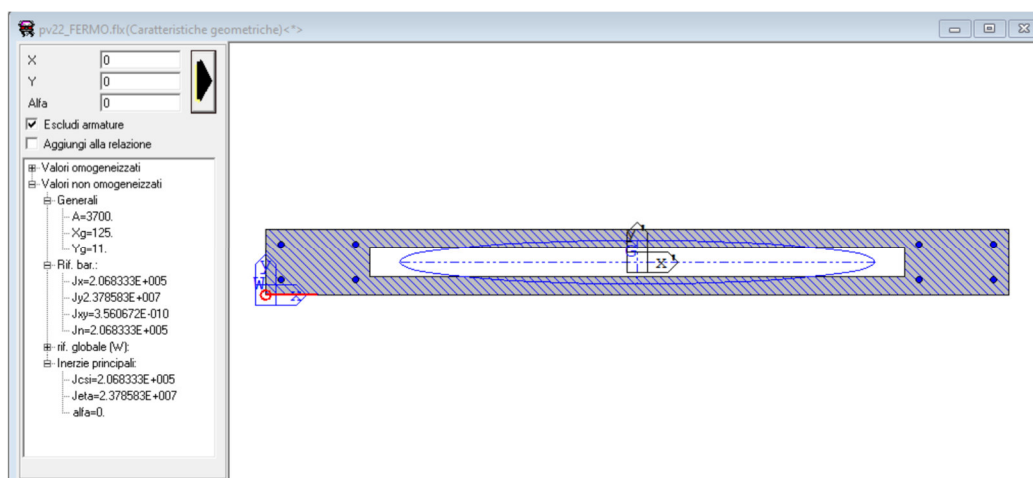
4.1.2 CALCOLO AZIONI AGENTI SUL PANNELLO

- CALCOLO Ta**

Per il calcolo di Ta si assume la formulazione per le travi appoggiate-appoggiate.



$$\omega_k = \left(\frac{k\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EJ_y}{m}}$$



TIPO	K	E	J	g	A	L	m	w=	Ta=
		daN/cm ^q	cm ⁴	daN/cm ^c	cm ^q	cm	gxA		
PV22 990	1	336428	206833	0.0025	3700	990	9.25	0.87	1.15
PV22 1160	1	336428	206833	0.0025	3700	1160	9.25	0.64	1.57
PV22 1370	1	336428	206833	0.0025	3700	1370	9.25	0.46	2.19

- CALCOLO AZIONE SISMICA**

$$T1, x = 0.61$$

$$b \times T1 = 1.2 \times 0.61 = 0.732$$

$$T1, y = 0.64$$

$$b \times T1 = 1.2 \times 0.64 = 0.768$$

Essendo $Ta > b \times T1$ si adotta la terza formula della C7.2.1 che fornisce i seguenti valori di $Sa(Ta)$

	LUNGH.	alfaXS	alfa	S	z	H	Ta	Sa(Ta)
--	--------	--------	------	---	---	---	----	--------



pv22	9.9	0.44016	0.28	1.572	4.95	9.9	1.15	1.51587
pv22	11.6	0.44016	0.28	1.572	5.8	11.6	1.57	0.61827
pv22	13.7	0.44016	0.28	1.572	6.85	13.7	2.19	0.23403

Per i pannelli di lunghezza 13,7 si adotta la prescrizione $S_a(t_a) > \alpha \times S = 0.44$

L'azione sismica sul pannello è pari a:

- Per pannelli di lunghezza fino 9,9 metri $S_a(T_a) = 1,52$. La forza sismica sul pannello di massa pari a 4.0 kN/mq e $q=2$ è pari a: $1.52 \times 4.00 / 2 = 3.04$ kN/mq
- Per pannelli di lunghezza fino 11,6 metri $S_a(T_a) = 0,62$. La forza sismica sul pannello di massa pari a 4.0 kN/mq e $q=2$ è pari a: $0.62 \times 4.00 / 2 = 1.24$ kN/mq
- Per pannelli di lunghezza fino 13,7 metri $S_a(T_a) = 0,44$. La forza sismica sul pannello di massa pari a 4.0 kN/mq e $q=2$ è pari a: $0.44 \times 4.00 / 2 = 0.88$ kN/mq

- **AZIONI DI CALCOLO DEI PANNELLI**

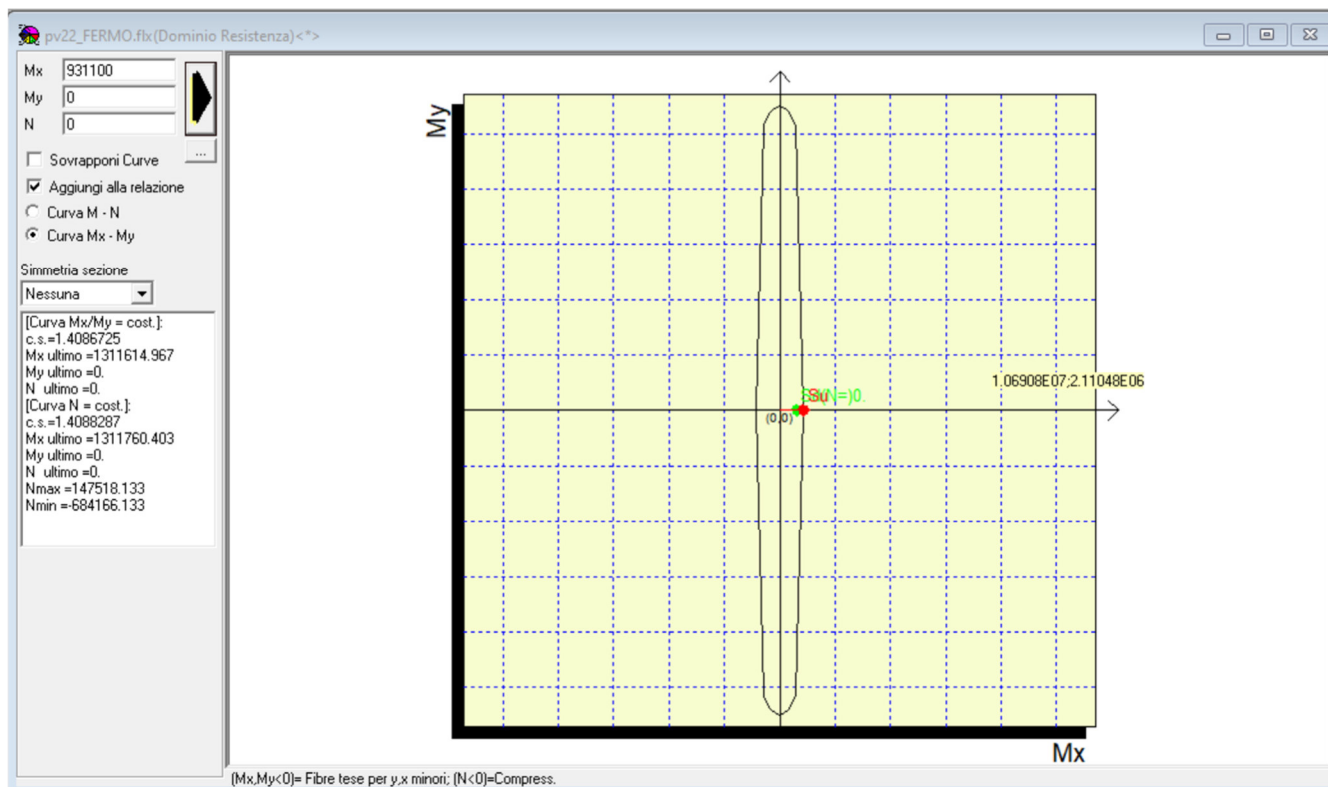
pannello		gamma	Sk	Sd	L	hcalc	M	V
			kN/mq	kN/mq	m	m	kNm	kN
pv22 990	slv	1.00	3.04	3.04	2.50	9.90	93.11	37.62
pv22 1160	slv	1.00	1.24	1.24	2.50	11.60	52.14	17.98
pv22 1370	slv	1.00	0.88	0.88	2.50	13.7	51.61	15.07
pv22 990	slu (vento)	1.50	0.98	1.47	2.50	9.9	45.02	18.19
pv22 1160	slu (vento)	1.50	0.98	1.47	2.50	11.6	61.81	21.32
pv22 1370	slu (vento)	1.50	0.98	1.47	2.50	13.7	86.22	25.17



4.1.3 VERIFICA DEL PANNELLO VERTICALE E DEI RELATIVI RITEGNI

Si dimensiona il pannello più sollecitato e si estendono le armature a tutti gli altri pannelli.

M	V
kNm	kN
93.11	37.62



Dati generali

Unità di misura daN, cm
 Primo limite deformativo del cls -.002
 Secondo limite deformativo del cls -.0035
 Limite deformativo dell'acciaio .01
 Molt. gamma c in compressione semplice 1.25

Materiali per i poligoni

n°	tipo	Nome	Dati
1	Par.Rett.	C32/40	fcd=-181.3 ec1=-0.002 ec2=-0.0035

Materiali per le armature

n°	tipo	Nome	Dati
1	Lin.Rett.	B450C (SLU)	Es=2100000 fyd=3913.04

Conglomerati di cls



Poligono 1 (pieno)
 fcd -181.3 daN/cm²
 fctd 0 daN/cm²
 Ec 140000 daN/cm²
 Materiale : C32/40
 deformazione iniziale impressa:
 Tetha X = 0
 Tetha Y = 0
 Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	0.	22.
2	250.	22.
3	250.	0.
4	0.	0.

Poligono 2 (vuoto)
 fcd -181.3 daN/cm²
 fctd 0 daN/cm²
 Ec 140000 daN/cm²
 Materiale : C32/40
 deformazione iniziale impressa:
 Tetha X = 0
 Tetha Y = 0
 Epsilon(0,0)= 0

n°	X(cm)	Y(cm)
1	35.	16.
2	215.	16.
3	215.	6.
4	35.	6.

Armature

n°	Ø(m m)	X(cm)	Y(cm)	Eps.iniz.	pol.	tipo
1	20.	5.	17.	0.	1	B450C (SLU)
2	20.	245.	17.	0.	1	B450C (SLU)
3	20.	245.	5.	0.	1	B450C (SLU)
4	20.	5.	5.	0.	1	B450C (SLU)
5	20.	30.	17.	0.	1	B450C (SLU)
6	20.	30.	5.	0.	1	B450C (SLU)
7	20.	220.	17.	0.	1	B450C (SLU)
8	20.	220.	5.	0.	1	B450C (SLU)
9	20.	17.	17.	0.	1	B450C (SLU)
10	20.	17.	5.	0.	1	B450C (SLU)
11	20.	233.	17.	0.	1	B450C (SLU)
12	20.	233.	5.	0.	1	B450C (SLU)



Verifiche di stato limite ultimo

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(daN)	Mxu(daN* cm)	Myu(daN* cm)	Nu(daN)	c.s.
931100.0	0.0	0.0	1311615.0	0.0	0.0	1.40867 25

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(daN)	Mxu(daN* cm)	Myu(daN* cm)	Nu(daN)	c.s.
931100.0	0.0	0.0	1311760.4	0.0	0.0	1.40882 87

Verifiche a taglio

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx(daN*c m)	My(daN*c m)	N(daN)	T(daN)	S/Jb max	Tau,max	angolo
931100.0	0.0	0.0	3762.0	0.0009	3.5	0.

Verifiche a taglio allo SLU

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

alfacc = 0.85

	Mx (daN* cm)	My (daN* cm)	N (daN)	Tx (daN)	Ty (daN)	bw _x (cm)	h _{ux} (cm)	bw _y (cm)	h _{uy} (cm)	Asl,x [cmq]	Asl,y [cmq]
1	93110 0.0	0.0	0.0	0.0	3762. 0	12.	232.6 7	70.	17.	18.9	0.0

	Asw _x [cmq/ m]	Asw _y [cmq/ m]	Sig _{cp}	f _{ck}	Gam _{maC}	fyw _k	Gam _{maS}	Vrd,x (daN)	Vrd,y (daN)	
1	0.0	0.0	0.0	319.9	1.5	3913. 0	1.2	12066 .5	6663. 4	non serve armatura a taglio

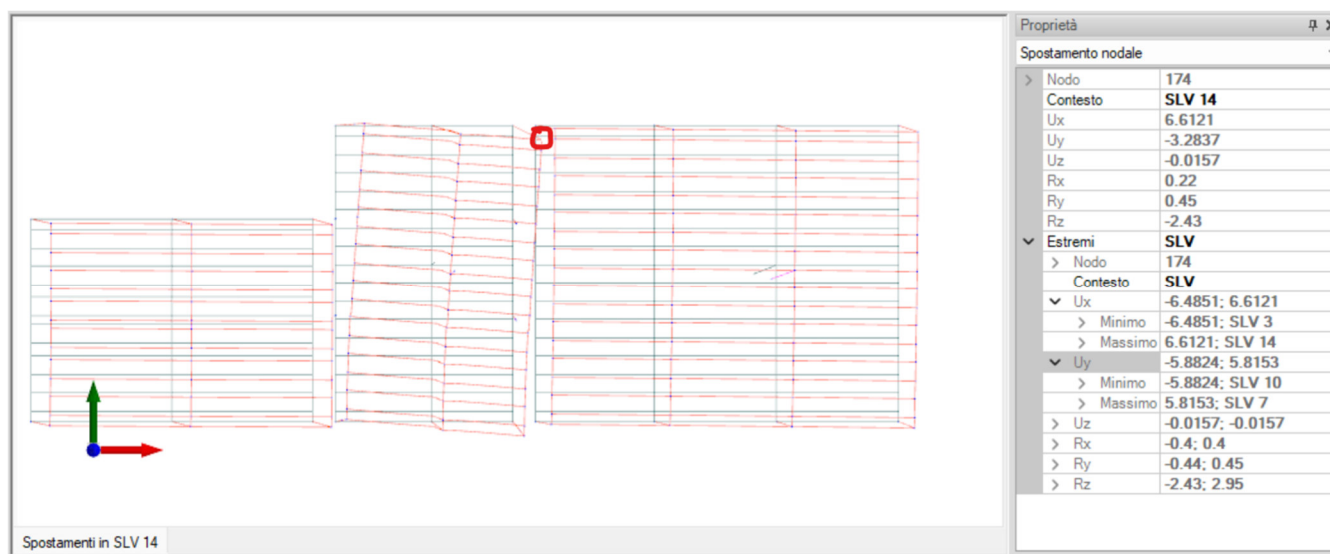
4.1.4 VERIFICA DELL'ANCORAGGIO ALLA STRUTTURA

Il massimo taglio agente in testa ai pannelli è pari a 37.62 kN. L'ancoraggio viene realizzato per tutte le tipologie di pannello mediante almeno 2 connettori FISIS20 CHRYSO certificati per una portata ciascuno pari a 20 kN come si evince dalla scheda tecnica appresso riportata.

I connettori saranno del tipo a scorrimento CON SPOSTAMENTI GARANTITI +/- 20 cm.



Lo spostamento massimo atteso SLV in testa alle strutture è pari a $6.61\text{cm} \times q = 6.61 \times 2.5 = 16.53 < 20$ pertanto la verifica della capacità di spostamento del connettore è soddisfatta.





Il **Fisis** è un sistema di ritenuta antisismico, rapido e versatile, per ogni problema di fissaggio tra elementi prefabbricati in calcestruzzo in zona sismica.

Il sistema è costituito da:

- Guide di scorrimento di diversa lunghezza, per garantire scorrimenti relativi di ± 10 cm o ± 20 cm
- Attacco filettato corto trattato con il teflon per garantire lo scorrimento del nodo
- Attacchi pannelli orizzontali di diversa lunghezza che consentono la gestione geometrica di collegamento in funzione al posizionamento delle Guide
- Completano la gamma le scatole di ritenuta a scomparsa e piastre angolari

Ogni elemento del sistema è stato calcolato e verificato per le effettive condizioni di utilizzo che sono definite e descritte.

I principali nodi realizzabili sono dettagliatamente descritti e studiati per consentire ogni regolazione in massima sicurezza, semplificando e riducendo le tempistiche di montaggio degli elementi prefabbricati.

Fisis è stato **certificato secondo la normativa CE UNI EN 1090-1 : 2011**.

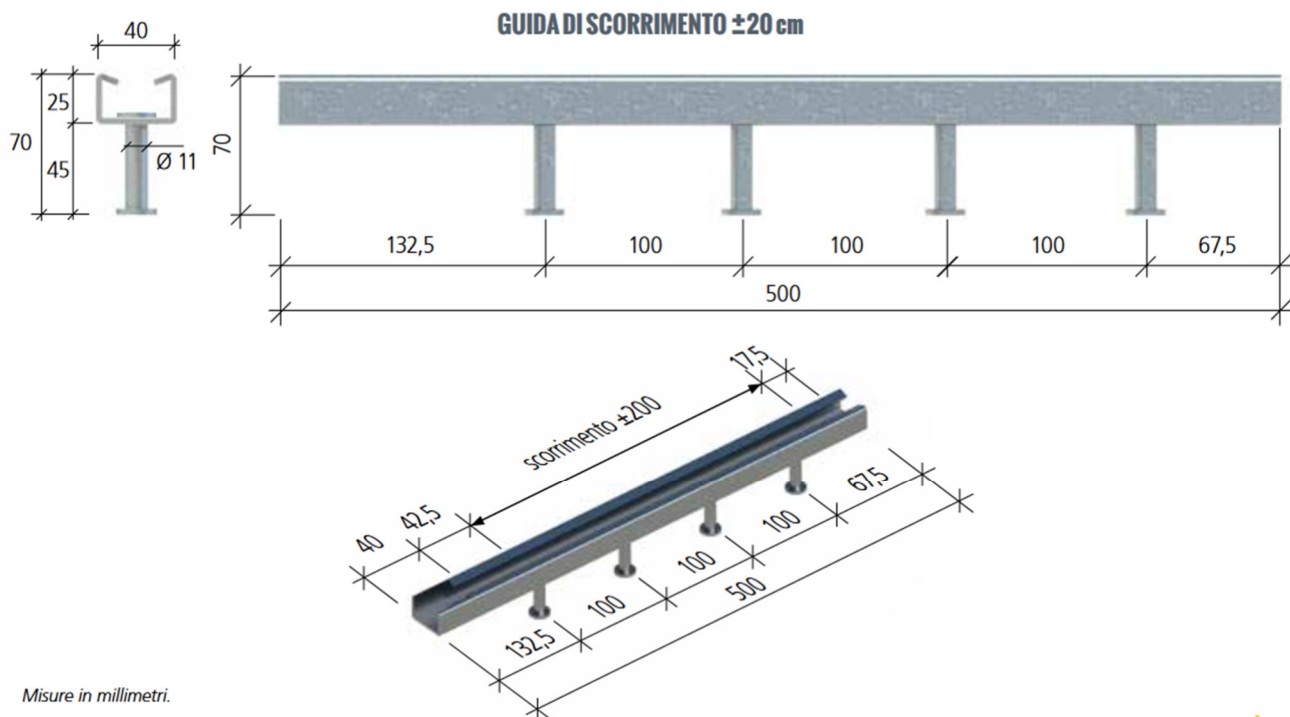
La **classe di esecuzione EXC3** ne consente l'utilizzo in zona sismica.





Innovativi fissaggi di ritenuta antisismica per pannelli prefabbricati. Tutti i fissaggi hanno una resistenza all'azione sismica perpendicolare alla superficie della parete di **20kN allo SLU**.

Fisis 20 risponde ai requisiti dei fissaggi in zona sismica secondo NTC 2018 e normativa europea EC8. L'accoppiamento degli Attacchi con le Guide di scorrimento del Fisis è coperto da marcatura **CE** ai sensi della EN 1090-1:2011. L'impiego di attacchi diversi da quelli forniti da Chryso Italia procura nelle Guide di scorrimento tensioni non previste, invalida le garanzie indicate e comporta la decadenza della marcatura **CE**.





5 VERIFICA DEL GIUNTO SISMICO

DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse. Il presente capoverso non si applica ai ponti.

Calcolo spostamenti struttura:

7.3.3.3 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DELLA STRUTTURA

Gli spostamenti d_E sotto l'azione sismica di progetto relativa allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore di duttilità in spostamento μ_d i valori d_{E_s} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{E_s} \quad [7.3.8]$$

Dove :

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad [7.3.9]$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Nel caso in esame: $T_{1,x}=0.64$ $T_c=0.627$ $T_1 > T_c$ si pone $\mu_d=q=2.50$.

5.1 GIUNTO SISMICO FRA EDIFICIO 2.1 E 2.2

Calcolo larghezza minima del giunto:

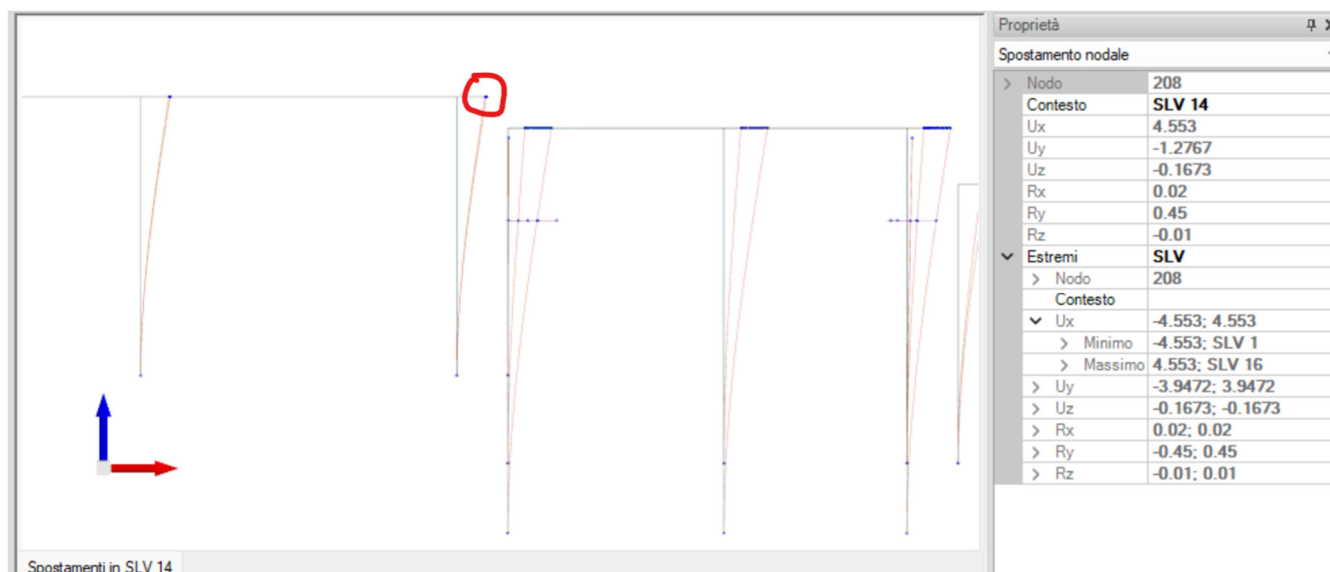
$$1/100 \times (1248) \times 2 \times 0.28 \times 1.2 \times 1.31 = 10.99 \text{ cm}$$

Calcolo spostamenti atteso corpo 2.1:

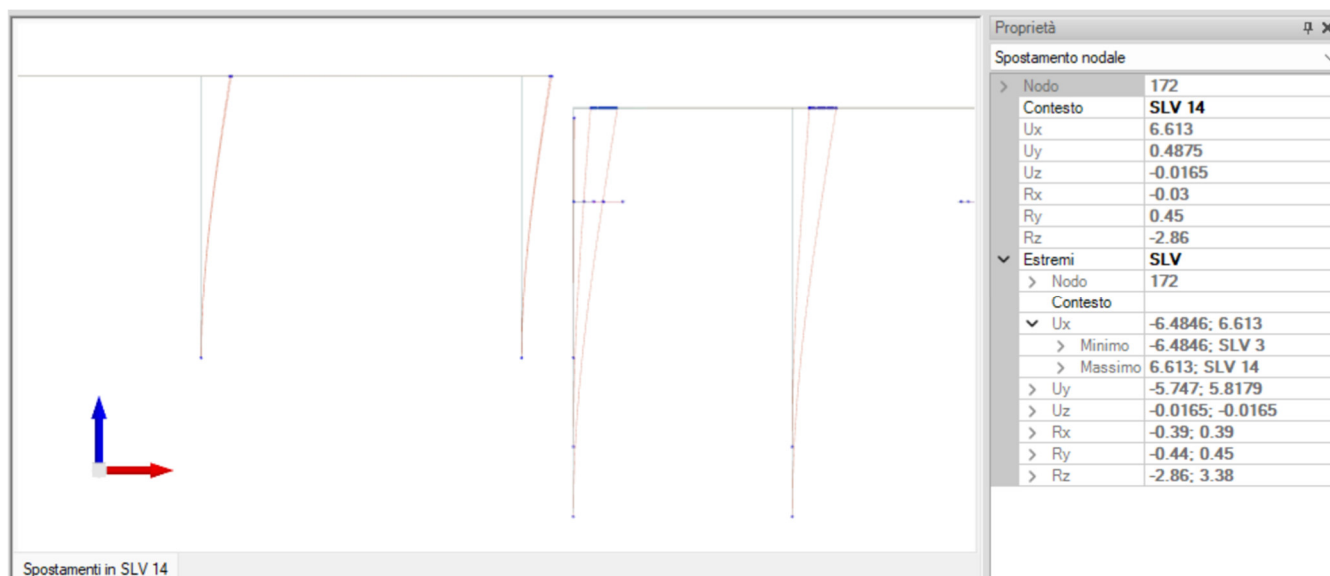
d_{Ee} si ricava dal modello di calcolo e vale in questo caso nella combinazione più sfavorevole nel nodo 208 che ha il massimo spostamento: 4.55 cm, pertanto

$$d_{ee} = 4.55 \text{ cm}$$

$$d_E = 2.5 \times 4.55 = 11.38 \text{ cm}$$



Calcolo spostamenti atteso corpo 2.2:
dEe si ricava dal modello di calcolo e vale in questo caso nella combinazione
piu sfavorevole nel nodo 172 che ha il massimo spostamento: 6.61 cm,
pertanto
dee = 6.61 cm
dE = 2.5 x 6.61 = 16.53 cm



Calcolo giunto sismico:
La larghezza minima del giunto deve essere pari a
 $D_{corpo2.1} + D_{corpo2.2} = 11.38 + 16.53 = 27.91$ cm, si adotta 41 cm.



5.2 GIUNTO SISMICO FRA EDIFICIO 2.2 E 2.3

Calcolo larghezza minima del giunto:

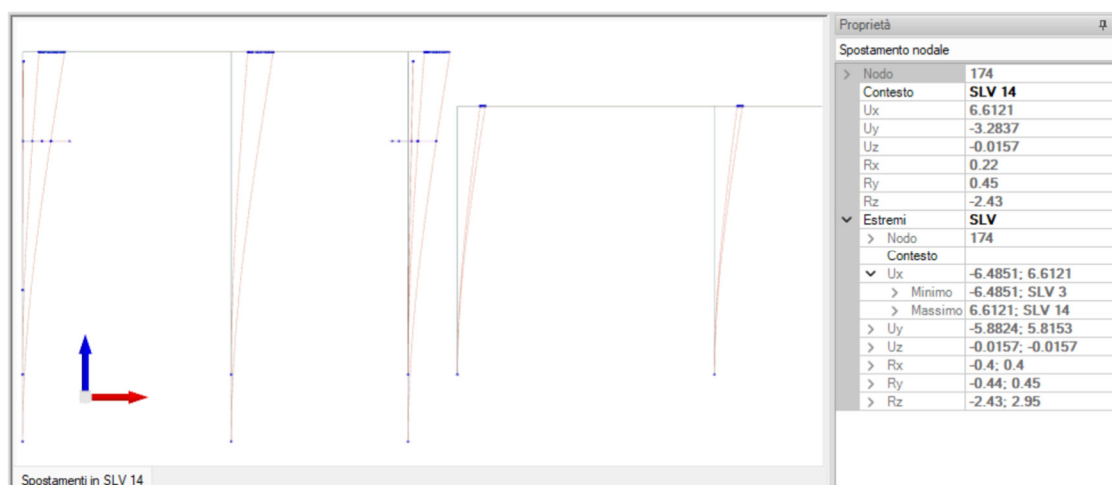
$$1/100 \times (1296) \times 2 \times 0.28 \times 1.2 \times 1.31 = 11.41 \text{ cm}$$

Calcolo spostamenti atteso corpo 2.2:

dEe si ricava dal modello di calcolo e vale in questo caso nella combinazione piu sfavorevole nel nodo 174 che ha il massimo spostamento: 6.61 cm, pertanto

$$dee = 6.61 \text{ cm}$$

$$dE = 2.5 \times 6.61 = 16.53 \text{ cm}$$

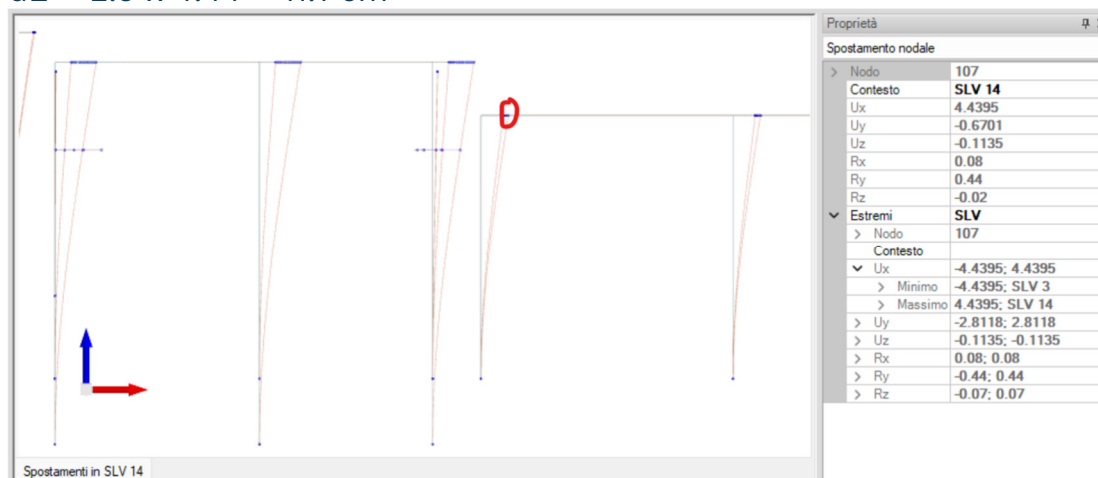


Calcolo spostamenti atteso corpo 2.3:

dEe si ricava dal modello di calcolo e vale in questo caso nella combinazione piu sfavorevole nel nodo 107 che ha il massimo spostamento: 4.44 cm, pertanto

$$dee = 4.44 \text{ cm}$$

$$dE = 2.5 \times 4.44 = 11.1 \text{ cm}$$



Calcolo giunto sismico:



La larghezza minima del giunto deve essere pari a
 $D_{corpo2.2} + D_{corpo2.3} = 16.53 + 11.1 = 27.63$ cm, si adotta 41 cm.

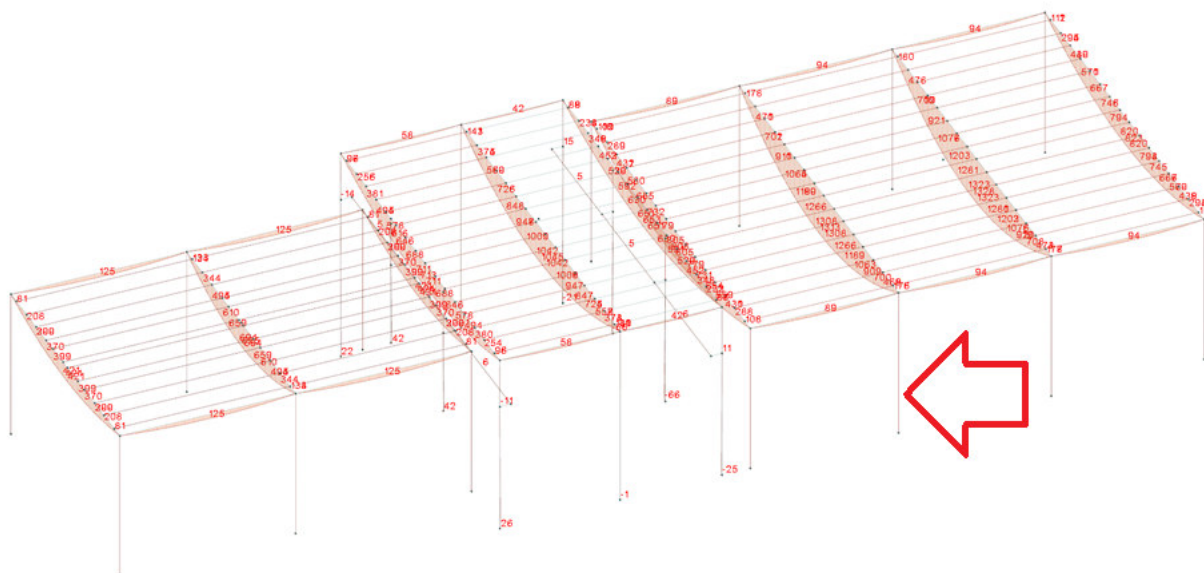


6 GIUDIZIO SULL'ATTENDIBILITA' DEI RISULTATI DEL CALCOLO

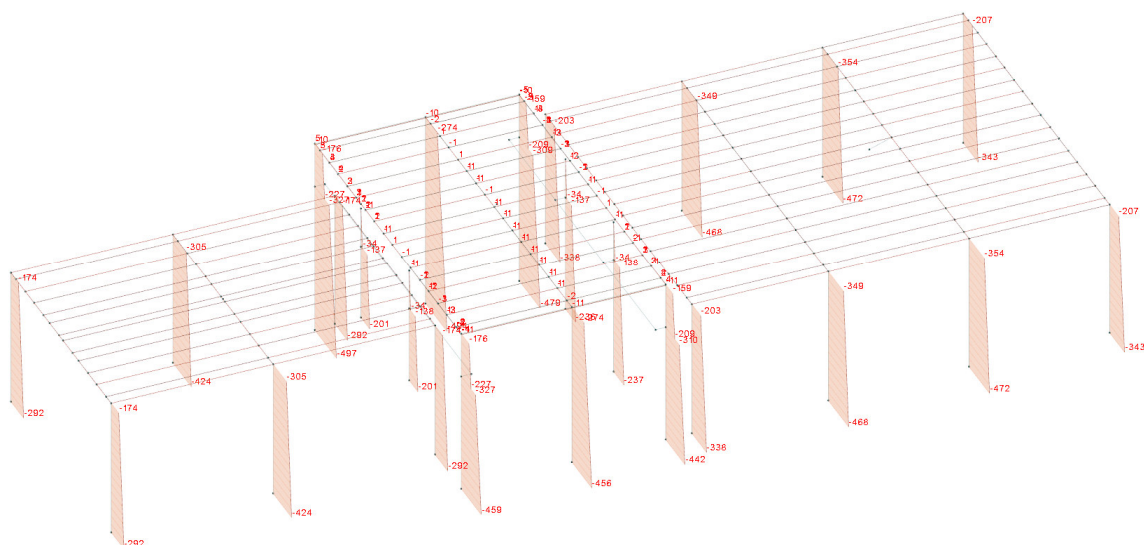
Analizzando l'andamento dei momenti flettenti e le deformate in condizioni sismiche si può affermare che i diagrammi e le deformazioni ricavate sono compatibili con le ipotesi assunte alla base del calcolo di pilastri incastrati alla base con travi incernierate come evidenziato al 3.2.1 della presente relazione di calcolo.

I valori rappresentati sono compatibili con i risultati dei calcoli di larga massima usati per il predimensionamento effettuati considerando schemi semplici di travi appoggiate-appoggiate. I valori sono inoltre conformi a quelli di numerose strutture di analogo schema calcolate dal sottoscritto. Inviluppo sollecitazioni quasi permanenti/eccezionali

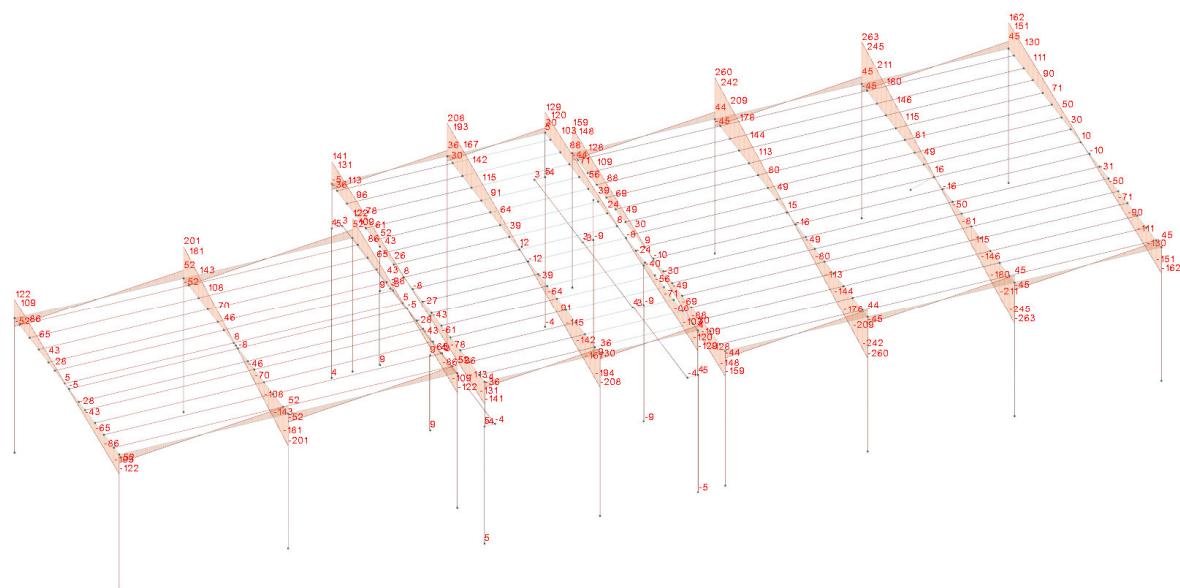
Momento flettente M3



Sforzo Normale N



Taglio F2



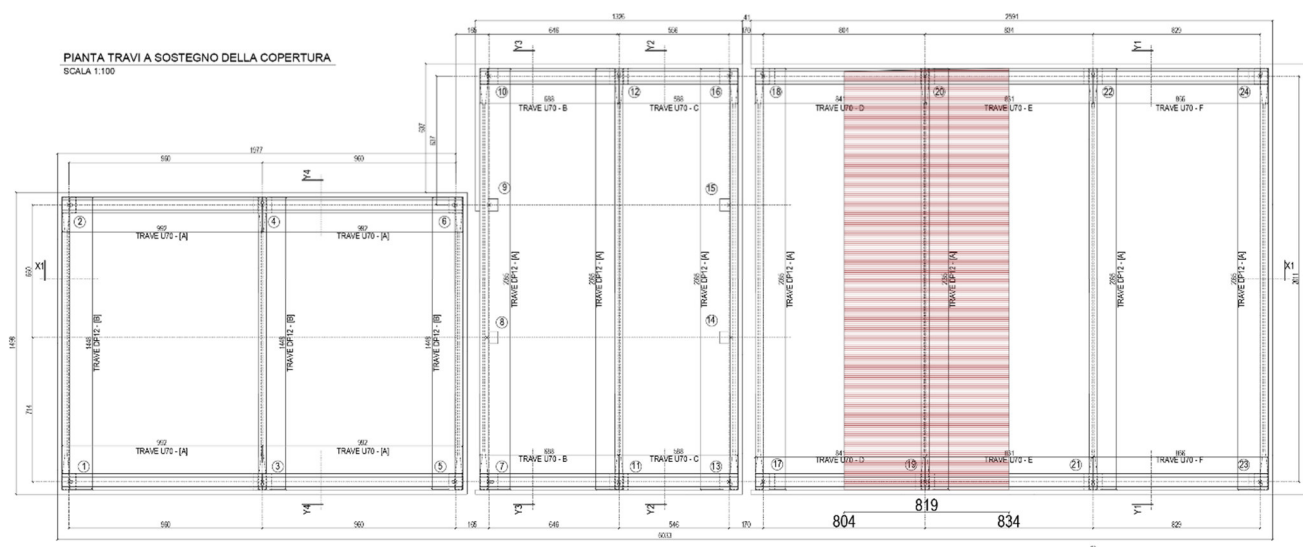
Del telaio indicato con la freccia si ricalcolano manualmente le sollecitazioni agenti nella combinazione quasi permanente.

Copertura DP12 con TT30	kN/mq	Influenza (ml)	kN/ml
Sovraccarichi variabili			
Categoria H	0.5	2.5	1.25
Neve	0.86	2.5	2.15



Sovraccarichi Permanenti non computamente definiti			
Lastre rette di copertura	0.2	2.5	0.50
fotovoltaico	0.2	2.5	0.50
Sovraccarichi Permanenti computamente definiti			
Peso proprio tegoli TT30	2.0	2.5	5.00

Il carico superficiale agente in condizioni quasi permanente è pari a:
 $G1+G2+0 \times \text{Neve} + 0 \times \text{Manutenzione} = 2.4 \text{ kN/mq}$

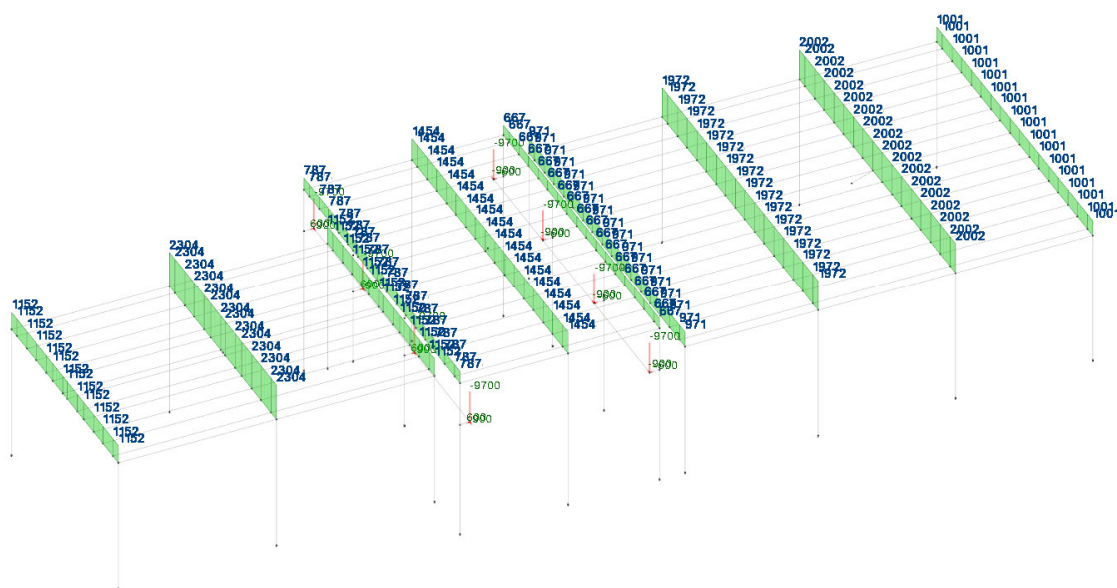


La luce di influenza dei tegoli è pari a 8,2 metri.

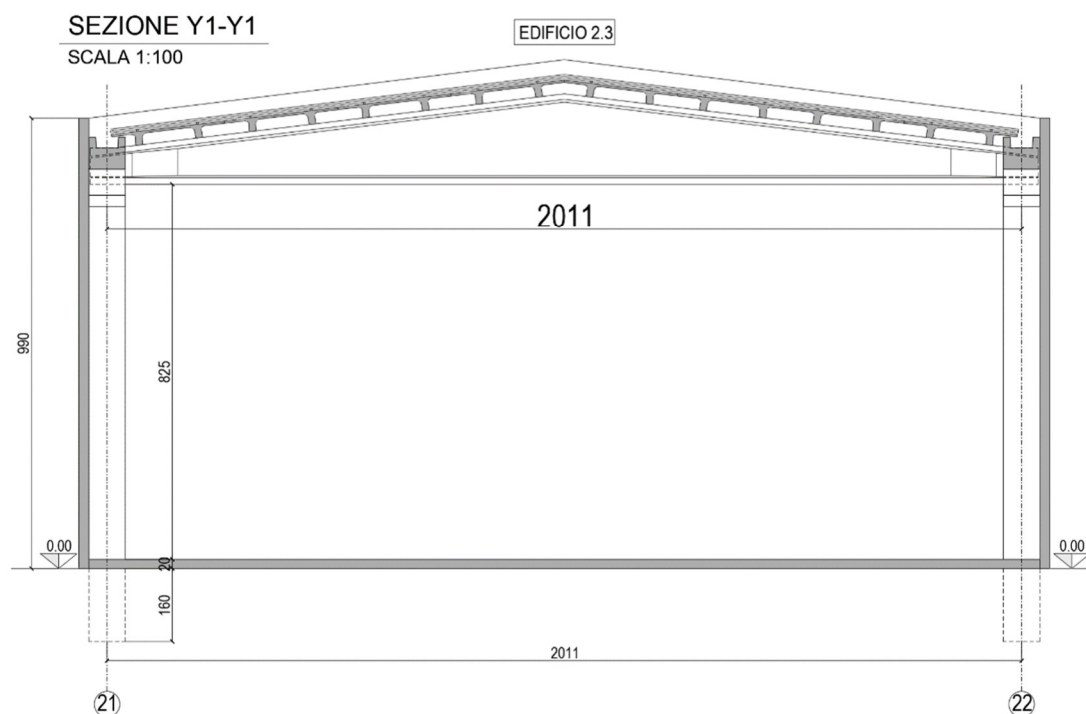
Il carico agente sulla trave è pari quindi a $2.4 \text{ kN/mq} \times 8.2 \text{ m} = 19.68 \text{ kN/m}$

Il carico dedotto dal programma di calcolo è pari a: 19.72 kN/m

Il risultato è accettabile.



La lunghezza di calcolo della trave DP12/A è pari a 20.11 m. Il peso proprio della trave è pari a: 6.04 kN/ml.



Il momento flettente quasi permanente agente sulla trave calcolato manualmente è pari a:

$$(6.04 + 19.68) \text{ kN/ml} \times 20.11^2 / 8 = 1300.18 \text{ kNm}$$



Il momento flettente ricavato dal programma di calcolo visibile nel primo grafico al presente paragrafo è pari a 1313 kNm.

Pertanto il risultato è accettabile.

Il taglio quasi permanente agente sulla trave calcolato manualmente è pari a:

$$(6.04 + 19.68) \text{ kN/ml} \times 20.11 / 2 = 258.61 \text{ kN}$$

Il taglio ricavato dal programma di calcolo visibile nel terzo grafico al presente paragrafo è pari a 260 kN, pertanto il risultato è accettabile.

Il pilastro ha dimensioni 70x80 pertanto pesa $25 \times 0.7 \times 0.8 = 14 \text{ kN/m}$

La lunghezza di calcolo del pilastro è pari a 8.45 metri. Il peso complessivo del pilastro è pari a $8.45 \times 14 = 118.3 \text{ kN}$.

Le travi a U pesano 10.8 kN/ml. La luce di influenza di tali travi sul pilastro è pari 8.20 metri, quindi sul pilastro grava uno sforzo normale pari a $10.8 \times 8.20 = 88.56 \text{ kN}$

Lo sforzo Normale risultante calcolato manualmente è pari al taglio della trave sommato al peso del pilastro sommato al peso delle travi ad U ovvero $258.61 + 118.3 + 88.56 = 465.47 \text{ kN}$.

Lo sforzo Normale ricavato dal programma di calcolo dall'immagine riportata nel presente paragrafo è pari a 468 kN.

Dalle calcolazioni eseguite manualmente confrontate con i valori ricavati dal programma di calcolo è possibile fornire un giudizio di accettabilità dei risultati positivo.

7 RELAZIONE SU ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Le sollecitazioni saranno calcolate col programma di calcolo Sismicad 12 prodotto da Concrete srl.

La licenza è intestata all'ing. Ugo Callari collaboratore dello studio.



→ Licenza d'uso software Concrete

Il presente documento attesta, unitamente alla fattura, la proprietà della licenza d'uso dei software prodotti da Concrete s.r.l.

Titolare

CALLARI ING. UGO

Prodotti

Integrazione Acciaio
SismiCAD CA

Integrazione Murature

Numero di chiave hardware associata ai prodotti

8841469

Le condizioni di licenza sono riportate nell'installazione di ogni singolo software



concrete
structural engineering software

Concrete srl Via della Pieve 19 - 35121 Padova - T. 049 87 54 720 - commercial@concrete.it

Il sottoscritto dichiara sotto la propria personale responsabilità che prima dell'uso del software ha preso visione della documentazione fornita a corredo dello stesso in particolare del manuale del solutore ove sono riportate tutte le nozioni teoriche legate all'analisi del modello strutturale nonché le procedure usate dal programma per condurre l'analisi dinamica delle strutture. Tale documentazione è riportata nei tre manuali allegati al programma di calcolo, dal titolo:

"Sismicad 11 " Manuale d'uso

"Solutore interno" – Manuale Breve

"Solutore interno" – Manuale Esplicativo



Il sottoscritto dichiara inoltre sotto la propria personale responsabilità che ha analizzato la documentazione in cui sono presenti alcuni casi semplici interamente risolti e ne ha constatato l'attendibilità dei risultati. Tale documentazione è riportata nel manuale dal titolo "Casi di prova per la validazione del software di calcolo strutturale SismiCad versione 11" allegato al software insieme ai files di input che ne consentono la riproduzione dell'elaborazione.
La documentazione citata, è disponibile nella sua interezza nel sito www.concrete.it.

7.1 DESCRIZIONE DELLE BASI TEORICHE E ALGORITMI

Si riporta lo stralcio della documentazione allegata al programma di calcolo contenenti la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati:

"L'analisi statica lineare. La soluzione del problema di equilibrio della struttura discretizzata si traduce nella soluzione del seguente sistema algebrico di equazioni lineari: $Ku=f$ i cui coefficienti sono costituiti dai termini della matrice di rigidezza K , le incognite sono gli spostamenti e le rotazioni nodali contenuti nel vettore u e i termini noti sono costituiti dai vettori dei carichi f in numero pari alle condizioni di carico indipendenti dichiarate. Durante la fase di assemblaggio della matrice di rigidezza viene controllata la presenza di elementi nulli posti lungo la diagonale principale; in quest'ultimo caso l'elaborazione termina con l'indicazione del numero di equazione ove si è riscontrata l'anomalia.

La risoluzione del sistema di equazioni è condotto attraverso il metodo di Gauss che consiste nel decomporre la matrice di rigidezza nel prodotto di una matrice triangolare inferiore avente sulla diagonale principale tutti i termini pari all'unità con una matrice triangolare superiore: $K=LU$. Il solutore ad elementi finiti consente di risolvere il sistema di equazioni attraverso due metodi. Il primo metodo memorizza la matrice di rigidezza sotto forma di un'unica colonna compatta (skyline storage), con la definizione di un ulteriore vettore contenente i puntatori agli elementi diagonali della matrice di rigidezza oppure in blocchi di vettori compatti contenenti all'interno i puntatori posti in coda. La decomposizione della matrice di rigidezza è basata sul metodo di Crout modificato. In fase di riduzione della matrice di rigidezza viene controllato che il generico termine diagonale della matrice ridotta sia maggiore di zero. In caso contrario l'elaborazione termina con la segnalazione di errore grave.

L'analisi dinamica della struttura consiste nel determinare le frequenze proprie di vibrazione e le deformate modali, cioè gli autovalori e gli autovettori della matrice dinamica. Dalla seguente equazione: $(K - \lambda M) \varphi = 0$ in cui K è la matrice di rigidezza e M è la matrice delle masse si determinano le frequenze proprie λ e la deformata modale descritta dal vettore φ . Il procedimento con cui viene iterativo con cui viene risolto il sistema è dovuto a Rayleigh-Ritz."

7.2 METODOLOGIE DI VERIFICA E PROGETTO DELLE SEZIONI

Le verifiche degli elementi in c.a. sono condotte agli stati limite in accordo al D.M. 14-01-08 e secondo Eurocodice 2 quando applicabile. Le travi sono



progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili. Le verifiche a flessione, pressoflessione deviata e taglio vengono condotte in accordo a 4.1.2 del DM 14/01/08 considerando le caratteristiche dei materiali inputate.

7.3 CASI DI PROVA INTERAMENTE RISOLTI

Il manuale di validazione contiene numerosi casi di prova interamente risolti disponibili on-line ai link sopra riportati.

7.4 CAMPI DI IMPIEGO

Si riporta lo stralcio del manuale di validazione contenente i campi di impiego del software:

SismiCad è rivolto alla risoluzione di problematiche di progettazione strutturale. Esso consente la progettazione di manufatti in generale sia ad uso abitativo che industriale in muratura, cemento armato, acciaio e legno. Esso consente inoltre la verifica di edifici esistenti. La progettazione può essere svolta con riferimento alle seguenti normative:[...]Eurocodici 2,3,5D.M.Infrastrutture 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni Circolare 02 febbraio 2009 n.617/C.S.L.L.