



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



DIPARTIMENTO
PER LO SPORT



COMUNE
DI PADOVA

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

Missione 5 - Inclusione e Coesione, Componente 2 - Infrastrutture Sociali, Famiglie, Comunità e Terzo Settore
(M5C2), Misura 3, Investimento 3.1 "Sport e Inclusione Sociale - Cluster 1 e 2

RIGENERAZIONE DEL PALAZZETTO DELLO SPORT SAN LAZZARO

CLUSTER 2 - CUP: J53I22000120006

PROGETTO DEFINITIVO		N°	40
<i>DESCRIZIONE ELABORATO</i> STRUTTURE Relazione di calcolo delle strutture		<i>SIGLA</i>	Rel.S.04
<i>CODICE OPERA</i> LLPP EDP 2022/069 CUP: H93I22000150006	<i>SCALA</i>	<i>DATA</i>	12/2022
			rev.0
<i>IL PROGETTISTA</i> Ing. Davide Ferro	<i>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</i> Ing. Massimo Benvenuti	<i>IL CAPO SETTORE LL. PP.</i> Ing. Matteo Banfi	

INDICE

4 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

A - ANALISI DEI CARICHI

1. CARICHI DA VENTO
2. CARICHI DA NEVE
3. CARICHI SUI SOLAI

B - VERIFICHE STRUTTURALI

B1 - PALESTRA

1. MODELLAZIONE NUMERICA
 - 1.1. MODI DI VIBRARE
 - 1.2. SOLLECITAZIONI
 - 1.3. VALIDAZIONE MODELLO NUMERICO
2. VERIFICA FONDAZIONI
 - 2.1 PLINTO TIPO 1 - 320x320 8 pali
 - 2.2 PLINTO TIPO 2 - 380x300 12pali
 - 2.3 PLINTO TIPO 2bis - 280x300 12 pali
3. VERIFICA COPERTURA
4. VERIFICHE ELEVAZIONI
5. VERIFICHE SLO

B2 - VANO SCALA

1. MODELLAZIONE NUMERICA
 - 1.1. MODI DI VIBRARE
 - 1.2. SOLLECITAZIONI
 - 1.3. VALIDAZIONE MODELLO NUMERICO
2. VERIFICA FONDAZIONI
3. VERIFICA ELEVAZIONI
4. VERIFICHE SLO

B3 - SCALA METALLICA























1. MODELLAZIONE NUMERICA
 - 1.1. MODI DI VIBRARE
 - 1.2. SOLLECITAZIONI
2. VERIFICA FONDAZIONI
3. VERIFICA ELEVAZIONI
4. VERIFICHE SLO

GIUNTI STRUTTURALI

4 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

La presente relazione di calcolo tratta soltanto le strutture realizzate in opera e quelle lignee, mentre non vengono eseguite le verifiche di dettaglio degli elementi prefabbricati, dei quali vengono stimate le azioni al piede trasmesse alle strutture di fondazione.

Nelle strutture sottostanti esistenti, quali spogliatoi e servizi, non sono state svolte campagne di indagini in quanto gli ambienti risultano attualmente in uso. Si ritengono parte integrante del presente progetto le tavole strutturali pervenute con i seguenti nominativi:

 Tavola N. 3-S fondazioni.pdf	 Tavola N. 16-S plinti-servizi.pdf
 Tavola N. 4-S centrale.pdf	 Tavola N. 17-S travi solaio servizi.pdf
 Tavola N. 5-S plinti ABCD.pdf	 Tavola N. 18-S arm travi solaio servizi.pdf
 Tavola N. 6-S fond travi arm.pdf	 Tavola N. 19-S travi solaio servizi.pdf
 Tavola N. 7-S fond travi arm.pdf	 Tavola N. 20-S cunicoli.pdf
 Tavola N. 8-S servizi fond travi arm.pdf	 Tavola N. 22-S canna fum CT.pdf
 Tavola N. 9-S servizi parete arm.pdf	 Tavola N. 23-S giunti.pdf
 Tavola N. 10-S servizi parete arm.pdf	 Tavola N. 24-S cunicoli CT.pdf
 Tavola N. 11-S servizi parete arm.pdf	 Tavola N. 25-S aspiratore.pdf
 Tavola N. 12-S servizi fori fogna.pdf	
 Tavola N. 13-S servizi prospetti.pdf	
 Tavola N. 14-S solaio centrale.pdf	
 Tavola N. 15-S solaio servizi.pdf	

A - ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito la quantificazione dei carichi di progetto agenti sulle strutture al fine di eseguire le verifiche di resistenza e deformabilità previste dalla normativa vigente.

1. CARICHI DA VENTO

Espressione della pressione del vento		$p = qb \cdot ce \cdot cd$	
velocità di riferimento			
Zona	Veneto	= 1	
Altitudine	10 m	< 1000 m	$v_b = 25$ m/s
Pressione cinetica di riferimento		$qb = v_b^2 \cdot \rho / 2$	= 390,625 N/m ²
Classe di rugosità del terreno		C	a favore di sicurezza
Distanza dalla costa		33 km > 30 km	
Altitudine		10 m < 500 m	
Categoria di esposizione del sito		III	
Altezza fabbricato	z =	18,6 m	h/d = 1,01
Profondità fabbricato	d =	18,5 m	
Inclinazione copertura		7 °	
	$k_r = 0,2$	$z_o = 0,1$	$z_{min} = 5,00$ < z
Coefficiente topografico	$c_t =$	1,00	
Coefficiente di esposizione	$c_e =$	2,56	
Coefficiente di pressione esterna	$c_{pe} =$	0,80	Sopravento
	$c_{pe} =$	-0,90	Laterale
	$c_{pe} =$	-0,50	Sottovento
Coefficiente di pressione interna	$c_{pi} =$	0,20	Sopravento
	$c_{pi} =$	-0,30	Laterale
	$c_{pi} =$	-0,30	Sottovento
Coefficiente di pressione	$c_p =$	1,00	Sopravento
	$c_p =$	-1,20	Laterale
	$c_p =$	-0,80	Sottovento
	$c_p =$	0,29	Falda
Coefficiente dinamico	$c_d =$	1,00	
Pressione del vento	$p =$	1,00 kN/m ²	Sopravento
	$p =$	-1,20 kN/m ²	Laterale
	$p =$	-0,80 kN/m ²	Sottovento
	$p =$	0,29 kN/m ²	Falda

2. CARICHI DA NEVE

Espressione del carico da neve		$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$	
Carico neve al suolo			
Zona	Padova	= 2	

Altitudine	10 m	< 200 m	qsk =	1,00 kN/m ²
Coefficiente di esposizione Topografia	Normale		Ce =	1,00
Coefficiente termico			Ct =	1,00
Coefficiente di forma per coperture Copertura piana con angolo α minore di 30°			$\mu_1 =$	0,8
Carico da neve	max	qs =	0,80 kN/m²	

Il carico da neve derivante da accumulo su coperture in adiacenza ad una copertura posta a quota superiore deve essere valutato caso per caso nel corso delle verifiche delle specifiche opere, in ragione della loro effettiva geometria.

Accumulo neve su coperture inferiori

	$\mu_2 =$	$\mu_s + \mu_w =$	2,44
	$\mu_s =$	tetto superiore opposto =	0,00
	$\mu_w =$	$(b_1+b_2)/2 \cdot h < \gamma \cdot h / q_{sk} =$	2,44
Profondità copertura superiore	b1 =	32,50 m	
Profondità copertura inferiore	b2 =	9,00 m	
Differenza di altezza tra le coperture	h =	8,50 m	
Peso dell'unità di volume della neve	$\gamma =$	2,00 kN/m ³	
Carico da neve massimo accumulo	qs =	2,44 kN/m ²	
Carico da neve medio	qs =	1,62 kN/m²	

3. CARICHI SUI SOLAI

Si riportano di seguito i sovraccarichi accidentali gravanti sulle strutture oggetto di verifica.

Calpestio palestra

Carichi permanenti:	Strutturali	Copponi c.a.p. =	3,00	kN/m ²
		Cappa in c.a. (da 10 a 15cm) =	3,13	kN/m ²
		$G_1 =$	<u>6,13</u>	kN/m ²
	Portati	Massetto 6cm =	1,20	kN/m ²
		Guaine e pavimentazione sportiva =	0,20	kN/m ²
		Tramezze =	0,40	kN/m ²
		$G_2 =$	<u>1,80</u>	kN/m ²
Carichi variabili	cat. C4	Accidentale =	5,00	kN/m ²
		$Q_1 =$	<u>5,00</u>	kN/m ²

Copertura palestra

Carichi permanenti:	Strutturali	Travi in legno lamellare =	da software	kN/m ²
		Arcarecci in legno lamellare =	da software	kN/m ²
		Pannello sandwich =	0,25	kN/m ²

		$G_1 = 0,25$	kN/m^2
	Portati	Carichi appesi = 0,20	kN/m^2
		Guaine = 0,05	kN/m^2
		Fotovoltaico = 0,40	kN/m^2
		$G_2 = 0,65$	kN/m^2
Carichi variabili	cat. H	Accidentale = 0,50	kN/m^2
		$Q_1 = 0,50$	kN/m^2

Ai suddetti carichi va aggiunto il carico della neve, secondo combinazioni da NTC 2018.

Interpiano vano scala

Carichi permanenti:	Strutturali	Solaio predalle 5+20+5 = 4,33	kN/m^2
		$G_1 = 4,33$	kN/m^2
	Portati	Carichi appesi = 0,20	kN/m^2
		Pavimentazione = 0,40	kN/m^2
		Massetto 6cm = 1,20	kN/m^2
		Controsoffitto = 0,20	kN/m^2
		$G_2 = 2,00$	kN/m^2
Carichi variabili	cat. C4	Accidentale = 5,00	kN/m^2
		$Q_1 = 5,00$	kN/m^2

Copertura vano scala

Carichi permanenti:	Strutturali	Solaio predalle 5+20+5 = 4,33	kN/m^2
		$G_1 = 4,33$	kN/m^2
	Portati	Carichi appesi = 0,20	kN/m^2
		UTA = 2,00	kN/m^2
		Isolamenti e guaine = 0,20	kN/m^2
		Massetto per pendenze = 1,20	kN/m^2
		Controsoffitto = 0,20	kN/m^2
		$G_2 = 3,80$	kN/m^2
Carichi variabili	cat. H	Accidentale = 0,50	kN/m^2
		$Q_1 = 0,50$	kN/m^2

Ai suddetti carichi va aggiunto il carico della neve, secondo combinazioni da NTC 2018.

B - VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali relative alle opere in oggetto. Le sollecitazioni sulle strutture vengono ricavate dalla modellazione numerica completa del fabbricato eseguita mediante il software di calcolo di comprovata affidabilità MidasGEN, detenuto con regolare licenza n. USGW000940 intestata ad IPT Project srl.

La modellazione viene eseguita considerando separatamente i tre corpi di fabbrica, strutturalmente indipendenti in quanto separati da giunti sismici, ossia la palestra, il vano scala e la scala metallica.

B1 - PALESTRA

1. MODELLAZIONE NUMERICA

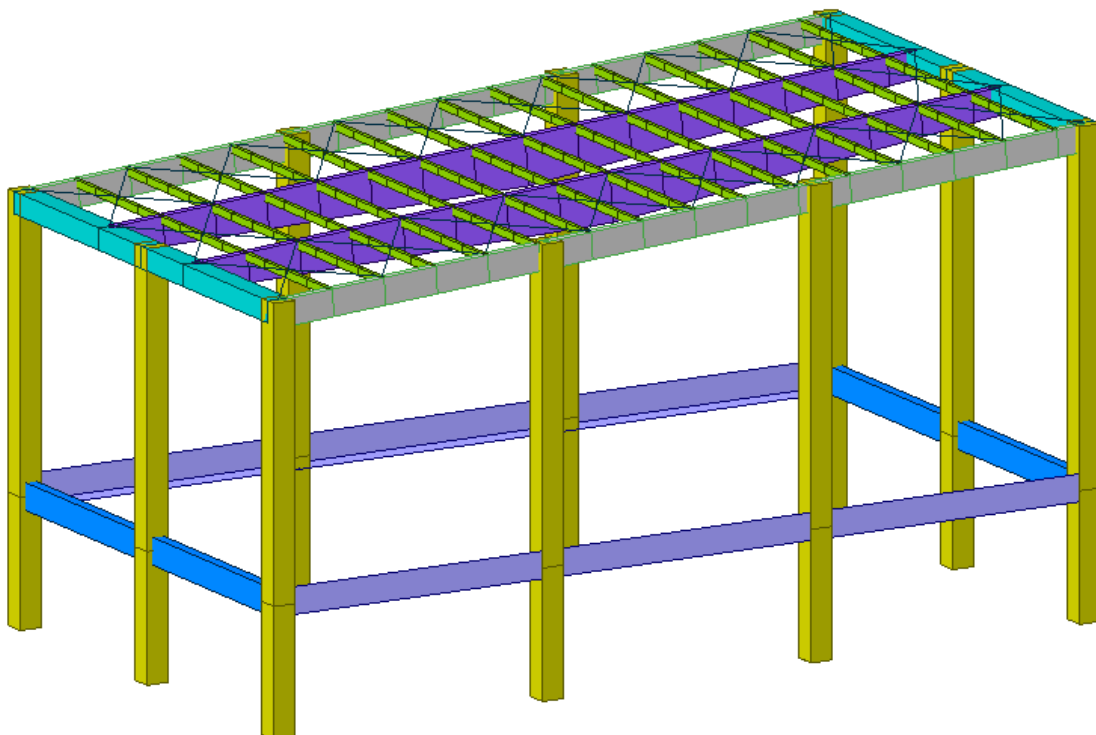
Il corpo palestra è costituito da pilastri in c.a. prefabbricati a sostegno di una copertura lignea. Le fondazioni sono a plinto su pali.

I pilastri vengono modellati come elementi beam mentre la copertura lignea viene schematizzata modellando travi principali lamellari e arcarecci lignei mentre i pannelli sandwich offrono solo contributo come floor load. Vengono inoltre inseriti controventi metallici come tondini in acciaio schematizzati come truss.

Il comportamento sismico e quello statico del fabbricato vengono esaminati considerando un vincolo di incastro perfetto alla base di ciascun pilastro, simulando la presenza di un plinto su pali.

Si riporta di seguito un'immagine del modello numerico 3D utilizzato per l'analisi della struttura.

[RIF.MOD. 2211087_palestra_s_lazzaro_r4_q2.mgb](#)



1.1. MODI DI VIBRARE

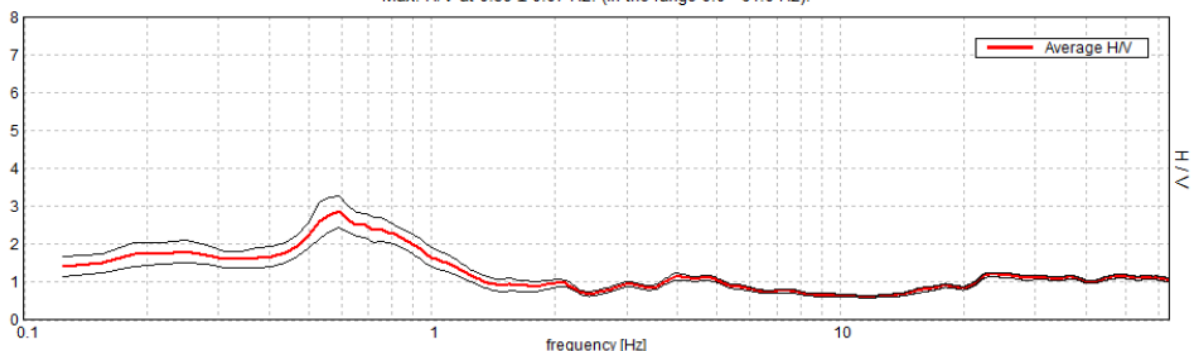
Le tabelle seguenti riportano i periodi e le masse partecipanti associate ai principali modi di vibrare della struttura considerando il vincolo di incastro alla base.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX
EIGENVALUE ANALYSIS					
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
	1	3.8127	0.6068	1.6479	0.0000e+00
	2	4.0221	0.6401	1.5622	0.0000e+00
	3	4.6286	0.7367	1.3575	0.0000e+00
	4	13.4398	2.1390	0.4675	0.0000e+00
	5	14.3151	2.2783	0.4389	0.0000e+00
	6	18.7458	2.9835	0.3352	0.0000e+00
	7	22.3504	3.5572	0.2811	0.0000e+00
	8	23.5277	3.7445	0.2671	0.0000e+00
	9	23.5896	3.7544	0.2664	0.0000e+00
	10	23.6048	3.7568	0.2662	0.0000e+00
	11	23.6085	3.7574	0.2661	0.0000e+00
	12	23.6104	3.7577	0.2661	0.0000e+00
	13	23.6113	3.7579	0.2661	0.0000e+00
	14	23.6119	3.7579	0.2661	0.0000e+00
	15	23.6122	3.7580	0.2661	0.0000e+00
	16	23.6124	3.7580	0.2661	0.0000e+00
	17	23.6126	3.7581	0.2661	0.0000e+00
	18	23.6127	3.7581	0.2661	0.0000e+00
	19	23.6129	3.7581	0.2661	0.0000e+00
	20	23.6662	3.7666	0.2655	0.0000e+00
	21	23.6762	3.7682	0.2654	0.0000e+00
	22	23.6868	3.7699	0.2653	0.0000e+00
	23	23.6880	3.7701	0.2652	0.0000e+00
	24	23.6890	3.7702	0.2652	0.0000e+00
	25	23.6894	3.7703	0.2652	0.0000e+00
	26	23.6921	3.7707	0.2652	0.0000e+00
	27	23.6922	3.7707	0.2652	0.0000e+00
	28	23.6926	3.7708	0.2652	0.0000e+00
	29	23.6927	3.7708	0.2652	0.0000e+00
	30	23.6940	3.7710	0.2652	0.0000e+00
	31	23.6940	3.7710	0.2652	0.0000e+00
	32	23.8531	3.7963	0.2634	0.0000e+00
	33	23.9220	3.8073	0.2627	0.0000e+00
	34	25.1903	4.0092	0.2494	0.0000e+00
	35	25.3142	4.0289	0.2482	0.0000e+00
	36	25.6306	4.0792	0.2451	0.0000e+00
	37	26.4318	4.2067	0.2377	0.0000e+00
	38	26.4629	4.2117	0.2374	0.0000e+00
	39	26.5461	4.2249	0.2367	0.0000e+00
	40	27.2106	4.3307	0.2309	0.0000e+00
	41	28.0324	4.4615	0.2241	0.0000e+00
	42	35.4251	5.6381	0.1774	0.0000e+00
	43	41.4299	6.5938	0.1517	0.0000e+00
	44	52.5150	8.3580	0.1196	0.0000e+00
	45	64.6345	10.2869	0.0972	0.0000e+00
	46	65.1100	10.3626	0.0965	0.0000e+00
	47	65.2371	10.3828	0.0963	0.0000e+00
	48	69.1701	11.0088	0.0908	0.0000e+00
	49	84.0499	13.3770	0.0748	3.4441e-300
	50	89.4875	14.2424	0.0702	2.6755e-242

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	37.0556	37.0556	0.0000	0.0000	84.0517	84.0517	0.0000	0.0000	9.9563	9.9563
2	47.8772	47.8772	0.0000	37.0556	0.0000	0.0000	0.0000	84.0517	95.9188	95.9188	0.0000	9.9563
3	0.0000	47.8772	10.6990	47.7545	0.0000	0.0000	13.0344	97.0861	0.0000	95.9188	38.9377	48.8939
4	0.0000	47.8772	0.0661	47.8206	0.0000	0.0000	0.1576	97.2436	0.0000	95.9188	0.1042	48.9982
5	0.0000	47.8772	0.0001	47.8208	0.0000	0.0000	0.0058	97.2495	0.0000	95.9188	0.0707	49.0689
6	0.0000	47.8772	0.0135	47.8343	0.0000	0.0000	0.0176	97.2671	0.0000	95.9188	0.0013	49.0703
7	0.4723	48.3495	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0263	95.9451	0.0000	49.0703
8	0.0000	48.3495	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0217	95.9667	0.0000	49.0703
9	0.0003	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0005	95.9672	0.0000	49.0703
10	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0002	95.9674	0.0000	49.0703
11	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9674	0.0000	49.0703
12	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
13	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
14	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
15	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
16	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
17	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
18	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
19	0.0000	48.3498	0.0000	47.8343	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0000	49.0703
20	0.0000	48.3498	0.0002	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9675	0.0001	49.0704
21	0.0000	48.3498	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0073	95.9748	0.0000	49.0704
22	0.0000	48.3498	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9748	0.0000	49.0704
23	0.0001	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0003	95.9751	0.0000	49.0704
24	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9751	0.0000	49.0704
25	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0001	95.9752	0.0000	49.0704
26	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
27	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
28	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
29	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
30	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
31	0.0000	48.3500	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0000	95.9752	0.0000	49.0704
32	0.7469	49.0969	0.0000	47.8346	0.0000	0.0000	0.0000	97.2671	0.0492	96.0245	0.0000	49.0704
33	0.0000	49.0969	0.0534	47.8880	0.0000	0.0000	0.0068	97.2739	0.0000	96.0245	0.0952	49.1656
34	0.4237	49.5206	0.0000	47.8880	0.0000	0.0000	0.0000	97.2739	0.0171	96.0415	0.0000	49.1656
35	0.0000	49.5206	47.4337	95.3217	0.0000	0.0000	2.4633	99.7371	0.0000	96.0415	5.1467	54.3123
36	49.9547	99.4753	0.0000	95.3217	0.0000	0.0000	0.0000	99.7371	2.7814	98.8229	0.0000	54.3123
37	0.0348	99.5101	0.0000	95.3217	0.0000	0.0000	0.0000	99.7371	0.0007	98.8236	0.0000	54.3123
38	0.0000	99.5101	0.0264	95.3481	0.0000	0.0000	0.0008	99.7379	0.0000	98.8236	0.0223	54.3347
39	0.4781	99.9882	0.0000	95.3481	0.0000	0.0000	0.0000	99.7379	0.0042	98.8278	0.0000	54.3347
40	0.0000	99.9882	0.0000	95.3481	0.0000	0.0000	0.0000	99.7379	0.0000	98.8278	0.0000	54.3347
41	0.0000	99.9882	4.6423	99.9904	0.0000	0.0000	0.2482	99.9861	0.0000	98.8278	45.6582	99.9929
42	0.0000	99.9882	0.0000	99.9904	0.0000	0.0000	0.0000	99.9861	0.0001	98.8280	0.0000	99.9929
43	0.0036	99.9918	0.0000	99.9904	0.0000	0.0000	0.0000	99.9861	0.2445	99.0724	0.0000	99.9929
44	0.0000	99.9918	0.0055	99.9959	0.0000	0.0000	0.0000	99.9862	0.0000	99.0724	0.0000	99.9929
45	0.0000	99.9918	0.0001	99.9960	0.0000	0.0000	0.0002	99.9863	0.0000	99.0724	0.0001	99.9930
46	0.0014	99.9932	0.0000	99.9960	0.0000	0.0000	0.0000	99.9863	0.8409	99.9133	0.0000	99.9930
47	0.0000	99.9932	0.0000	99.9960	0.0000	0.0000	0.0002	99.9865	0.0000	99.9133	0.0005	99.9935
48	0.0000	99.9932	0.0001	99.9962	0.0000	0.0000	0.0011	99.9876	0.0000	99.9133	0.0000	99.9935
49	0.0000	99.9932	0.0000	99.9962	0.0000	0.0000	0.0001	99.9877	0.0000	99.9133	0.0001	99.9936
50	0.0001	99.9934	0.0000	99.9962	0.0000	0.0000	0.0000	99.9877	0.0029	99.9162	0.0000	99.9936

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 0.59 ± 0.07 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



La somma delle masse partecipanti dei modi di vibrare considerati per le due traslazioni e la rotazione nel piano è superiore all'85% della massa sismica totale, pertanto il modello numerico si può considerare rappresentativo del comportamento sismico della struttura reale.

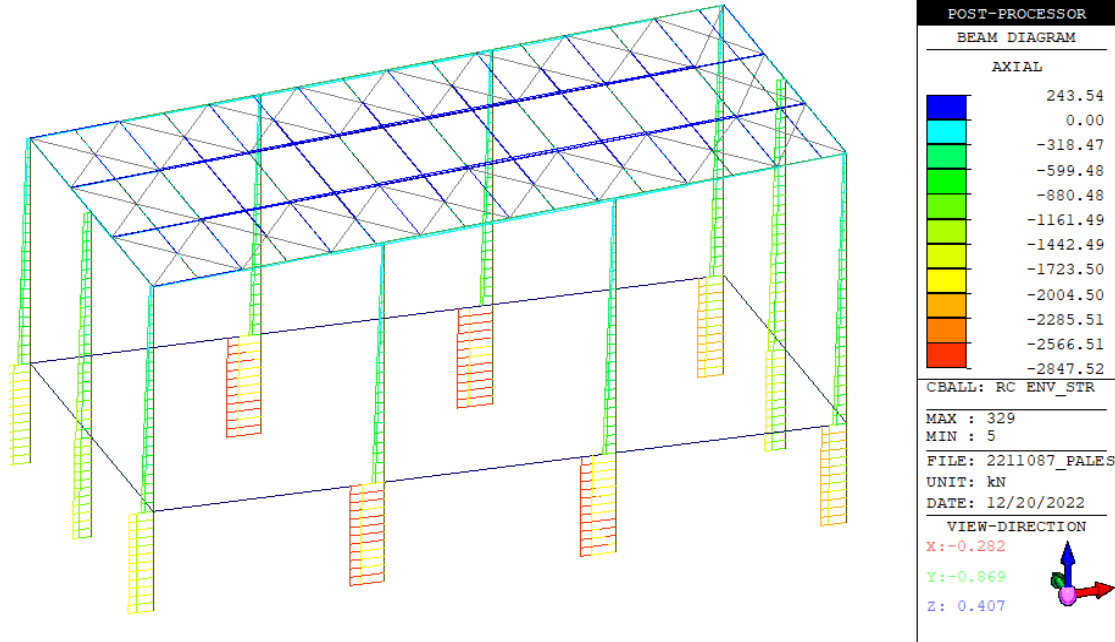
Si nota come il periodo principale di vibrazione della struttura è pari a 0,66Hz circa: esso differisce di oltre il 10% rispetto al periodo di risonanza del terreno indicato nella relazione geologica pari a 0,58Hz.

Si precisa comunque che essendo la prima frequenza di vibrazione del fabbricato superiore rispetto a quella di risonanza, ed essendo le frequenze di vibrazione di tutti i modi successivi superiori alla prima, non si ricade nella condizione in cui possono esserci modi di vibrare che causino il fenomeno della risonanza tra terreno e struttura.

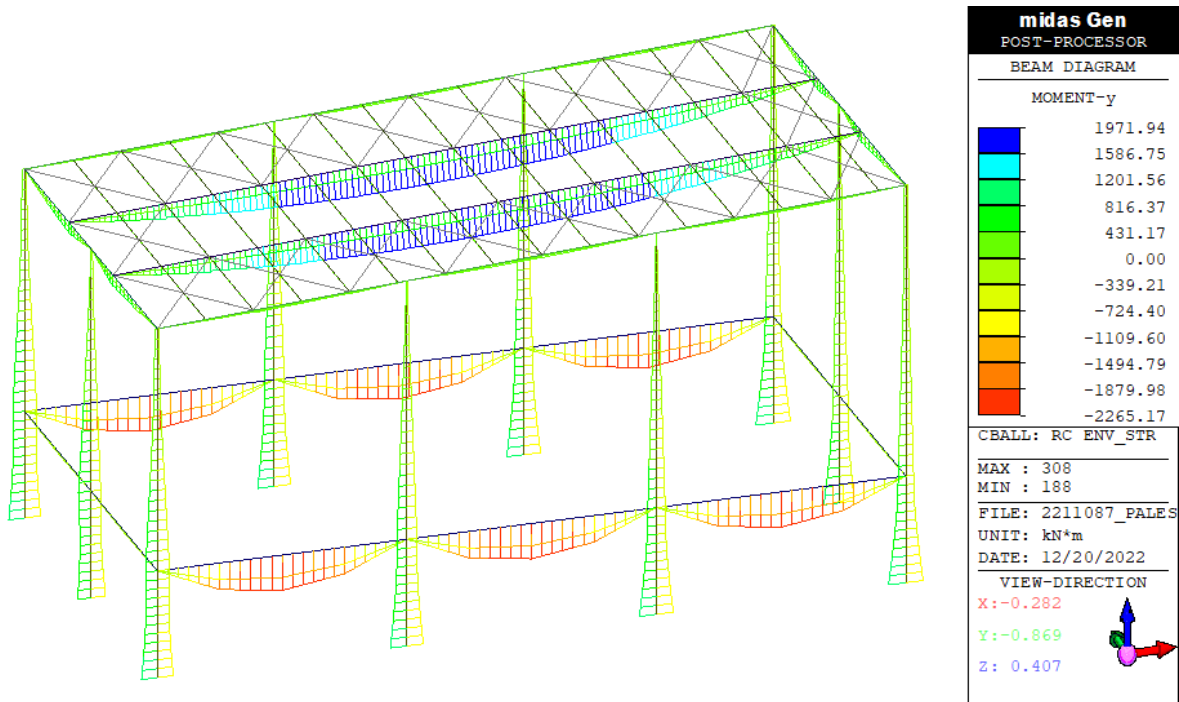
1.2. SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo SLU in condizioni sismiche.

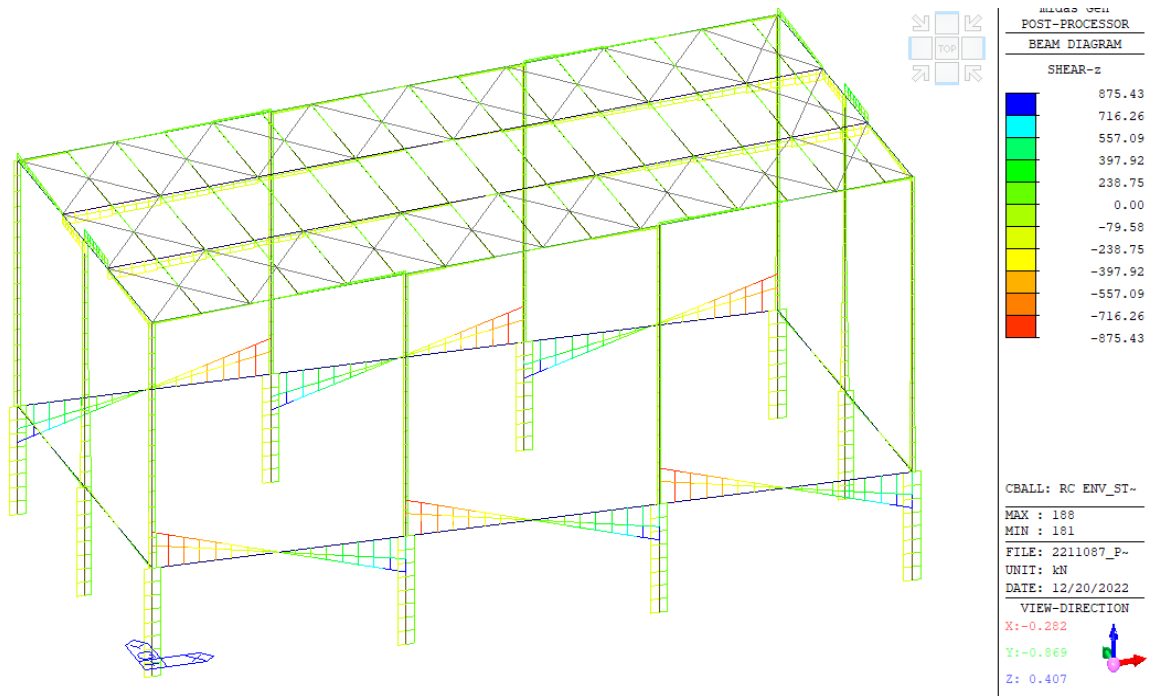
Sforzo normale Fx



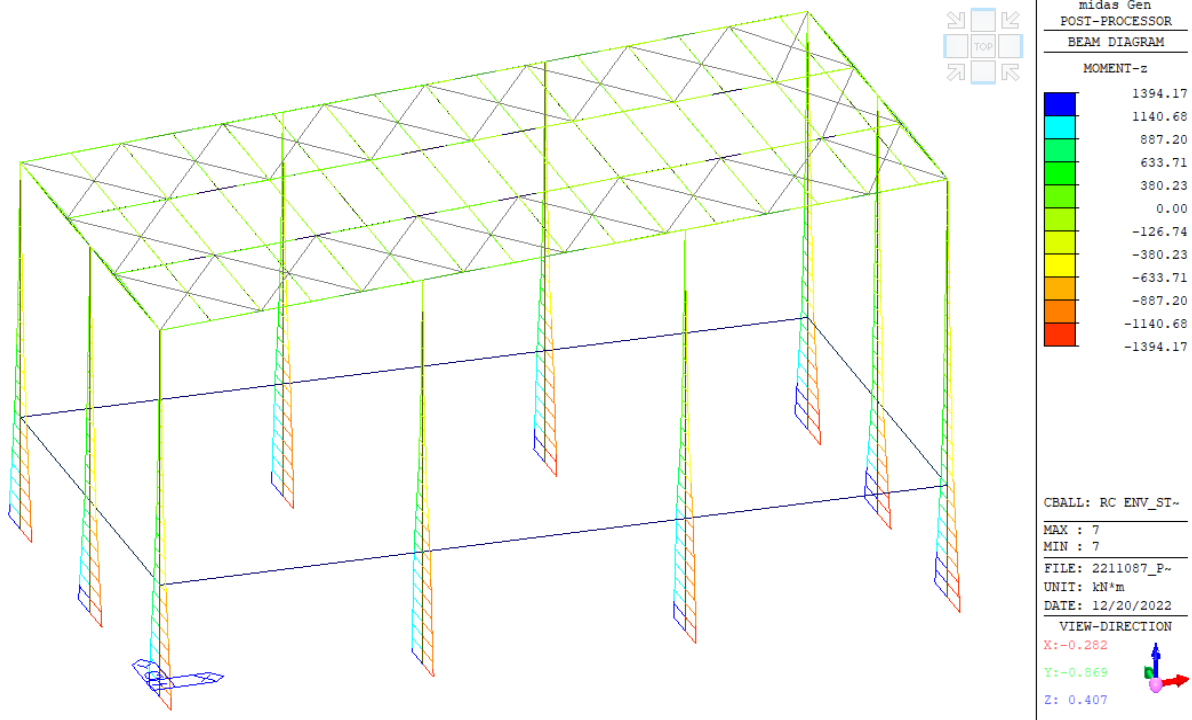
Momento flettente My



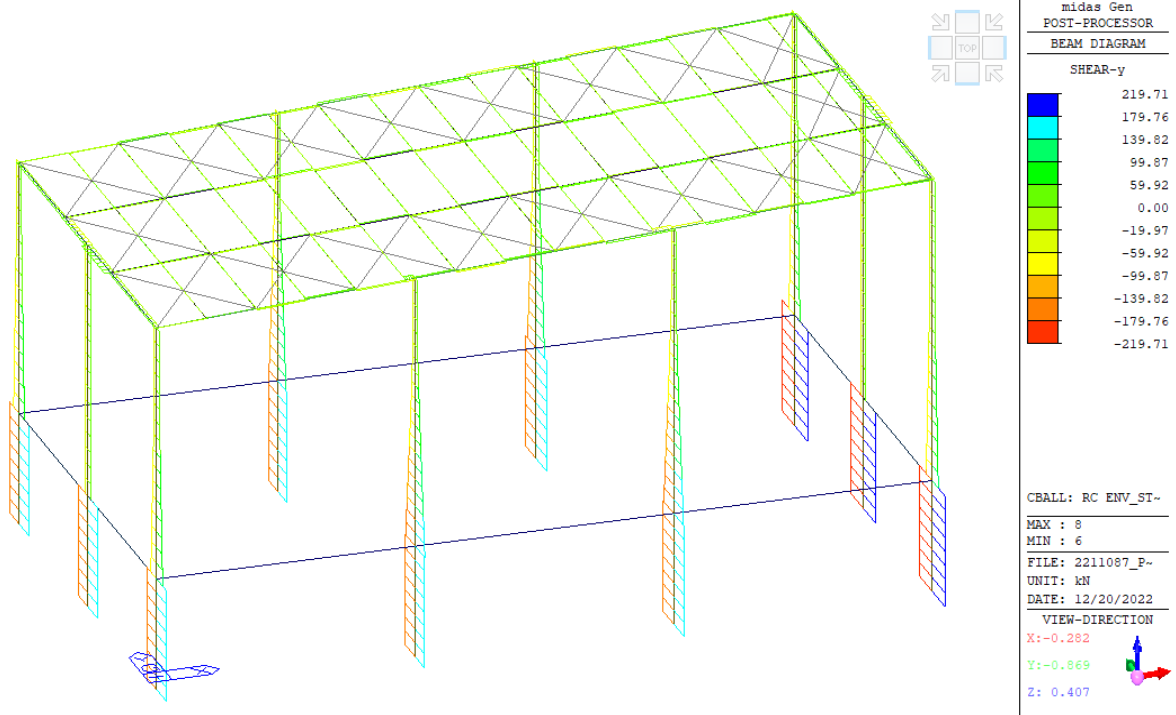
Taglio Fz



Momento flettente Mz



Taglio Fy



1.3 VALIDAZIONE MODELLO NUMERICO

Al fine di verificare la validità del modello numerico si esegue una equiparazione dello sforzo normale in campo statico gravante su un pilastro mediante ricostruzione dei carichi gravanti sulla sua area di influenza.

Calpestio palestra		Ainfl.=	87,77 mq
G1 =	6,125 kN/m ²		
G2 =	1,8 kN/m ²		
Q1 =	5 kN/m ²		

Copertura palestra		Ainfl.=	29,24 mq
G1 =	0,77 kN/m ²		
G2 =	0,65 kN/m ²		
Man. =	0,5 kN/m ²		
SNW=	0,8 kN/m ²		

Peso proprio pilastro e trave prefabbricata in c.a.
G1= 407,78 kN/pil.

Peso proprio pannelli prefabbricati in c.a.
G2= 434,7 kN/pil.

γG1= 1,3
γQ= 1,5

N_SLU=	2711,69		
N_SLU_modello=	2769,57	delta =	2%

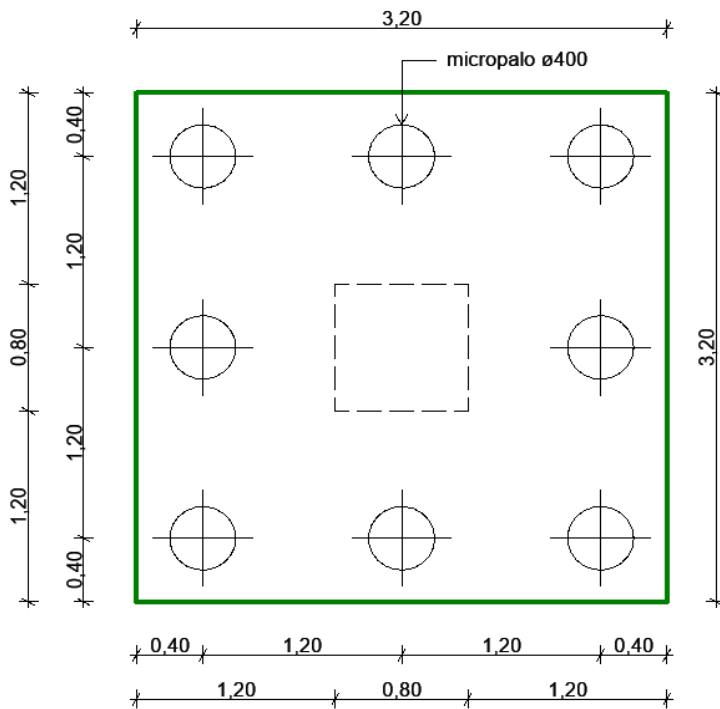
Data la minima variazione riscontrata tra i carichi risultanti al piede per la combinazione 1 e il calcolo analitico svolto, si considera validato il modello di calcolo in esame.

2. VERIFICA FONDAZIONI

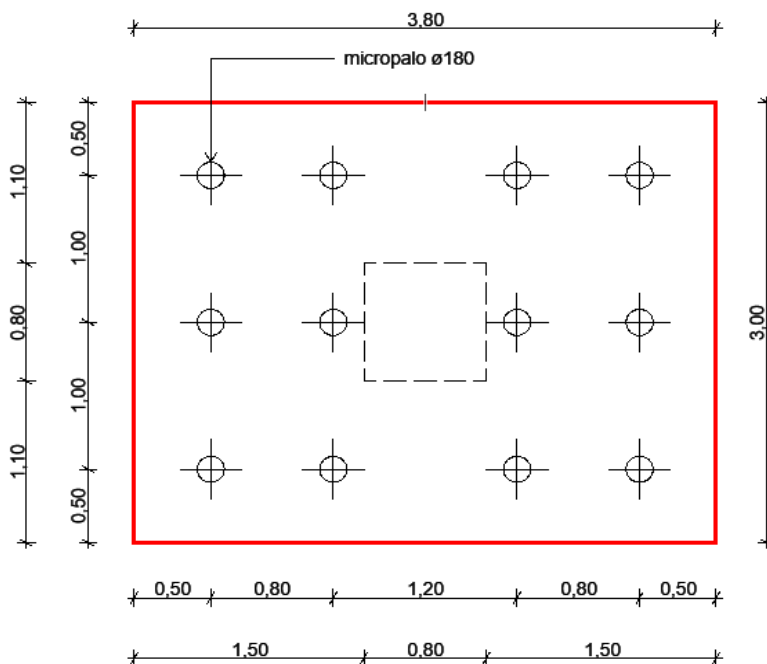
Si riporta di seguito la verifica delle fondazioni e dei valori di carico al piede trasmessi dai pilastri alle fondazioni. Tale verifica viene eseguita considerando sia le sollecitazioni di natura SLU statica che SLV sismica, al fine di un corretto dimensionamento dei pali di fondazione.

Le fondazioni previste sono individuabili in plinti su pali essenzialmente di due tipologie standard:

TIPO 1:



TIPO 2:



2.1 PLINTO TIPO 1 - 320x320 8 pali

Si riportano di seguito le verifiche dei plinti per le combinazioni maggiormente gravose sia SLU (statiche) che SLV (sismiche). Trattandosi di plinti su pali, le verifiche a ribaltamento risultano superflue.

CMB STATICA SLU

Pilastro sezione	X =	80	cm
	Y =	80	cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore	B =	320	cm
Base minore	b =	320	cm
Altezza	H =	100	cm
Altezza utile	h =	95	cm
Altezza ricoprimento soprastante	ht =	40	cm

Analisi dei carichi*(alla base del plinto)*

Peso proprio plinto	p.p. =	256 kN	G1
Peso terreno sovrastante	p.t. =	88 kN	G2
Trave reggi pann	p. pann. =	0 kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0 kN	G2
Carico totale	G =	344 kN	
Sovraccarichi pavimento	5 kN/m ²	Q =	48 kN
γ_{perm} G1 =	1,3	γ_{acc} =	1,50
γ_{perm} G2 =	1,5		
Coeff. Sovraresistenza		γ_{rd} =	1,00 statica

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro	nodo 101	comb.12
	N_{SLU} =	3027,52 kN
	V_{SLUX} =	52,22 kN
	V_{SLUY} =	37,44 kN
	$M_{X_{SLU}}$ =	71275 kNcm
	$M_{Y_{SLU}}$ =	45020 kNcm

Momento trasmesso (con m.di trasporto) $M_t = M_p + T \cdot H_{tot}$

$T_z > M_y$	$M_x + T_y \cdot b_{trasp} =$	75019 kNcm	$M_{x,tot}$
$T_y > M_z$	$M_y + T_x \cdot b_{trasp} =$	50242 kNcm	$M_{y,tot}$

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{cd} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{cd} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} = 3565 \text{ kN}$

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	8
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	3 braccio y = 1,20 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,x} =$	3 braccio x = 1,20 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p = 445,60 \text{ kN}$
 $T, M_y = 418,68333 \text{ kN}$
 $T, M_y, 1 = 69,78 \text{ kN}$
 $T, M_x, B = 625,16 \text{ kN}$
 $T, M_x, B, 1 = 104,19 \text{ kN}$

$T, B_{max} = 619,57 \text{ kN}$ Tasso di lavoro= 85%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 732 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: **8,03 kN** Tasso di lavoro= 19%
 Vrd palo: **43,30 kN**

CMB SISMICA

Pilastro sezione	X =	80	cm
	Y =	80	cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore	B =	320	cm
Base minore	b =	320	cm
Altezza	H =	100	cm
Altezza utile	h =	95	cm
Altezza ricoprimento soprastante	ht=	35	cm

Analisi dei carichi

(alla base del plinto)

Peso proprio plinto	p.p. =	256	kN	G1
Peso terreno sovrastante	p.t. =	77	kN	G2
Trave reggi pann	p.pann. =	0	kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0	kN	G2
Carico totale	G =	333	kN	

Sovraccarichi pavimento	5 kN/m ²	Q =	48	kN
-------------------------	---------------------	-----	----	----

γ_{perm} G1=	1,3	γ_{acc} =	1,50
γ_{perm} G2=	1,5		

Coeff. Sovraresistenza	γ_{rd} =	1,10	sismica
------------------------	-----------------	------	---------

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro

	nodo 102	comb.24	
N _{SLU} =	1655,95	kN	magg. scala metallica
V _{SLUX} =	73,54	kN	
V _{SLUY} =	177,95	kN	con magg. x assenza trave coll.
M _{XSLU} =	130585	kNcm	
M _{YSLU} =	42259	kNcm	

Momento trasmesso (con m.di trasporto)

$$M_t = M_p + T \cdot H_{tot}$$

Tz>My	M _x +T _y *b _{trasp} =	163218	kNcm	M _{x,tot}
Ty>Mz	M _y +T _x *b _{trasp} =	54574	kNcm	M _{y,tot}

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{cd} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{cd} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} = 2394$ kN

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	8
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	3 braccio y = 1,20 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,x} =$	3 braccio x = 1,20 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p =$	299,29 kN
$T, My =$	454,78583 kN
$T, My, 1 =$	75,80 kN
$T, Mx, B =$	1360,15 kN
$T, Mx, B, 1 =$	226,69 kN

$T, B_{max} = 601,78$ kN Tasso di lavoro= 82%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 732 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: **24,07 kN** Tasso di lavoro= 56%
 Vrd palo: **43,30 kN**

2.2 PLINTO TIPO 2 - 380x300 12pali

Si riportano di seguito le verifiche dei plinti per le combinazioni maggiormente gravose sia SLU (statiche) che SLV (sismiche). Trattandosi di plinti su pali, le verifiche a ribaltamento risutano superflue.

CMB STATICA SLU

Pilastro sezione	X =	80	cm
	Y =	80	cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore	B =	380	cm
Base minore	b =	300	cm
Altezza	H =	100	cm
Altezza utile	h =	95	cm
Altezza ricoprimento soprastante	ht=	35	cm

Analisi dei carichi

(alla base del plinto)

Peso proprio plinto	p.p. =	285	kN	G1
Peso terreno sovrastante	p.t. =	87	kN	G2
Trave reggi pann	p.pann. =	0	kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0	kN	G2
Carico totale	G =	<u>372</u>	kN	

Sovraccarichi pavimento	5 kN/m ²	Q =	54	kN
-------------------------	---------------------	-----	----	----

γ_{perm} G1=	1,3	γ_{acc} =	1,50
γ_{perm} G2=	1,5		

Coeff. Sovreresistenza	γ_{rd} =	1,00	statica
------------------------	-----------------	------	---------

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro

nodo 107 comb.12

N_{SLU} =	2846	kN
V_{SLUX} =	62,70	kN
V_{SLUY} =	47,11	kN
M_{xSLU} =	72760	kNcm
M_{ySLU} =	43126	kNcm

Momento trasmesso (con m.di trasporto)	$M_t = M_p + T \cdot H_{tot}$
--	-------------------------------

$T_z > M_y$	$M_x + T_y \cdot b_{trasp} =$	77471 kNcm	$M_{x,tot}$
$T_y > M_z$	$M_y + T_x \cdot b_{trasp} =$	49396 kNcm	$M_{y,tot}$

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{c1} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{c1} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} = 3427$ kN

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	12
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	4 braccio y= 1,00 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,Bx} =$	3 braccio B= 1,4 m
N° pali fila A x	$N_{p,Ax} =$	3 braccio A= 0,8 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p:$	285,60 kN
$T, My =$	493,96 kN
$T, My, 1 =$	61,75 kN
$T, Mx, B =$	417,15 kN
$T, Mx, B, 1 =$	69,53 kN

$T, B_{max} = 416,87$ kN Tasso di lavoro= 95%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 437 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: **6,54** kN Tasso di lavoro= 31%
 Vrd palo: **21,20** kN

CMB SISMICA

Pilastro sezione X = 80 cm
Y = 80 cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore B = 380 cm
Base minore b = 300 cm
Altezza H = 100 cm
Altezza utile h = 95 cm
Altezza ricoprimento soprastante ht = 35 cm

Analisi dei carichi (alla base del plinto)

Peso proprio plinto	p.p. =	285 kN	G1
Peso sottofondi sovrastante	p.t. =	68 kN	G2
Trave reggi pann	p.pann. =	0 kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0 kN	G2
Carico totale	G =	<u>353 kN</u>	

Sovraccarichi pavimento 5 kN/m² Q = 54 kN

γ_{perm} G1 = 1,3 γ_{acc} = 1,50
 γ_{perm} G2 = 1,5

Coeff. Sovraresistenza γ_{rd} = 1,10 sismica

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro

nodo 108 comb.24

N_{SLU} = 1476 kN
 V_{SLUX} = 99,53 kN
 V_{SLUY} = 180,54 kN
 M_{XSLU} = 130188 kNcm
 M_{YSLU} = 54703 kNcm

Momento trasmesso (con m.di trasporto) Mt = Mp + T * Htot

Tz > My	$Mx + Ty \cdot b_{trasp} =$	163066 kNcm	$M_{x,tot}$
Ty > Mz	$My + Tx \cdot b_{trasp} =$	71122 kNcm	$M_{y,tot}$

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{cd} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{cd} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} = 2232 \text{ kN}$

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	12
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	4 braccio y= 1,0 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,Bx} =$	3 braccio B= 1,4 m
N° pali fila A x	$N_{p,Ax} =$	3 braccio A= 0,8 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p = 185,98 \text{ kN}$
 $T, M_y = 711,216 \text{ kN}$
 $T, M_y, 1 = 88,90 \text{ kN}$
 $T, M_x, B = 878,05 \text{ kN}$
 $T, M_x, B, 1 = 146,34 \text{ kN}$

$T, B_{max} = 421,22 \text{ kN}$ Tasso di lavoro= 96,4%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 437 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: **17,18 kN** Tasso di lavoro= 81%
Vrd palo: **21,20 kN**

2.3 PLINTO TIPO 2bis - 280x300 12 pali

Si riportano di seguito le verifiche dei plinti per le combinazioni maggiormente gravose sia SLU (statiche) che SLV (sismiche). Trattandosi di plinti su pali, le verifiche a ribaltamento risultano superflue.

CMB STATICA SLU

Pilastro sezione
 X = 80 cm
 Y = 80 cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore B = 280 cm
 Base minore b = 300 cm
 Altezza H = 100 cm
 Altezza utile h = 95 cm
 Altezza ricoprimento soprastante ht = 35 cm

Analisi dei carichi (alla base del plinto)

Peso proprio plinto	p.p. =	210 kN	G1
Peso terreno sovrastante	p.t. =	62 kN	G2
Trave reggi pann	p.pann. =	0 kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0 kN	G2
Carico totale	G =	272 kN	

Sovraccarichi pavimento 5 kN/m² Q = 39 kN

γ_{perm} G1= 1,3 γ_{acc} = 1,50
 γ_{perm} G2= 1,5

Coeff. Sovraresistenza γ_{rd} = 1,00 statica

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro **nodo 104 comb.13**

N_{SLU} = 1608 kN
 V_{SLUX} = 67,06 kN
 V_{SLUY} = 104,09 kN
 M_{xSLU} = 83650 kNcm
 M_{ySLU} = 45663 kNcm

Momento trasmesso (con m.di trasporto) $M_t = M_p + T \cdot H_{tot}$

$T_z > M_y$	$M_x + T_y \cdot b_{trasp} =$	94059 kNcm	$M_{x,tot}$
$T_y > M_z$	$M_y + T_x \cdot b_{trasp} =$	52369 kNcm	$M_{y,tot}$

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{cd} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{cd} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} =$ 2033 kN

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	12
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	4 braccio y= 1,00 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,Bx} =$	3 braccio B= 1 m
N° pali fila A x	$N_{p,Ax} =$	3 braccio A= 0,4 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p:$	169,41 kN
$T, My =$	523,69 kN
$T, My, 1 =$	65,46 kN
$T, Mx, B =$	810,85 kN
$T, Mx, B, 1 =$	135,14 kN

$T, B_{max} =$ 370,02 kN Tasso di lavoro= 85%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 437 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: 10,32 kN Tasso di lavoro= 49%
 Vrd palo: 21,20 kN

CMB SISMICA

Pilastro sezione X = 80 cm
 Y = 80 cm

Dimensionamento della sezione

Base maggiore B = 280 cm
 Base minore b = 300 cm
 Altezza H = 100 cm
 Altezza utile h = 95 cm
 Altezza ricoprimento soprastante ht = 35 cm

Analisi dei carichi (alla base del plinto)

Peso proprio plinto	p.p. =	210 kN	G1
Peso sottofondi sovrastante	p.t. =	49 kN	G2
Trave reggi pann	p.pann. =	0 kN	G2
Carichi vari e arrotondamenti	c.v. =	0 kN	G2
Carico totale	G =	259 kN	

Sovraccarichi pavimento 5 kN/m² Q = 39 kN

$\gamma_{perm G1} = 1,3$ $\gamma_{acc} = 1,50$
 $\gamma_{perm G2} = 1,5$

Coeff. Sovraresistenza $\gamma_{rd} = 1,10$ sismica

Sollecitazioni massime SLU strutture prefabbricate

Sollecitazioni pilastro nodo 104 comb.34

$N_{SLU} = 1091$ kN
 $V_{SLUX} = 79,12$ kN
 $V_{SLUY} = 167,30$ kN
 $M_{XSLU} = 110719$ kNcm
 $M_{YSLU} = 48350$ kNcm

Momento trasmesso (con m.di trasporto) $M_t = M_p + T \cdot H_{tot}$

$T_z > M_y$	$M_x + T_y \cdot b_{trasp} =$	140194 kNcm	$M_{x,tot}$
$T_y > M_z$	$M_y + T_x \cdot b_{trasp} =$	61888 kNcm	$M_{y,tot}$

Resistenze dei materiali:

acciaio	$f_{yk} =$	450 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
calcestruzzo	$R_{ck} =$	30 MPa
resistenza cilindrica	$f_{ck} = 0,83 * R_{ck}$	24,9 MPa
resistenza di calcolo cls	$f_{c1} =$	14,11 MPa
trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} =$	1,14 MPa
rapporto	$f_{yd}/f_{c1} =$	27,7
allungamento calcestruzzo	$\epsilon_{cu} =$	0,35 %
allungamento acciaio	$\epsilon_{yd} =$	0,18 %
area armatura a taglio ad interrasse s	$A_{wd} =$	-- cm ²
numero braccia staffe	$n_b =$	--
passo staffe appoggi	$s =$	-- cm
limite verso le forti armature	$\omega_{sc} =$	0,528

Sforzo normale massimo alla base del plinto $N_{SLU} =$ 1645 kN

Sollecitazioni sui pali allo SLU

N° pali su plinto	$N_p =$	12
N° pali direzione y	$N_{p,y} =$	4 braccio y= 1,0 m
N° file direzione y	$N_{f,y} =$	2
N° pali fila B x	$N_{p,Bx} =$	3 braccio B= 1 m
N° pali fila A x	$N_{p,Ax} =$	3 braccio A= 0,4 m
N° coppie file direzione x	$N_{f,x} =$	2

Calcolo dello sforzo massimo sul palo più sollecitato (esterno)

$N_i = N_{slu}/N_p =$ 137,08 kN
 $T, My =$ 618,882 kN
 $T, My, 1 =$ 77,36 kN
 $T, Mx, B =$ 1208,57 kN
 $T, Mx, B, 1 =$ 201,43 kN

$T, B_{max} =$ 415,87 kN Tasso di lavoro= 95%

I pali realizzati hanno una portata allo SLU di= 437 kN

Verifica a taglio pali

V singolo palo: **15,42 kN** Tasso di lavoro= 73%
 Vrd palo: **21,20 kN**

Verifica punzonamento pilastro

Si riporta di seguito la verifica relativa al punzonamento della fondazione dovuto al carico verticale trasmesso dal pilastro alla fondazione.

A favore di sicurezza si trascura la presenza del dado di ringrosso su cui è posato il pilastro prefabbricato.

N max= 3028 kN SLU da carichi statici

A favore di sicurezza si trascura il contributo migliorativo della tensione reagente dovuta alla preesenza del terreno, che controbilancia lo sforzo normale del pilastro.

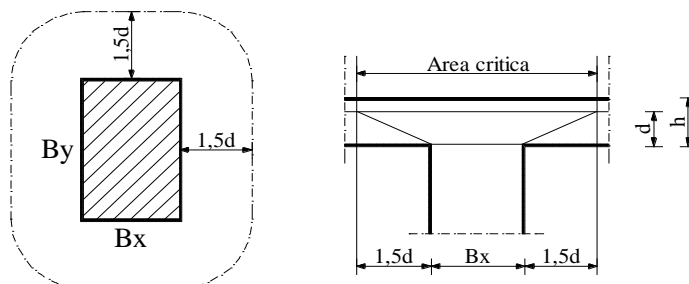
Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$\delta =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_{cd} =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa

ACCIAIO B450C		
Densità	$\delta =$	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{ytd} =$	391,30 MPa

Caratteristiche delle sezioni

Schema valido per area caricata di forma rettangolare (EC2 - par.4.3.4.2.1), lontana da bordi liberi:



nota: par. 4.3.4.5.2-EC2: piastre prive di nervature contenenti armature a taglio devono avere, di regola, uno spessore minimo di 200 mm

Altezza totale piastra	$h =$	100,00 cm
Altezza utile piastra	$d =$	95,00 cm
Lato X area caricata (pilastro)	$B_x =$	80,00 cm
Lato Y area caricata (pilastro)	$B_y =$	80,00 cm
Altezza piastra ≥ 20 cm		OK
Perimetro area caricata $< 11*d$		OK

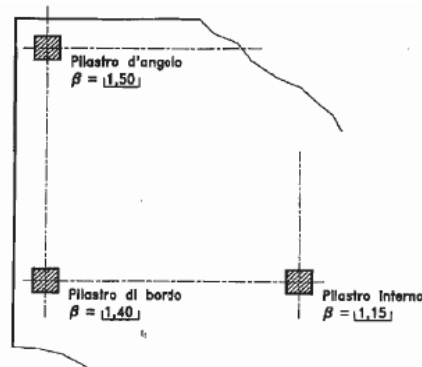
Lato X critico = B_x+2d	$B_{ux} = 270,00$	cm
Lato Y critico = B_y+2d	$B_{uy} = 270,00$	cm
Perimetro critico = $(B_{ux}+B_{uy}) \cdot 2$	$u = 1080,00$	cm
Sezione critica = $u \cdot d$	$S_u = 102600,00$	cm ²

Sollecitazione di taglio agente per unità di lunghezza (EC2 - eq. 4.50)

$V_{Ed} = N_{Ed} \cdot \beta / u$

$V_{Ed} = 392,52 \text{ kN/m}$

, dove: $\beta = 1,4$ Tiene conto degli effetti della possibile eccentricità del carico a favore di sicurezza



Verifica allo stato limite ultimo

- V_{Rd1} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre prive di armatura a taglio
- V_{Rd2} Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio
- V_{Rd3} Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per piastre dotate di armatura a taglio

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Piastre prive di armatura a taglio $V_{Rd1} > V_{Ed}$
 Piastre dotate di armatura a taglio $V_{Rd3} \geq V_{Ed}$

Piastre prive di armatura a taglio

Parametri di Calcolo		udm	Valore
Asl_x	Armatura longitudinale tesa in BuX	cm ²	27,14
Asl_y	Armatura longitudinale tesa in BuY	cm ²	15,26
ρ_{1x}	Percentuale d'armatura dir.X= $Asl/B_{ux} \cdot d \leq 0,02$	-	0,0011
ρ_{1y}	Percentuale d'armatura dir.Y= $Asl/B_{uy} \cdot d \leq 0,02$	-	0,0006
ρ_1	Percentuale d'armatura tot = $\sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,015$	-	0,0008
τ_{Rd}	Tensione resistente = $0,25 \cdot f_{ctk} / \gamma_C$	MPa	0,30
k	$1,6-d \geq 1$	-	1

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza		udm	Valore
V_{Rd1}	$= \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) \cdot d$	kN/m	349,23

V_{Ed}/V_{Rd1} Verifica	---	112% NO
-------------------------------------	-----	-------------------

La verifica non è soddisfatta; si rende necessario l'inserimento di apposita armatura a taglio

Verifica flessione orizzontale trave di fondazione

La fondazione continua su cui sono impostati i pilastri assolve anche alle funzioni di reticolo di collegamento richieste dal §7.2.5 delle NTC2018. Al fine di verificare l'idoneità di tale elemento, esso viene verificato sia in termini di snellezza in base allo sforzo normale previsto da normativa, sia in termini di flessione orizzontale, verificandone la resistenza.

SLV - analisi dei carichi alla base della fondazione

Carico totale da massima combinazione di inviluppo non massimizzante lo stato di sollecitazione globale (M,N,T) del pilastro:

N pilastro SLV=	1656 kN
n. pilastri =	4
N tot=	6624 kN

♦ **Sforzo orizzontale da applicare ai collegamenti**

	Profilo stratigrafico	C
$A_{sd} =$	$\pm 0,4 \cdot N_{sd} \cdot a_{max}/g = \pm$	407,24 kN

Sforzo verticale	Nsd =	6624	kN
Accelerazione massima attesa al sito	$a_{max}/g =$	$ag \cdot S/g =$	0,2049 -
Acc. orizzontale massima su sito di riferimento rigido	a_q SLC=		1,35 m/s ²
Coefficiente	S =	Ss*St =	1,49 -
Amplificazione stratigrafica	Ss =		1,49 -
Amplificazione topografica	St =		1,00 -

♦ **Caratteristiche dei materiali**

CLS 25/30		
Densità	d =	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_c =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$a_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa
Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11 MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19 MPa

ACCIAIO B450C		
Densità	d =	78,50 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$g_s =$	1,15 ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00 MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00 MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} =$	391,30 MPa

♦ **Predimensionamento e verifica**

Per l'assorbimento di tale sforzo si rendono necessarie:

Area cls	compressione	$A_c = A_{sd}/f_{cd} =$	288,62 cm ²
Area acciaio	trazione	$A_s = A_{sd}/f_{yd} =$	10,41 cm ²
		min 0,002*Ac =	5,00 cm ²

Si adotta trave di collegamento dimensioni $b=$ 50,00 cm
 $h=$ 50,00 cm

L'area resistente di calcestruzzo e di acciaio disponibili è quindi:
 $A_{cr} =$ 2500,00 cm²

armatura corrente minima superiore e inferiore necessaria da fondazione:
 $A_{s,min} =$ 0,2% Ac
 $A_{s,min} =$ 5,00 cm²

armatura corrente di progetto superiore e inferiore:
 $A_{sr} =$ 4+4ø16
16,08 cm²

SNELLEZZA DI TRAVI COLLEGAMENTO NTC 2018

Base	$B =$	50,0 cm	
Altezza	$H =$	50,0 cm	
Area	$A_c =$	2500,0 cm ²	
Momento d'inerzia minimo	$I =$	520833,3 cm ⁴	sbandamento
Raggio d'inerzia	$i =$	14,4 cm	
Lunghezza	$L =$	725,0 cm	massima
Coeff. b	$b =$	1,0 -	
Azione assiale adimensionale	$v =$	0,11544632 -	

Snellezza $\lambda = \beta * L / i =$ 50,23

Snellezza limite $\lambda_{lim} = \frac{25}{\text{radq}(v)}$ 73,58 **OK**

3. VERIFICA COPERTURA

Si riporta di seguito la verifica degli elementi di copertura, costituiti da travi e arcarecci in legno lamellare, portanti un manto in pannelli sandwich e impianto fotovoltaico poggiante direttamente sugli arcarecci/travi. Si procede alla verifica delle travi lamellari di perimetro (28x100) a sezione costante, alla verifica delle travi centrali a sezione variabile 28x(100~180) e alla verifica degli arcarecci.

Verifica travi in legno lamellare perimetrali 28x100cm sezione costante

Le travi lignee principali sono realizzate con legno lamellare e presentano larghezza 28 cm ed altezza 100cm.

Verifica

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h			
Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30 N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50 N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00 N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50 N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50 N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600 N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500 N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300 N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650 N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25 kN/m ³

AZIONI PREVISTE (ANALISI DEI CARICHI)

Si precisa che verrà effettuata una verifica di portata statica degli elementi strutturali lignei risultando più gravosa rispetto alle verifiche sismiche trattandosi di elemento orizzontale in semplice appoggio.

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. = 28,00 MPa
 Resistenza a taglio caratt. = 3,50 MPa
 Coeff. Sicurezza legno lamellare = 1,45 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 0,9 breve durata (neve)

Resistenza a flex di calcolo = 17,38 MPa
 Resistenza a taglio di calcolo = 2,17 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza mezzeria 1000 mm
 Larghezza mezzeria 280 mm
 Area mezzeria 280000 mm²
 Modulo resistente y mezzeria 46666666,7 mm³
 Modulo resistente z mezzeria 13066666,7 mm³
 Momento d'inerzia y mezzeria 2,3333E+10 mm⁴
 Momento d'inerzia z mezzeria 1829333333 mm⁴

Altezza	appoggio	1000 mm
Larghezza	appoggio	280 mm
Area	appoggio	280000 mm ²
Luce di calcolo		10450 mm
Interasse		5560 mm
Modulo elastico		12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

peso legno	4,25 kN/m ³	1,19 kN/m	PP Trave
peso legno	4,25 kN/m ³	0,26 kN/m	PP Arcarecci
	0,25 kN/m ²	1,39 kN/m	Pannelli sandwich
	0,05 kN/m ²	0,28 kN/m	Guaine
	0,20 kN/m ²	1,11 kN/m	Appesi
	0,40 kN/m ²	2,22 kN/m	Fotovoltaico
		6,46 kN/m	

neve 0,80 kN/m² 4,45 kN/m

Coefficienti SLU permanenti $\gamma_G = 1,3$
accidentali $\gamma_Q = 1,5$

qtot = 15,07 kN/m
qtotz = 15,07 kN/m
qtoty = 0,00 kN/m

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = 20568,64 kNcm
Momento flettente attorno asse z Mzd = 0,00 kNcm

Tensione di calcolo y = 4,41 MPa
Tensione di calcolo z = 0,00 MPa

coef khy = 1,000
coef khz = 1,079

Tensione di resistente y = 17,38 MPa
Tensione di resistente z = 18,76 MPa

coeff. Km = 0,7
Verifica A1/1= 0,2536 < 1 OK
Verifica A1/2= 0,1775 < 1 OK

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z Tzd = 78,73 kN
Sforzo di taglio lungo asse y Tyd = 0,00 kN

Tensione di calcolo z = 0,42 MPa
Tensione di calcolo y = 0,00 MPa

Verifica in z = 0,1942 < 1 OK
Verifica in y = 0,0000 < 1 OK

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y	Myd =	20568,64 kNcm	
Momento flettente attorno asse z	Mzd =	0,00 kNcm	
Tensione di calcolo a flex asse y	$\sigma_{m,v,d}$ =	4,41 MPa	
Tensione di calcolo a flex asse z	$\sigma_{m,z,d}$ =	0,00 MPa	
Tensione critica per flex	$\sigma_{m,crit} =$	$\pi^2 b^2 E_{0,05} / (I_{ef} h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} =$	205,14 MPa
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} =$	$(f_{mk} / \sigma_{m,crit})^{0,5} =$	0,3694
Coefficiente $k_{crit,m}$	se $\lambda_{rel,m} < 0,75$	$k_{crit,m} = 1,00$	
	se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$	$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m} =$	
	se $\lambda_{rel,m} > 1,4$	$k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 =$	
	$k_{crit,m} =$	1,0000	
coefficiente $k_m =$	$k_m =$	0,7	
Verifica B1=	$\sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0,2536 < 1	OK
Verifica B2=	$k_m * \sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0,1775 < 1	OK

Verifica SLE - B3

Carico istantaneo perm. z	6,4587 N/mm
Freccia istantanea permanenti z	3,41 mm
Carico istantaneo perm. y	0,0000 N/mm
Freccia istantanea permanenti y	0,00 mm
Freccia istantanea perm. Tot.	3,41 mm
Carico istantaneo var. z	4,4480 N/mm
Freccia istantanea var z	2,35 mm
Carico istantaneo var. y	0,0000 N/mm
Freccia istantanea var y	0,00 mm
Freccia istantanea var. Tot.	2,35 mm

In considerazione della destinazione d'uso svolta dagli elementi in oggetto, [travi di copertura](#), si ritiene giustificato considerare una [freccia pari a L/200](#).

Deformazione istantanea

L/ 200	=	52,25 mm	
rapporto di verifica	=	0,04 < 1	OK

coef kdef	0,6	classe di servizio	1
Psi ₂₁	0,3	cat A	

deformazione finale (a lungo termine)

Cosiderando l'incremento dovuto alla redistribuzione che in campata vale circa il 50% di quello all'appoggio si ottiene:

deformata U _{net,fin}	8,23 mm	
rapporto di verifica	0,1575 < 1	OK

Verifica in condizioni eccezionali da incendio

Dovendo garantire una resistenza al fuoco R60, si considera il consumo della sezione lignea con un fattore di carbonatazione di 0,7mm/min, pertanto avendo tre lati della sezione esposta al fuoco si ha:

h = 95,8 cm
b = 23,8 cm

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h			
Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30 N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50 N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00 N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50 N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50 N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600 N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500 N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300 N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650 N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25 kN/m ³

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. = 28,00 MPa
 Resistenza a taglio caratt. = 3,50 MPa
 Coeff. Sicurezza legno lamellare = 1 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 1,1

Resistenza a flex di calcolo = 30,80 MPa
 Resistenza a taglio di calcolo = 3,85 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza	mezzeria	958 mm
Larghezza	mezzeria	238 mm
Area	mezzeria	228004 mm ²
Modulo resistente y	mezzeria	36404638,7 mm ³
Modulo resistente z	mezzeria	9044158,67 mm ³
Momento d'inerzia y	mezzeria	1,7438E+10 mm ⁴
Momento d'inerzia z	mezzeria	1076254881 mm ⁴
Altezza	appoggio	958 mm
Larghezza	appoggio	238 mm
Area	appoggio	228004 mm ²
Luce di calcolo		10450 mm
Interasse		5560 mm
Modulo elastico		12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

G 6,46 kN/m

neve 0,00 kN/m² 0,00 kN/m

Coefficienti SLU permanenti $\gamma_G = 1$
 accidentali $\gamma_Q = 1$

qtot = 6,46 kN/m
 qtotz = 6,46 kN/m
 qtoty = 0,00 kN/m

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = 8816,27 kNcm
 Momento flettente attorno asse z Mzd = 0,00 kNcm

Tensione di calcolo y = 2,42 MPa
 Tensione di calcolo z = 0,00 MPa

coef khy = 1,000
 coef khz = 1,097

Tensione di resistente y = 30,80 MPa
 Tensione di resistente z = 33,78 MPa

coeff. Km = 0,7
 Verifica A1/1= **0,0786 < 1** **OK**
 Verifica A1/2= **0,0550 < 1** **OK**

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z Tzd = 33,75 kN
 Sforzo di taglio lungo asse y Tyd = 0,00 kN

Tensione di calcolo z = 0,22 MPa
 Tensione di calcolo y = 0,00 MPa

Verifica in z = **0,0577 < 1** **OK**
 Verifica in y = **0,0000 < 1** **OK**

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = 8816,27 kNcm
 Momento flettente attorno asse z Mzd = 0,00 kNcm

Tensione di calcolo a flex asse y $\sigma_{m,v,d}$ = 2,42 MPa
 Tensione di calcolo a flex asse z $\sigma_{m,z,d}$ = 0,00 MPa

Tensione critica per flex $\sigma_{m,crit} = \pi^2 b^2 E_{0,05} / (I_{ef} * h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} = 154,71$ MPa

Snellezza relativa di trave $\lambda_{rel,m} = (f_{mk} / \sigma_{m,crit})^{0,5} = 0,4254$

Coefficiente $k_{crit,m}$
 se $\lambda_{rel,m} < 0,75$ $k_{crit,m} = 1,00$
 se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$ $k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m}$
 se $\lambda_{rel,m} > 1,4$ $k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 =$

$k_{crit,m} = 1,0000$

coefficiente $k_m = k_m = 0,7$

Verifica B1= $\sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = \mathbf{0,0786 < 1}$ **OK**
 Verifica B2= $k_m * \sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = \mathbf{0,0550 < 1}$ **OK**

Verifica travi in legno lamellare centrali 28x(100~180)cm sezione variabile

Le travi lignee principali sono realizzate con legno lamellare e presentano larghezza 28 cm ed altezza variabile tra 100cm (appoggi) a 180cm (campata).

Verifica

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h			
Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30 N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50 N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00 N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50 N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50 N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600 N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500 N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300 N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650 N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25 kN/m ³

AZIONI PREVISTE (ANALISI DEI CARICHI)

Si precisa che verrà effettuata una verifica di portata statica degli elementi strutturali lignei risultando più gravosa rispetto alle verifiche sismiche trattandosi di elemento orizzontale in semplice appoggio.

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. = 28,00 MPa
 Resistenza a taglio caratt. = 3,50 MPa
 Coeff. Sicurezza legno lamellare = 1,45 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 0,9 breve durata (neve)

Resistenza a flex di calcolo = 17,38 MPa
 Resistenza a taglio di calcolo = 2,17 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza mezzeria 1800 mm
 Larghezza mezzeria 280 mm
 Area mezzeria 504000 mm²
 Modulo resistente y mezzeria 151200000 mm³
 Modulo resistente z mezzeria 23520000 mm³
 Momento d'inerzia y mezzeria 1,3608E+11 mm⁴
 Momento d'inerzia z mezzeria 3292800000 mm⁴
 Altezza appoggio 1000 mm
 Larghezza appoggio 280 mm
 Area appoggio 280000 mm²
 Luce di calcolo 31750 mm
 Interasse 5820 mm
 Modulo elastico 12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

peso legno	4,25 kN/m ³	1,67 kN/m	PP Trave
peso legno	4,25 kN/m ³	0,28 kN/m	PP Arcarecci
	0,25 kN/m ²	1,46 kN/m	Pannelli sandwich
	0,05 kN/m ²	0,29 kN/m	Guaine
	0,20 kN/m ²	1,16 kN/m	Appesi
	0,40 kN/m ²	2,33 kN/m	Fotovoltaico
		7,18 kN/m	
neve	0,80 kN/m ²	4,66 kN/m	
Coefficienti SLU	permanenti	$\gamma_G = 1,3$	
	accidentali	$\gamma_Q = 1,5$	
	qtot =	16,32 kN/m	
	qtotz =	16,32 kN/m	
	qtoty =	0,00 kN/m	

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y	Myd =	205636,45 kNcm	
Momento flettente attorno asse z	Mzd =	0,00 kNcm	
Tensione di calcolo y =		13,60 MPa	
Tensione di calcolo z =		0,00 MPa	
coef khy =		1,000	
coef khz =		1,079	
Tensione di resistente y =		17,38 MPa	
Tensione di resistente z =		18,76 MPa	
coeff. Km =		0,7	
Verifica A1/1=	0,7826 < 1		OK
Verifica A1/2=	0,5478 < 1		OK

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z	Tzd =	259,07 kN	
Sforzo di taglio lungo asse y	Tyd =	0,00 kN	
Tensione di calcolo z =		1,39 MPa	
Tensione di calcolo y =		0,00 MPa	
Verifica in z =	0,6389 < 1		OK
Verifica in y =	0,0000 < 1		OK

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y	Myd =	205636,45 kNcm	
Momento flettente attorno asse z	Mzd =	0,00 kNcm	
Tensione di calcolo a flex asse y	$\sigma_{m,v,d} =$	13,60 MPa	
Tensione di calcolo a flex asse z	$\sigma_{m,z,d} =$	0,00 MPa	
Tensione critica per flex	$\sigma_{m,crit} =$	$\pi^2 b^2 E_{0,05} / (l_{ef}^2 h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} =$	37,51 MPa

Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} =$	$(f_{mk}/\sigma_{m,crit})^{0,5} =$	0,8640
Coefficiente $k_{crit,m}$	se $\lambda_{rel,m} < 0,75$	$k_{crit,m} = 1,00$	
	se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$	$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m}$	
	se $\lambda_{rel,m} > 1,4$	$k_{crit,m} = 1/\lambda_{rel,m}^2 =$	
	$k_{crit,m} =$	0,9120	
coefficiente $k_m =$	$k_m =$	0,7	
Verifica B1=	$\sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} =$	0,8580 < 1	OK
Verifica B2=	$k_m * \sigma_{m,y,d}/(k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} =$	0,6006 < 1	OK

Verifica SLE - B3

Carico istantaneo perm. z	7,1810 N/mm
Freccia istantanea permanenti z	55,42 mm
Carico istantaneo perm. y	0,0000 N/mm
Freccia istantanea permanenti y	0,00 mm
Freccia istantanea perm. Tot.	55,42 mm
Carico istantaneo var. z	4,6560 N/mm
Freccia istantanea var z	35,93 mm
Carico istantaneo var. y	0,0000 N/mm
Freccia istantanea var y	0,00 mm
Freccia istantanea var. Tot.	35,93 mm

In considerazione della destinazione d'uso svolta dagli elementi in oggetto, **travi di copertura**, si ritiene giustificato considerare una **freccia pari a L/200**.

Deformazione istantanea

L/ 200	=	158,75 mm	
rapporto di verifica	=	0,23 < 1	OK

coef kdef	0,6	classe di servizio	1
Psi ₂₁	0,3	cat A	

deformazione finale (a lungo termine)

Considerando l'incremento dovuto alla redistribuzione che in campata vale circa il 50% di quello all'appoggio si ottiene:

deformata Unet,fin	131,06 mm	
rapporto di verifica	0,8256 < 1	OK

Verifica in condizioni eccezionali da incendio

Dovendo garantire una resistenza al fuoco R60, si considera il consumo della sezione lignea con un fattore di carbonatazione di 0,7mm/min, pertanto avendo tre lati della sezione esposta al fuoco si ha:

h mezzeria=	175,8 cm
h appoggi=	95,8 cm
b =	23,8 cm

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h

Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00	N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30	N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50	N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00	N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50	N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50	N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600	N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500	N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300	N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650	N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25	kN/m ³

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. =	28,00 MPa
Resistenza a taglio caratt. =	3,50 MPa
Coeff. Sicurezza legno lamellare =	1 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 1,1

Resistenza a flex di calcolo =	30,80 MPa
Resistenza a taglio di calcolo =	3,85 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza	mezzeria	1758 mm
Larghezza	mezzeria	238 mm
Area	mezzeria	418404 mm ²
Modulo resistente y	mezzeria	122592372 mm ³
Modulo resistente z	mezzeria	16596692 mm ³
Momento d'inerzia y	mezzeria	1,0776E+11 mm ⁴
Momento d'inerzia z	mezzeria	1975006348 mm ⁴
Altezza	appoggio	958 mm
Larghezza	appoggio	238 mm
Area	appoggio	228004 mm ²
Luce di calcolo		31750 mm
Interasse		5820 mm
Modulo elastico		12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

G 7,18 kN/m

neve 0,00 kN/m² 0,00 kN/m

Coefficienti SLU permanenti $\gamma_G = 1$
accidentali $\gamma_Q = 1$

qtot = 7,18 kN/m
qtotz = 7,18 kN/m
qtoty = 0,00 kN/m

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y $M_{yd} = 90486,61$ kNcm
 Momento flettente attorno asse z $M_{zd} = 0,00$ kNcm

Tensione di calcolo y = 7,38 MPa
 Tensione di calcolo z = 0,00 MPa

coef k_{hy} = 1,000
 coef k_{hz} = 1,097

Tensione di resistente y = 30,80 MPa
 Tensione di resistente z = 33,78 MPa

coeff. K_m = 0,7
 Verifica A1/1= **0,2396 < 1** OK
 Verifica A1/2= **0,1678 < 1** OK

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z $T_{zd} = 114,00$ kN
 Sforzo di taglio lungo asse y $T_{yd} = 0,00$ kN

Tensione di calcolo z = 0,75 MPa
 Tensione di calcolo y = 0,00 MPa

Verifica in z = **0,1948 < 1** OK
 Verifica in y = **0,0000 < 1** OK

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y $M_{yd} = 90486,61$ kNcm
 Momento flettente attorno asse z $M_{zd} = 0,00$ kNcm

Tensione di calcolo a flex asse y $\sigma_{m,y,d} = 7,38$ MPa
 Tensione di calcolo a flex asse z $\sigma_{m,z,d} = 0,00$ MPa

Tensione critica per flex $\sigma_{m,crit} = \pi^2 b^2 E_{0,05} / (I_{ef} * h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} = 27,75$ MPa

Snellezza relativa di trave $\lambda_{rel,m} = (f_{mk} / \sigma_{m,crit})^{0,5} = 1,0045$

Coefficiente k_{crit,m}
 se $\lambda_{rel,m} < 0,75$ $k_{crit,m} = 1,00$
 se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$ $k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m} =$
 se $\lambda_{rel,m} > 1,4$ $k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 =$

$k_{crit,m} = 0,8066$

coefficiente k_m = $k_m = 0,7$

Verifica B1= $\sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,2971 < 1$ OK
 Verifica B2= $k_m * \sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,2080 < 1$ OK

Verifica arcarecci in legno lamellare 16x28cm

Gli arcarecci sono realizzati con legno lamellare e presentano larghezza 16 cm ed altezza 28cm.

Verifica

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h			
Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30 N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50 N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00 N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50 N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50 N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600 N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500 N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300 N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650 N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25 kN/m ³

AZIONI PREVISTE (ANALISI DEI CARICHI)

Si precisa che verrà effettuata una verifica di portata statica degli elementi strutturali lignei risultando più gravosa rispetto alle verifiche sismiche trattandosi di elemento orizzontale in semplice appoggio.

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. = 28,00 MPa
 Resistenza a taglio caratt. = 3,50 MPa
 Coeff. Sicurezza legno lamellare = 1,45 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 0,9 breve durata (neve)

Resistenza a flex di calcolo = 17,38 MPa
 Resistenza a taglio di calcolo = 2,17 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza mezzeria 280 mm
 Larghezza mezzeria 160 mm
 Area mezzeria 44800 mm²
 Modulo resistente y mezzeria 2090666,67 mm³
 Modulo resistente z mezzeria 1194666,67 mm³
 Momento d'inerzia y mezzeria 292693333 mm⁴
 Momento d'inerzia z mezzeria 95573333,3 mm⁴
 Altezza appoggio 280 mm
 Larghezza appoggio 160 mm
 Area appoggio 44800 mm²
 Luce di calcolo 5540 mm
 Interasse 2000 mm
 Modulo elastico 12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

peso legno	4,25 kN/m ³	0,19 kN/m	PP Trave Pannelli sandwich Guaine Appesi Fotovoltaico
	0,25 kN/m ²	0,50 kN/m	
	0,05 kN/m ²	0,10 kN/m	
	0,20 kN/m ²	0,40 kN/m	
	0,40 kN/m ²	0,80 kN/m	
		1,99 kN/m	

neve 0,80 kN/m² 1,60 kN/m

Coefficienti SLU permanenti $\gamma_G = 1,3$
accidentali $\gamma_Q = 1,5$

qtot = 4,99 kN/m
qtotz = 4,99 kN/m
qtoty = 0,00 kN/m

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = **1913,44** kNcm
Momento flettente attorno asse z Mzd = **0,00** kNcm

Tensione di calcolo y = 9,15 MPa
Tensione di calcolo z = 0,00 MPa

coef khy = 1,079
coef khz = 1,100

Tensione di resistente y = 18,76 MPa
Tensione di resistente z = 19,12 MPa

coeff. Km = 0,7
Verifica A1/1= **0,4880 < 1** OK
Verifica A1/2= **0,3416 < 1** OK

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z Tzd = **13,82** kN
Sforzo di taglio lungo asse y Tyd = **0,00** kN

Tensione di calcolo z = 0,46 MPa
Tensione di calcolo y = 0,00 MPa

Verifica in z = **0,2129 < 1** OK
Verifica in y = **0,0000 < 1** OK

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = 1913,44 kNcm
Momento flettente attorno asse z Mzd = 0,00 kNcm

Tensione di calcolo a flex asse y $\sigma_{m,v,d} = 9,15$ MPa
Tensione di calcolo a flex asse z $\sigma_{m,z,d} = 0,00$ MPa

Tensione critica per flex $\sigma_{m,crit} = \pi^2 b^2 E_{0,05} / (I_{ef} * h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} = 451,27$ MPa

Snellezza relativa di trave $\lambda_{rel,m} = (f_{mk} / \sigma_{m,crit})^{0,5} = 0,2491$

Coefficiente $k_{crit,m}$

se $\lambda_{rel,m} < 0,75$	$k_{crit,m} = 1,00$
se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$	$k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m} =$
se $\lambda_{rel,m} > 1,4$	$k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 =$

$$k_{crit,m} = 1,0000$$

coefficiente $k_m =$ $k_m = 0,7$

Verifica B1= $\sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,4880 < 1$ **OK**
 Verifica B2= $k_m * \sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} * f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,3416 < 1$ **OK**

Verifica SLE - B3

Carico istantaneo perm. z 1,9904 N/mm
 Freccia istantanea permanenti z 6,62 mm
 Carico istantaneo perm. y 0,0000 N/mm
 Freccia istantanea permanenti y 0,00 mm

Freccia istantanea perm. Tot. 6,62 mm

Carico istantaneo var. z 1,6000 N/mm
 Freccia istantanea var z 5,32 mm
 Carico istantaneo var. y 0,0000 N/mm
 Freccia istantanea var y 0,00 mm

Freccia istantanea var. Tot. 5,32 mm

In considerazione della destinazione d'uso svolta dagli elementi in oggetto, **travi di copertura**, si ritiene giustificato considerare una **freccia pari a L/200**.

Deformazione istantanea

$L / 200 = 27,70$ mm
 rapporto di verifica = $0,19 < 1$ **OK**

coef kdef 0,6 **classe di servizio 1**
 Ψ_{21} 0,3 **cat A**

deformazione finale (a lungo termine)

Considerando l'incremento dovuto alla redistribuzione che in campata vale circa il 50% di quello all'appoggio si ottiene:

deformata Unet,fin 16,87 mm
 rapporto di verifica $0,6090 < 1$ **OK**

Verifica in condizioni eccezionali da incendio

Dovendo garantire una resistenza al fuoco R60, si considera il consumo della sezione lignea con un fattore di carbonatazione di 0,7mm/min, pertanto avendo tre lati della sezione esposta al fuoco si ha:

h mezzeria= 23,8 cm
 h appoggi= 23,8 cm
 b = 11,8 cm

CARATTERISTICHE LEGNO LAMELLARE GL28h

Resistenza a flessione		$f_{m,g,h} =$	28,00	N/mm ²
Resistenza a trazione	parallela	$f_{t,0,g,h} =$	22,30	N/mm ²
	perpendic.	$f_{t,90,g,h} =$	0,50	N/mm ²
Resistenza a compressione	parallela	$f_{c,0,g,h} =$	28,00	N/mm ²
	perpendic.	$f_{c,90,g,h} =$	2,50	N/mm ²
Resistenza a taglio		$f_{v,g,h} =$	3,50	N/mm ²
Moduli di elasticità	medio parallelo	$E_{0,g,m} =$	12600	N/mm ²
	caratt. parallelo	$E_{0,g,05} =$	10500	N/mm ²
	medio perpendic.	$E_{90,g,m} =$	300	N/mm ²
Modulo di taglio		$G_{g,m} =$	650	N/mm ²
Massa volumetrica		$\rho_{g,k} =$	4,25	kN/m ³

VERIFICHE ELEMENTI

Verifica SLU a flessione (senza instabilità flessiotorsionale)

Resistenza a flex caratt. = 28,00 MPa
 Resistenza a taglio caratt. = 3,50 MPa
 Coeff. Sicurezza legno lamellare = 1 da normativa DM 17/01/2018

Coeff. Kmod = 1,1

Resistenza a flex di calcolo = 30,80 MPa
 Resistenza a taglio di calcolo = 3,85 MPa

Trave in flessione su due appoggi, si considerano gli elementi più sollecitati.

Altezza	mezzeria	238 mm
Larghezza	mezzeria	118 mm
Area	mezzeria	28084 mm ²
Modulo resistente y	mezzeria	1113998,67 mm ³
Modulo resistente z	mezzeria	552318,667 mm ³
Momento d'inerzia y	mezzeria	132565841 mm ⁴
Momento d'inerzia z	mezzeria	32586801,3 mm ⁴
Altezza	appoggio	238 mm
Larghezza	appoggio	118 mm
Area	appoggio	28084 mm ²
Luce di calcolo		5540 mm
Interasse		2000 mm
Modulo elastico		12600 MPa

angolo inclinazione 0 ° 0,00 rad

G 1,99 kN/m

neve 0,00 kN/m² 0,00 kN/m

Coefficienti SLU permanenti $\gamma_G = 1$
 accidentali $\gamma_Q = 1$

qtot = 1,99 kN/m
 qtotz = 1,99 kN/m
 qtoty = 0,00 kN/m

Verifica a flessione

Momento flettente attorno asse y Myd = 763,61 kNcm

Momento flettente attorno asse z	Mzd =	0,00 kNcm	
Tensione di calcolo y =	6,85 MPa		
Tensione di calcolo z =	0,00 MPa		
coef khy =	1,097		
coef khz =	1,100		
Tensione di resistente y =	33,78 MPa		
Tensione di resistente z =	33,88 MPa		
coeff. Km =	0,7		
Verifica A1/1=	0,2029 < 1		OK
Verifica A1/2=	0,1420 < 1		OK

Verifica a taglio

Sforzo di taglio lungo asse z	Tzd =	5,51 kN	
Sforzo di taglio lungo asse y	Tyd =	0,00 kN	
Tensione di calcolo z =	0,29 MPa		
Tensione di calcolo y =	0,00 MPa		
Verifica in z =	0,0765 < 1		OK
Verifica in y =	0,0000 < 1		OK

Verifica ad instabilità per flessione

Momento flettente attorno asse y	Myd =	763,61 kNcm	
Momento flettente attorno asse z	Mzd =	0,00 kNcm	
Tensione di calcolo a flex asse y	$\sigma_{m,v,d}$ =	6,85 MPa	
Tensione di calcolo a flex asse z	$\sigma_{m,z,d}$ =	0,00 MPa	
Tensione critica per flex	$\sigma_{m,crit} = \pi^2 b^2 E_{0,05} / (I_{ef} * h) * (G_m / E_{0,m})^{0,5} =$	288,76 MPa	
Snellezza relativa di trave	$\lambda_{rel,m} = (f_{mk} / \sigma_{m,crit})^{0,5} =$	0,3114	
Coefficiente $k_{crit,m}$	se $\lambda_{rel,m} < 0,75$ $k_{crit,m} = 1,00$ se $0,75 < \lambda_{rel,m} < 1,4$ $k_{crit,m} = 1,56 - 0,75 * \lambda_{rel,m} =$ se $\lambda_{rel,m} > 1,4$ $k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 =$		
	$k_{crit,m} =$	1,0000	
coefficiente km =	$k_m =$	0,7	
Verifica B1=	$\sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + k_m * \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0,2029 < 1	OK
Verifica B2=	$k_m * \sigma_{m,v,d} / (k_{crit,m} * f_{m,v,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0,1420 < 1	OK

Verifica pannello sandwich

Si procede alla verifica tabellare dei pannelli di copertura aventi spessore 200mm, lanciati tra gli arcarecci aventi interasse pari a 200cm.

CARICO MASSIMO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO (daN/m ²) - FRECCIA ≤ 1/200 L MAXIMUM UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD (daN/m ²) · DEFLECTION ≤ 1/200 L									
Spessore Thickness (mm)	Distanza tra gli appoggi "L" in metri / Pitch "L" in metres between the supports								
	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
50	78	50	35	25	19	15	12	10	9
60	91	58	40	30	23	18	15	12	10
80	221	141	98	72	55	44	35	29	25
100	244	156	108	80	61	48	39	32	27
120	289	185	128	94	72	57	46	38	32
150	306	196	136	100	76	60	49	40	34
200	324	208	144	106	81	64	52	43	36
Spessore Thickness (mm)	Distanza tra gli appoggi "L" in metri / Pitch "L" in metres between the supports								
	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
50	82	52	36	27	20	16	13	11	9
60	96	61	43	31	24	19	15	13	11
80	232	149	103	76	58	46	37	31	26
100	256	164	114	84	64	51	41	34	28
120	304	194	135	99	76	60	49	40	34
150	324	208	144	106	81	64	52	43	36
200	344	220	153	112	86	68	55	45	38

Si procede ora con l'analisi dei carichi gravanti sui pannelli, omettendo la struttura inferiore e i pannelli fotovoltaici gravanti direttamente sulle travi lignee.

Copertura palestra

Carichi permanenti:	Strutturali	Travi in legno lamellare = 0,00	kN/m ²
		Arcarecci in legno lamellare = 0,00	kN/m ²
		Pannello sandwich = 0,25	kN/m ²
		<u>G₁ = 0,25</u>	kN/m ²
	Portati	Carichi appesi = 0,20	kN/m ²
		Guaine = 0,05	kN/m ²
		Fotovoltaico = 0,00	kN/m ²
		<u>G₂ = 0,25</u>	kN/m ²
Carichi variabili	cat. H	Accidentale = 0,00	kN/m ²
		Neve = 0,80	kN/m ²
		<u>Q₁ = 0,80</u>	kN/m ²

q_SLU= 1,9 kN/m² < 3,44 kN/m²

Verifica controventi di piano in copertura

T,Ed=	95,68 kN	massima tensione da modello
N,Ed=	191,36 kN	Si considera una sollecitazione agente doppia a favore di sicurezza

diametro= 26 mm controvento
 fyk= 450 Mpa
 N,Rd= 227,43 kN ratio= 84%

4. VERIFICHE ELEVAZIONI

Verifica preliminare pilastri prefabbricati 80x80cm

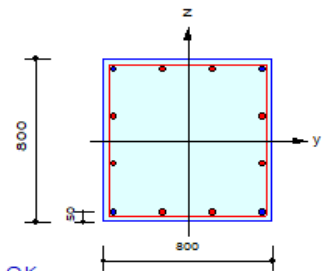
Si riporta di seguito la verifica eseguita preliminarmente sui pilastri prefabbricati, al fine di stabilire la resistenza limite della sezione ipotizzata. Le sollecitazioni su tali elementi e le verifiche vengono ricavate dal modello numerico.

Si riportano le verifiche condotte sull'elemento più sollecitato:

MEMB	SECT	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end
		Bc	Hc							Height	fyw	Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end		Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid
0		PIL_80x80	0.04000	0.45000						1470.52	696173	1394167	501.604	417.326	507.004	208.663	51	215.253	0.429
1		800.0	800.0	4800.0	0.45000	OK	8	12-4-P30(P40)	18445.2	0.834	0.834	0.818	0.429	0.516	0.425	1.032	51	215.253	0.425

1. Design Condition

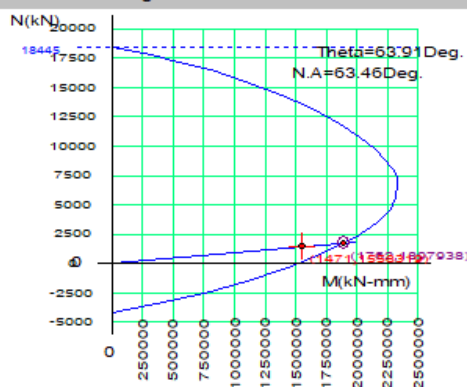
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, mm
 Member Number : 7 (PM), 7, 2 (Shear-y,z)
 Material Data : fck = 0.04, fyk = 0.45, fyw = 0.45 kN/mm^2
 Column Height : 4800 mm
 Section Property : PIL_80x80 (No : 1)
 Rebar Pattern : 12 - 4 - P30(P40) Ast = 10684 mm^2 (Rhostr = 0.017)



2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 8 (Pos : I)
 Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 18445.2 kN
 Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 1470.52 / 1762.40 = 0.834 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 1558319 / 1897938 = 0.821 < 1.000 O.K
 M_Edy / M_Rdy = 696173 / 834782 = 0.834 < 1.000 O.K
 M_Edz / M_Rdz = 1394167 / 1704497 = 0.818 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-mm)
18445.19	0.00
17260.59	542292.93
15544.04	1099015.02
13220.92	1644080.46
10835.17	2026084.71
8854.05	2234975.07
7705.03	2321484.03
6669.14	2337053.11
4687.91	2278084.35
2244.17	1984538.61
-294.15	1436170.50
-2541.81	764507.46
-4180.70	0.00

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 51, POS : J)	z (LCB : 47, POS : J)
Applied Shear Force (V_Ed)	215.253 kN	184.694 kN
V_Ed / V_Rdc	215.253 / 501.604 = 0.429	184.694 / 487.715 = 0.379
V_Ed / V_Rds	215.253 / 417.326 = 0.516	184.694 / 417.326 = 0.443
V_Ed / V_Rdmax	215.253 / 3060.00 = 0.070	184.694 / 3060.00 = 0.060
Shear Ratio	0.429 < 1.000 O.K	0.379 < 1.000 O.K
Asw-H_use	1580.00000 mm^2/m, 2-P10 @100	1580.00000 mm^2/m, 2-P10 @100
[MIDDLE]	y (LCB : 51, POS : 1/2)	z (LCB : 47, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	215.253 kN	184.694 kN
V_Ed / V_Rdc	215.253 / 507.004 = 0.425	184.694 / 487.715 = 0.375

V_Ed / V_Rdc	215.253 / 507.004 = 0.425	184.694 / 493.115 = 0.375
V_Ed / V_Rds	215.253 / 208.663 = 1.032	184.694 / 208.663 = 0.885
V_Ed / V_Rdmax	215.253 / 3060.00 = 0.070	184.694 / 3060.00 = 0.060
Shear Ratio	0.425 < 1.000 O.K	0.375 < 1.000 O.K
Asw-H_use	790.00000 mm ² /m, 2-P10 @200	790.00000 mm ² /m, 2-P10 @200

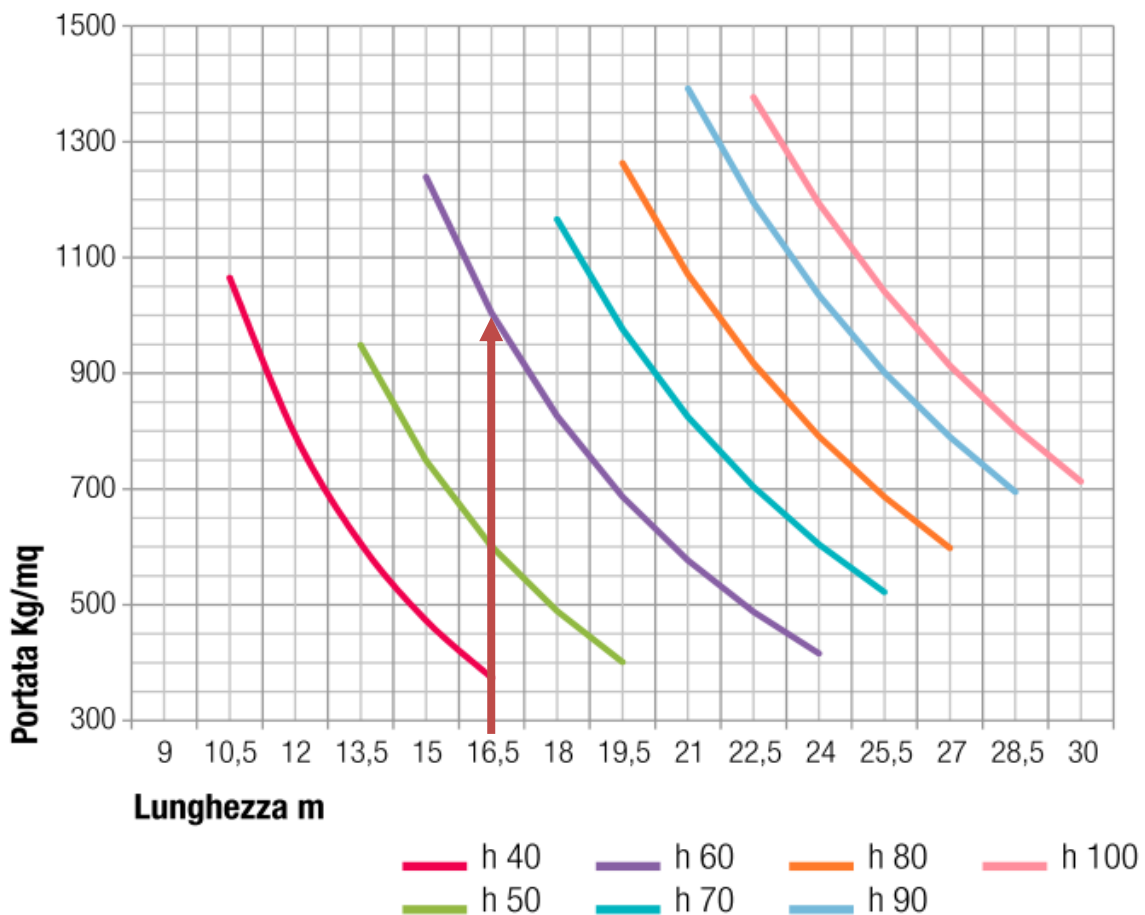
La verifica risulta soddisfatta.

Verifica tabellare travi alari interpiano palestra

Si procede alla verifica tabellare delle travi alari prefabbricata, imposta la loro altezza di 60cm e una luce pari a 16,55m.

Grafico portata - lunghezza

Per elementi accostati



Si evince una portata di circa 1000kg/mq

Carichi portati:

G1	3,13	kN/m ²	
G2	1,8	kN/m ²	
Q	5	kN/m ²	
sum=	9,93	kN/m ²	ok

5. VERIFICHE SLO

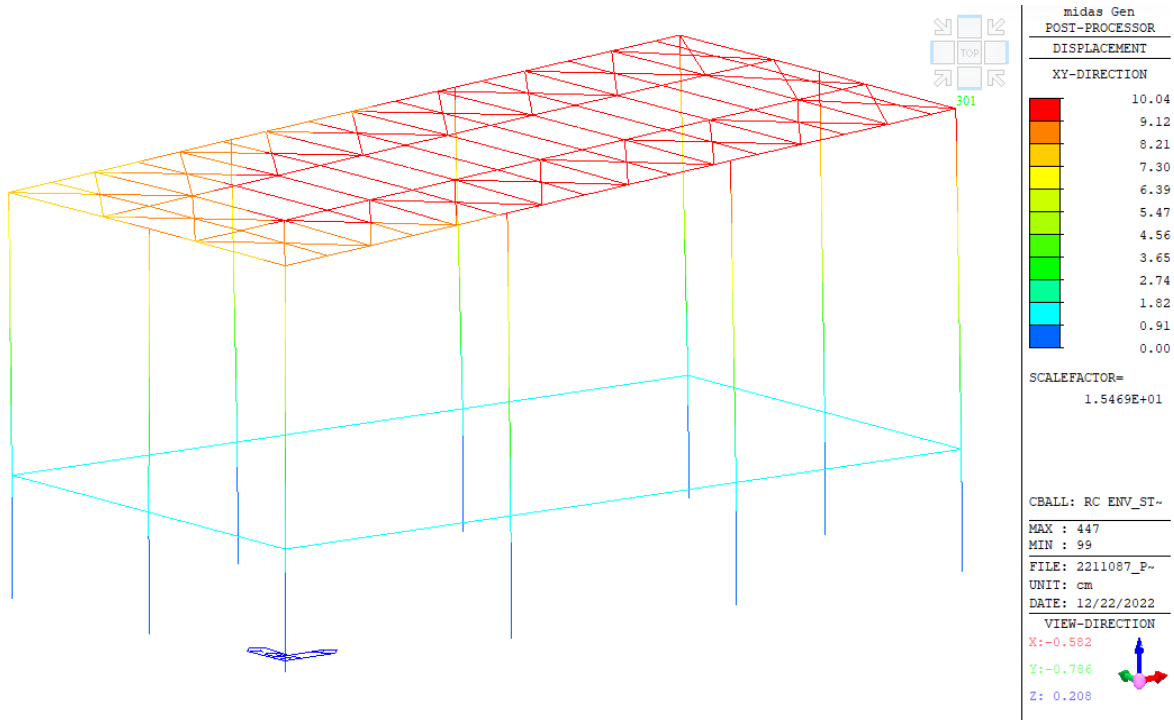
Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'uso IV), è necessario rispettare le verifiche allo SLO ai fini del contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi dinamica lineare. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo D_r di interpiano valutato in sommità.

b) tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

altezza interpiano	$h =$	1310 cm		
spostamento d'interpiano MAX	$d_r < (2/3)0,01 \cdot h =$	8,73 cm		
spostamento calcolato	$d =$	8,67 cm	99%	OK

[RIF.MOD. 2211087_palestra_s_lazzaro_r4_SLO_q2.mgb](#)



B2 - VANO SCALA

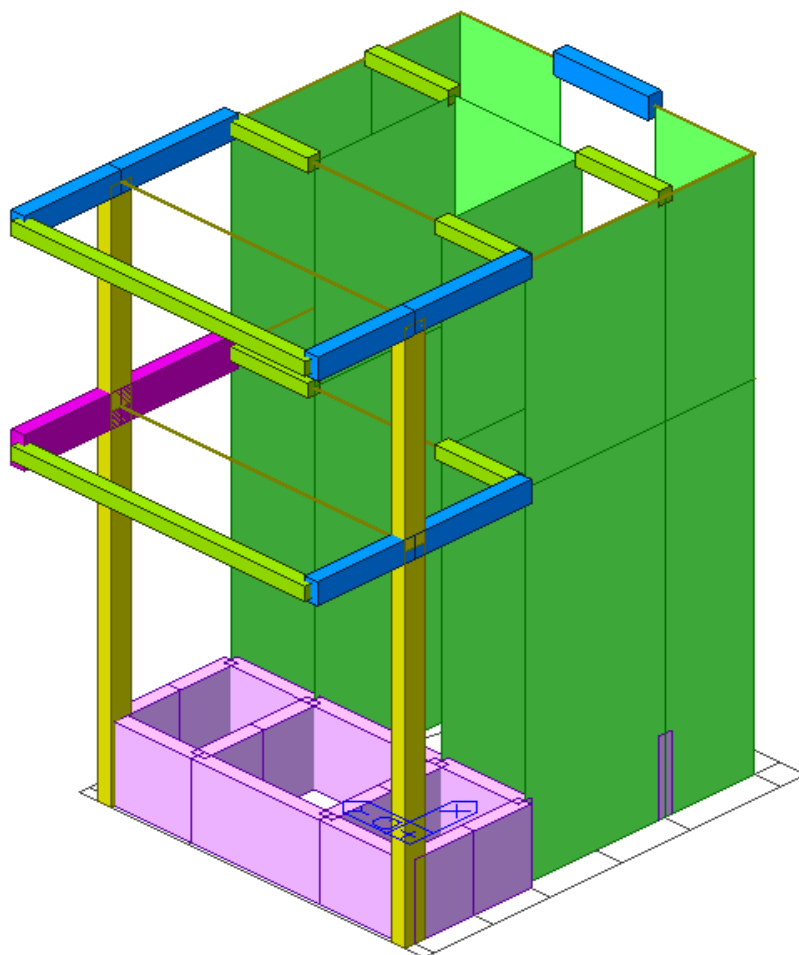
Si riportano di seguito le verifiche relative al corpovano scala posto sul lato Sud del fabbricato, costituito da una struttura in pilastri e setti in c.a. gettati in opera, su cui poggiano travi in c.a. gettate in opera e solaio predalle di copertura.

Le fondazioni sono superficiali del tipo a platea con travi di irrigidimento.

1. MODELLAZIONE NUMERICA

Il modello numerico è realizzato schematizzando travi e pilastri con elementi beam, i setti come elementi wall mentre le fondazioni sono schematizzate con elementi tipo plate su molle alla Winkler.

RIF.MOD. 2212062_vano scala_s lazzaro_q1_r1



Le fondazioni superficiali sono indipendenti rispetto a quelle della palestra e impostate a quota -1,80m rispetto al piano campagna, alla medesima imposta delle fondazioni del vicino blocco spogliatoi.

1.1. MODI DI VIBRARE

Le tabelle seguenti riportano i periodi e le masse partecipanti associate ai principali modi di vibrare della struttura considerando il vincolo offerto dalle molle alla Winkler.

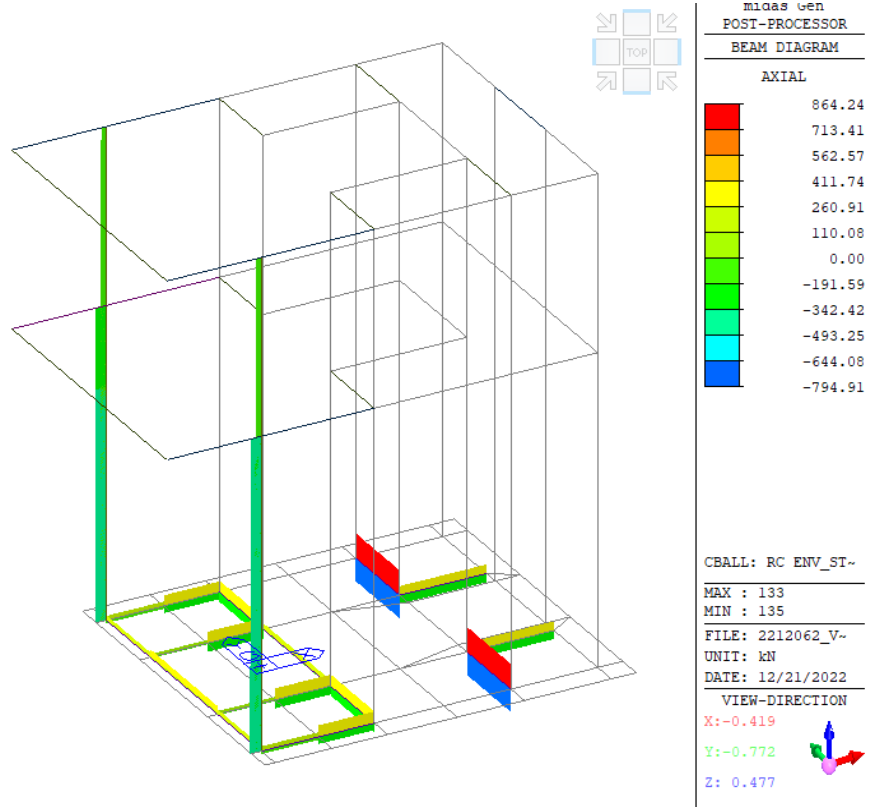
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	11.0169	1.7534	0.5703	7.2631e-28								
	2	15.2590	2.4285	0.4118	7.2631e-28								
	3	38.5938	6.1424	0.1628	7.2631e-28								
	4	151.4470	24.1035	0.0415	7.2631e-28								
	5	352.9752	56.1777	0.0178	7.2631e-28								
	6	393.2325	62.5849	0.0160	7.2631e-28								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0011	0.0011	89.4063	89.4063	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	5.3867	5.3867
	2	94.9662	94.9673	0.0008	89.4072	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	5.3871
	3	0.0002	94.9674	5.7396	95.1468	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	88.7767	94.1638
	4	0.0002	94.9676	3.5670	98.7138	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.1872	96.3511
	5	5.0270	99.9946	0.0022	98.7160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0026	96.3537
	6	0.0054	100.0000	1.2840	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	3.6463	100.0000

La somma delle masse partecipanti dei modi di vibrare considerati per le due traslazioni e la rotazione nel piano è superiore all'85% della massa sismica totale, pertanto il modello numerico si può considerare rappresentativo del comportamento sismico della struttura reale.

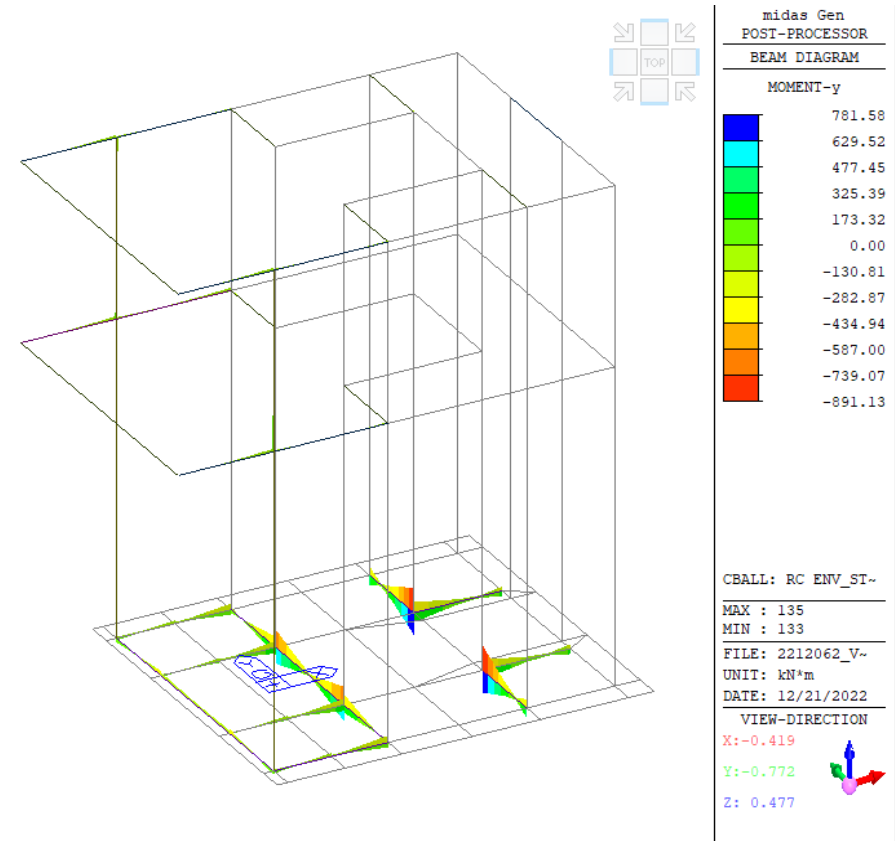
1.2. SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni allo SLU in condizioni statiche e sismiche.

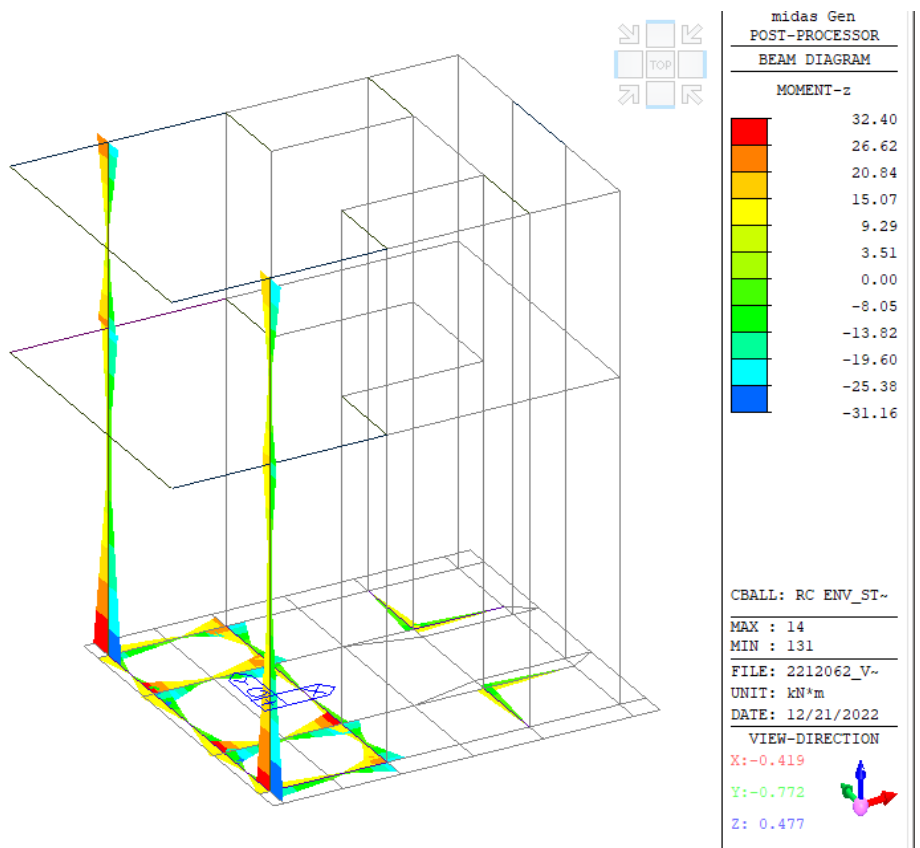
Sforzo normale Fx



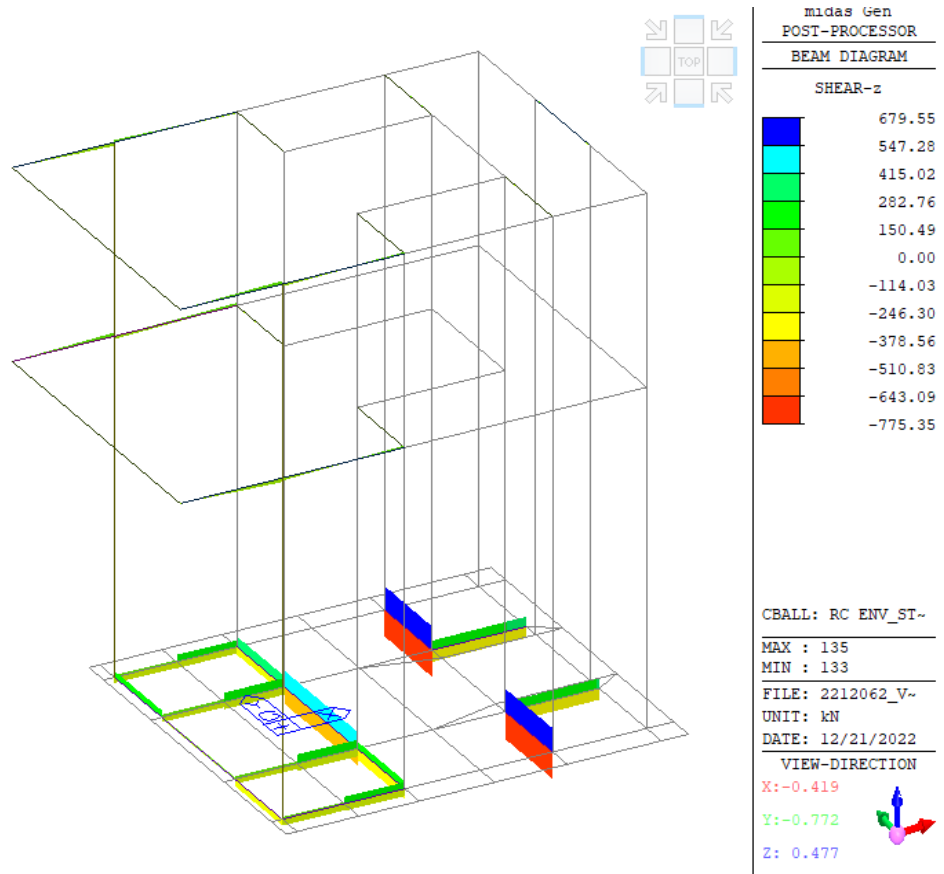
Momento flettente My



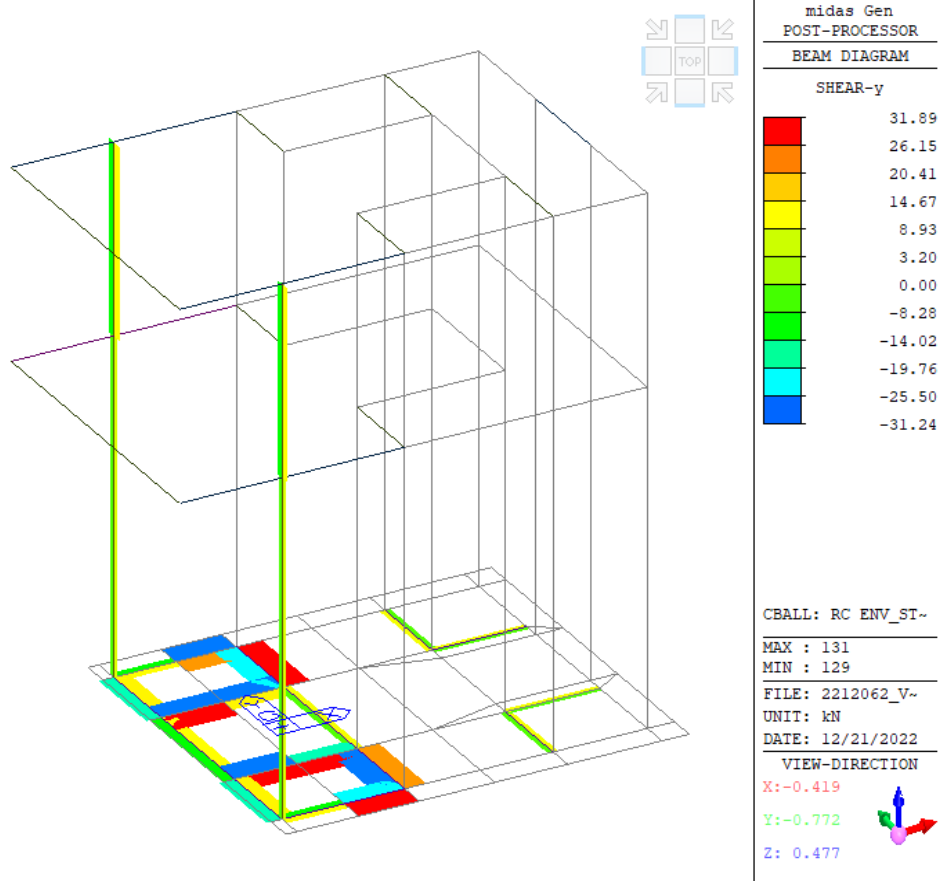
Momento flettente Mz



Taglio Fz



Taglio Fy



1.3. VALIDAZIONE MODELLO NUMERICO

Al fine di verificare la validità del modello numerico ed avere una stima delle forze sismiche si effettua un'analisi statica lineare equivalente. L'azione sismica viene rappresentata con un sistema di forze statiche orizzontali applicate in corrispondenza del centro di massa delle pareti e del solaio di copertura.

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

per l'i-esimo piano dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa dell'i-esimo piano;

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di progetto;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 1 (costruzione con meno di 3 orizzontamenti);

g è l'accelerazione di gravità.

L'analisi viene eseguita considerando la struttura nel suo complesso, in modo da ottenere la risultante della forza sismica agente sul fabbricato nel suo complesso.

Se $h < 40$ m, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$T_1 = C_1 \cdot H^{(3/4)}$	$C_1 =$	0,075		
	$H =$	10,4	m	dal piano di fondazione
$T_1 =$		0,43	sec	

Si prende in considerazione la media dei periodi dei primi due modi forniti dal modello numerico:

$T_1 =$	0,49	sec	da modello numerico
---------	------	-----	---------------------

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h(z_i \cdot W_i) / \sum(z_j \cdot W_j)$$

dove

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

con $\lambda = 1$

$W_i =$ pesi della massa

L'ordinata dello spettro di risposta di progetto pari a:

$$S_e(T_1) = 4,159 \text{ m/s}^2$$

$$q = 1,00$$

$$S_d(T_1) = 4,159 \text{ m/s}^2 \quad \text{SLV}$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

Carichi	PT	P1	COP
h muro	6,6	4	1,5
pp muro	611,00	370,00	84,00
pp solaio	0	180	180

perm	0	78	148,2
accid	0	195	64,35
$\Psi_{2j} =$	1	1	0
$W_i =$	611,00	823,00	412,20
$z_i =$	3,30	2,00	1,50
$z_i * W_i =$	2016,30	1646,00	618,30

$W =$	1846,20	kN
$\Sigma W_i * z_i =$	4280,60	kNcm

$W = G1 + G2 + \Sigma \Psi_{2j} Q_{kj} = 1846,20 \text{ kN}$

$F_h =$	767,92	kN			
$F_{hi} =$	361,71	0,00	295,28	0,00	110,92 kN
$F_{hi}/m^2 =$	0,27	0,00	0,22	0,00	0,08 kN/m ²
$Med =$	119365	0	59057	0	16638 kNcm
$\Sigma Med =$	195060	kNcm			

La forza sismica totale agente sulla struttura è pari a:

$F = 767,92 \text{ kN}$

Si riportano di seguito i valori delle risultanti dovute all'azione sismica SLV nelle due direzioni principali del fabbricato:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
Svx(RS)	794.482702	2.984507	0.000000			
Svy(RS)	3.177104	613.982003	0.000000			

Il valore di taglio alla base stimato mediante analisi statica è paragonabile a quello derivante dalla modellazione numerica sono confrontabili, con le ovvie differenze dovute alle diverse tipologie di analisi, e pertanto i risultati del modello vengono confermati.

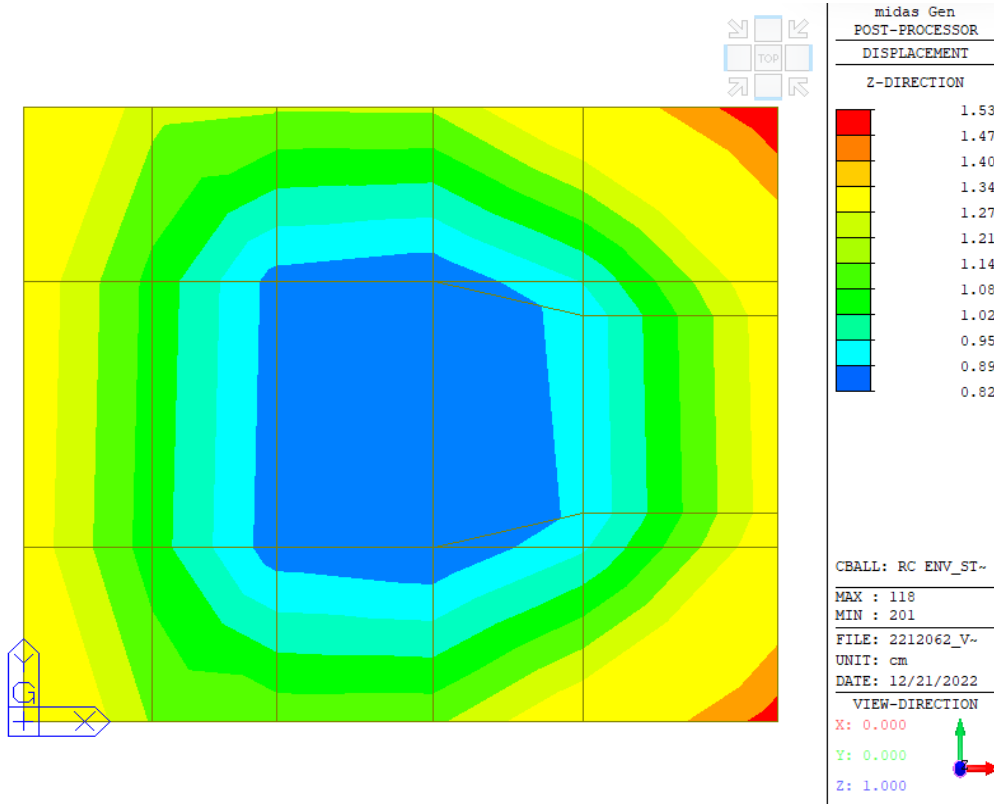
2. VERIFICA FONDAZIONI

Si riporta di seguito la verifica delle fondazioni e delle tensioni agenti sul terreno. Tale verifica viene eseguita considerando sia le sollecitazioni di natura SLU statica che SLV sismica, entrambe assumendo come vincolo alla base delle molle alla Winkler.

Le fondazioni previste sono del tipo a platea nervata, con spessore di 40 cm. Nella modellazione tali elementi sono schematizzati con plate bi-dimensionali su molle alla Winkler con rigidità assunta a favore di sicurezza pari a 1,50 kg/cm³.

Per il calcolo delle tensioni sul terreno si prendono in considerazione i cedimenti della platea stessa, che, moltiplicati per il valore della costante di sottofondo, forniscono il valore della tensione sul terreno.

Inviluppo SLU/SLV



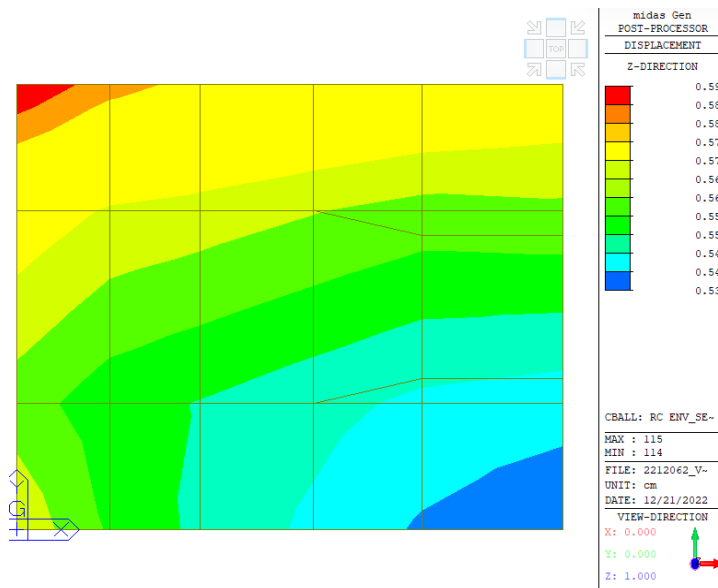
Il cedimento medio lungo l'asse centrale della platea è pari a:
d = 0,98 cm

Avendo assunto una costante di sottofondo pari a:
k = 1,50 kg/cm³

La tensione massima sul terreno è pari a:
σ = kd = 1,47 kg/cm²

In base a quanto riportato nella relazione geologica, la tensione resistente minima del terreno allo SLU in Approccio 2 è pari a:
σ rd= 1,49 kg/cm²

Per quanto riguarda lo SLE, si hanno cedimenti pari a:



Il cedimento massimo è pari a:
d = 0,59 cm

La tensione massima sul terreno è pari a:
 $\sigma = kd = 0,885 \text{ kg/cm}^2$

Verifica soletta di fondazione

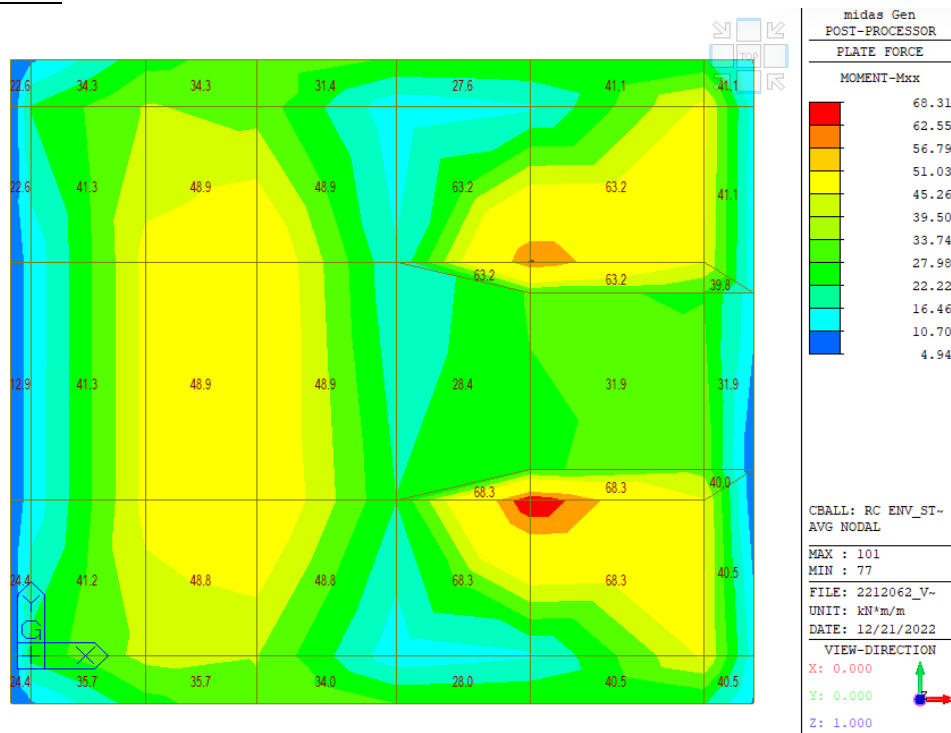
Si riporta di seguito la verifica della suola di fondazione su cui sono impostati i pilastri, colli e setti.

Le sollecitazioni per la verifica vengono ricavate direttamente dal modello numerico.

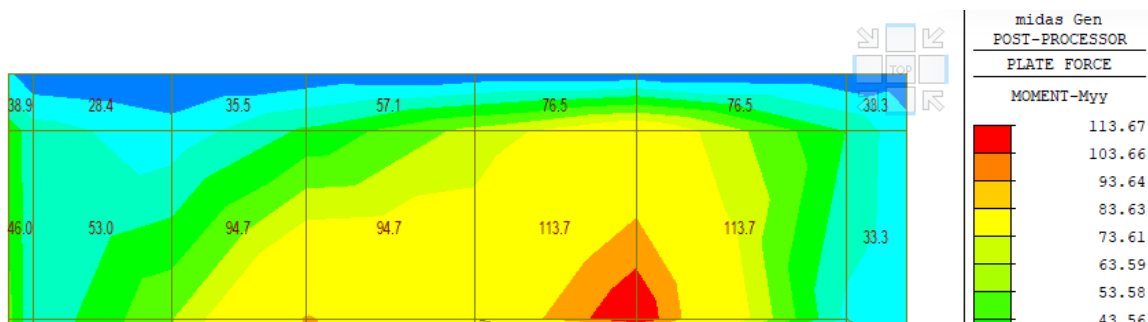
Le sollecitazioni sulla soletta sono quelle desunte dai plate di fondazione, trascurando i valori di picco dovuti a punti di singolarità numerica.

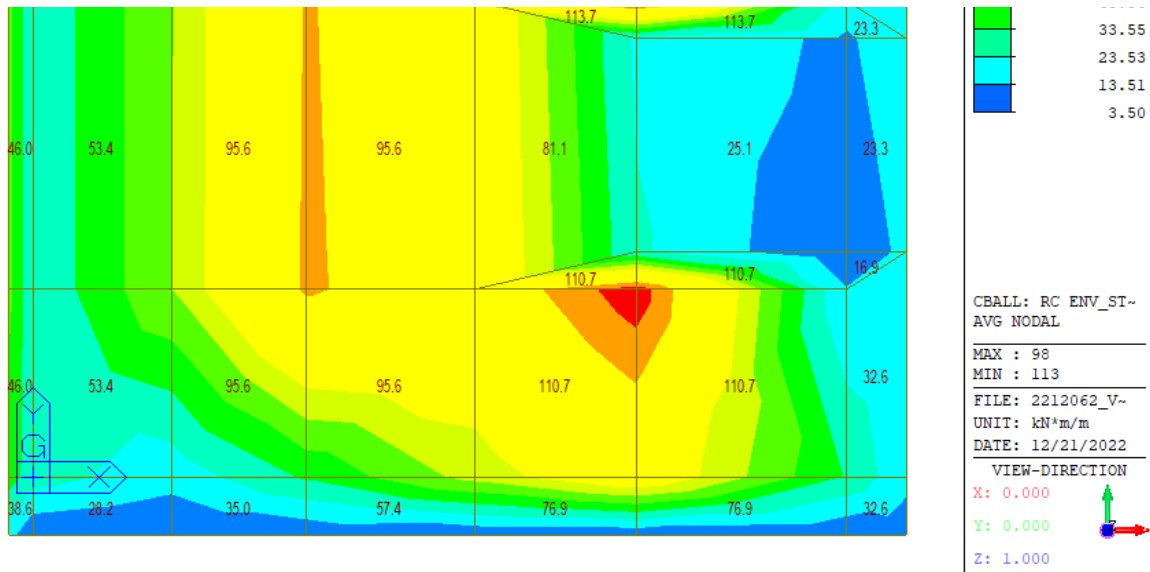
Essendo la struttura dimensionata per avere un comportamento elastico in caso di sisma ($q=1,00$) non è necessario aumentare le sollecitazioni per il dimensionamento delle fondazioni con il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$.

Momento flettente Mxx

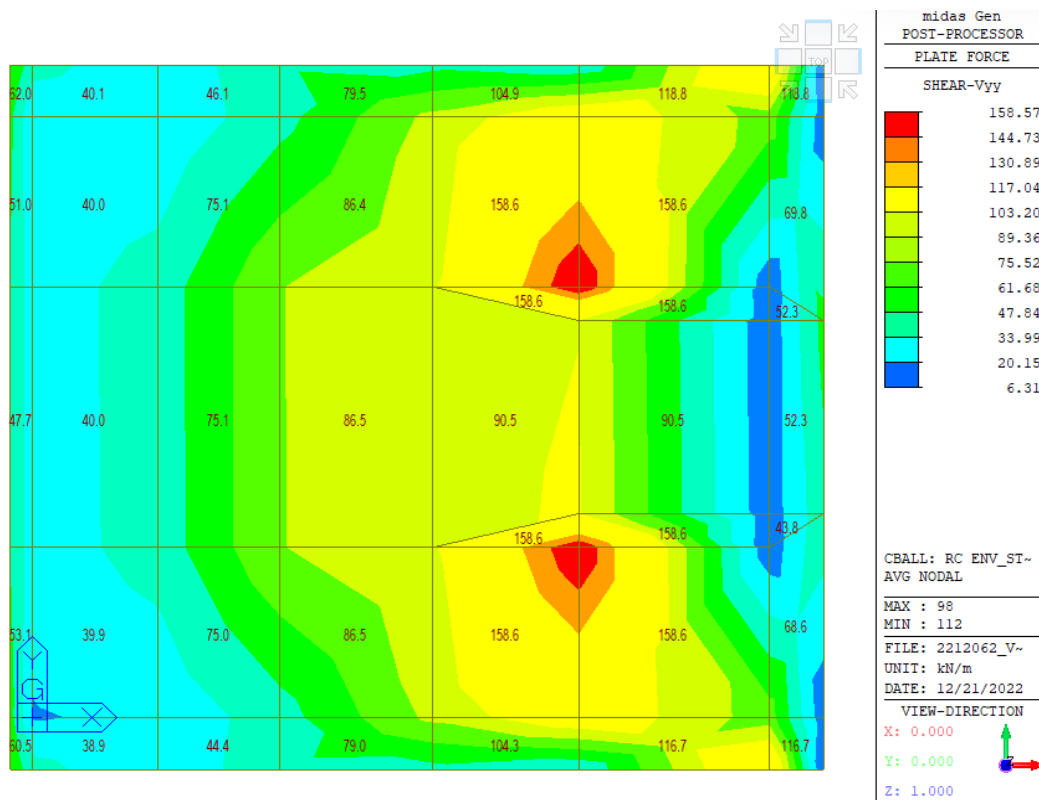


Momento flettente Myy





Taglio Vyy



$V_{med} = (48+159)/2 = 103,5 \text{ kN/m}$

◆ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30		
Densità	$\delta =$	25,00 kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1,50 ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} =$	0,85 ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30,00 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24,90 MPa
Modulo di elasticità	$E_c =$	31447,16 MPa

Resistenza a compressione	$f_d =$	16,60	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14,11	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2,56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1,79	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} =$	1,19	MPa
Deformazione ultima	$\varepsilon_{cu} =$	0,35%	---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$\varepsilon_{cp} =$	0,20%	---

ACCIAIO B450C			
Densità	$\delta =$	78,50	kN/m ³
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	MPa
Modulo di elasticità	$E_s =$	206000,00	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{vd} =$	391,30	MPa
Deformazione a snervamento	$\varepsilon_{vd} =$	0,19%	---

Luce	L =	--	cm
Altezza totale sezione	H =	40,00	cm
Altezza utile sezione	d =	35,00	cm
Bordo superiore sezione	B =	100,00	cm
Bordo inferiore sezione	b =	100,00	cm

$\gamma_{Rd} =$ 1,00

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	11400,00
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dX}$	kN	103,50

Parametri Armatura	udm	Incastro
A's	cm ²	9,25
ferri	cm ²	5Ø16
Asl _{inf}	cm ²	10,05
S _{max}	cm	28
A'st _{min TOT}	cm ² /m	15,00
passo staffe	cm	20
n bracci	---	2
Ø staffe	mm	12
A _{st} • n bracci	cm ²	2,26
Ast _{TOT}	cm ² /m	11,31

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Incastro
M_{Ed}	kNcm	11400,00
$V_{Ed\ SX}$	kN	-
$V_{Ed\ dX}$	kN	103,50

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	\geq	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$\xi =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$\omega_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $\rho_l \leq 0,02$	$\rho_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
v_{min}	$v_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
σ media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Parametri della sezione	udm	Incastro
b_w	cm	100,00
y	cm	3,48
ω_s	---	0,08
z	cm	33,61
ρ_l	---	0,003
k	---	1,76
v_{min}	MPa	0,41
σ_{cp}	kN/cm ²	0,00
Taglio di riferimento	kN/cm ²	142,23
Taglio resistente	kN/cm ²	142,08

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
M_{Rd}	kNcm	13216,10
M_{Ed} / M_{Rd}	---	86%
Verifica		OK

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Incastro
V_{Rd1}	kN	142,23
V_{Ed} / V_{Rd1}	---	73%
Verifica		OK

3. VERIFICA ELEVAZIONI

Si riportano di seguito le verifiche relative alle strutture in elevazione, ossia travi e pilastri in c.a. e la colonna in acciaio posta in corrispondenza dello spigolo del fabbricato.

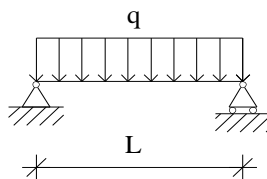
Verifica pilastri in c.a.

MEMB	SEL	Section		fck	fyk	CHK	LCB	V-Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.end	V_Rds.end	V_Rdc.mid	V_Rds.mid	LCB	V_Ed.end	Rat-V.end	
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mid	Rat-V.mid	
0		PIL_25x40		25000.0	450000					271.794	34.8120	55.7358	73.1401	129.835	73.7553	129.835		24	28.0180	0.383
1		0.250	0.400	6.6000	450000	OK	40	8-4-P20	2364.04	0.657	0.623	0.655	0.383	0.216	0.380	0.216		24	28.0180	0.380

Verifica travi in c.a.

MEMB	SECT	Section		fck	POS	CHK	Rebar		Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength								
		Bc	Hc				AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		25x40		25000.0	I	OK	0.0010	0.0010	111.802	6	0.20	122.751	0.91	9.88317	20	0.20	122.751	0.08	56.2871	17	56.6637	194.752	0.99	0.29	0.99
4		0.250	0.400	450000	M	OK	0.0010	0.0010	63.7048	6	0.20	122.751	0.52	10.6655	21	0.20	122.751	0.09	54.7883	47	56.6637	129.835	0.97	0.42	0.97
2.2750		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	99.4018	18	0.20	122.751	0.81	10.6655	21	0.20	122.751	0.09	56.1644	33	56.6637	194.752	0.99	0.29	0.99
0		25x25		25000.0	I	OK	0.0006	0.0006	33.5989	40	0.30	39.6475	0.85	22.9945	24	0.30	39.6475	0.58	25.9790	40	37.3488	35.2174	0.70	0.74	0.70
5		0.250	0.250	450000	M	OK	0.0006	0.0006	24.8123	40	0.30	39.6475	0.63	19.3936	24	0.30	39.6475	0.49	23.2037	24	37.3488	35.2174	0.62	0.66	0.62
5.7500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0006	0.0006	30.9524	41	0.30	39.6475	0.78	22.6197	25	0.30	39.6475	0.57	26.7284	24	37.3488	35.2174	0.72	0.76	0.72
0		25x60		25000.0	I	OK	0.0009	0.0009	57.8185	37	0.13	187.636	0.31	0.00000	51	0.13	187.636	0.00	67.7755	39	68.1794	153.020	0.99	0.44	0.99
9		0.250	0.600	450000	M	OK	0.0009	0.0009	63.0317	15	0.13	187.636	0.34	22.2849	20	0.13	187.636	0.12	63.2114	21	68.1794	153.020	0.93	0.41	0.93
2.2750		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0009	0.0009	106.061	15	0.13	187.636	0.57	23.8126	20	0.13	187.636	0.13	67.4651	17	68.1794	153.020	0.99	0.44	0.99

Verifica solaio predalle



◆ Caratteristiche dei materiali

CLS 25/30	
Densità	$\delta = 25,00 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C = 1,50$ ---
Coefficiente riduttivo	$\alpha_{cc} = 0,85$ ---
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_c = 31447,16 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione	$f_{cd} = 16,60 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione diretta	$f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa}$
Resistenza caratt. a trazione diretta (frattile 5%)	$f_{ctk} = 1,79 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1,19 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 3,07 \text{ MPa}$
Deformazione ultima	$\epsilon_{cu} = 0,35\%$ ---
Deformazione ultima per compressione uniforme	$\epsilon_{c2} = 0,20\%$ ---

ACCIAIO B450C	
Densità	$\delta = 78,50 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_S = 1,15$ ---
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450,00 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_s = 206000,00 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{vd} = 391,30 \text{ MPa}$
Deformazione a snervamento	$\epsilon_{vd} = 0,19\%$ ---

◆ **Caratteristiche delle sezioni**

Luce campata	L =	575,00	cm	lastra
Altezza totale sezione	H =	30,00	cm	
Altezza utile sezione	d =	25,00	cm	
Base maggiore sezione	B =	120,00	cm	
Base minore sezione	b =	40,00	cm	

◆ **Analisi dei carichi**

Carichi uniformemente distribuiti

Permanenti

Peso proprio da solai		4.33	kN/m ²
Carichi permanenti equiv.		2.00	kN/m ²
Totale carico permanente	g =	6.33	kN/m²

Accidentali

Destinazione d'uso		5.00	kN/m ²
Neve		0.00	kN/m ²
Totale carico accidentale	q =	5.00	kN/m²

Interasse di carico α distribuito	l =	1,20	m
--	------------	-------------	----------

Carichi linearmente distribuiti

Permanenti

Peso proprio trave		0.00	kN/m
Carico da muro portante		0.00	kN/m
Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico permanente	g =	0,00	kN/m

Accidentali

Carichi vari e arrotondamenti		0,00	kN/m
Totale carico accidentale	a =	0,00	kN/m

Carico permanente totale	G =	7,60	kN/m
Pretensione e precompressione	P =	0,00	kN/m
Carico accidentale totale	Q =	6,00	kN/m
Carico Totale	P_{TOT} =	13,60	kN/m

Nel caso in esame si sono considerati i seguenti coefficienti di combinazione γ_{ij} , ottenendo i parametri della sollecitazione sotto riportati:

Carichi permanenti	$\gamma_{G1} =$	1,3
Carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} =$	1,5
Carichi accidentali	$\gamma_{Qi} =$	1,5
Precompressione	$\gamma_P =$	1,0

Cat. H	$\psi_{01} =$	-
	$\psi_{02} =$	0.0
	$\psi_{03} =$	0.0

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio $M=ql^2/24$	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	2600,20	7800,60	2600,20
$V_{Ed\ SX}$	kN	-	-	54,27
$V_{Ed\ dX}$	kN	54,27	-	-

◆ Dimensionamento delle sezioni

Per il dimensionamento delle armature longitudinali si utilizza la formula approssimata:

$$A's = M_{Ed\ SLU} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}),$$

dove $M_{Ed\ SLU}$ è il momento di calcolo allo Stato Limite Ultimo, considerato in quanto il più gravoso tra le varie combinazioni di carico analizzate; f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; il prodotto $0,9 \cdot d$ rappresenta il braccio delle forze interne, nell'ipotesi di sezione reagente tra campo 2 e campo 3.

Il dimensionamento dell'armatura a taglio si basa sulle formule (DM 17/01/2018):

Passo staffe massimo $s_{max} \leq 0,8 \cdot d$ cm
 Area staffe minima $A'st = 1,5 \cdot b \cdot 10 \cdot (10^{-2})$ cm²/m

Parametri Armatura	udm	Appoggio SX	Campata	Appoggio dX
A's	cm ²	2,95	8,86	2,95
ferri IPOTIZZATI	cm ²	(1+1+1)Ø16	(2+2+2)Ø16	(1+1+1)Ø16
$A'sl_{inf}$	cm ²	6,03	12,06	6,03
s_{max}	cm	20	20	20
$A'st_{min\ TOT}$	cm ² /m	6,00		6,00
passo staffe	cm	10		10
n bracci	---	6		6
Ø staffe	mm	0		0
$A_{st} \cdot n$ bracci	cm ²	0,00		0,00
$A_{st\ TOT}$	cm ² /m	0,00		0,00

◆ Verifica allo stato limite di esercizio

	COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)		
CLS ACCIAIO	$\sigma_{cR} < 0,60 \cdot f_{ck} =$	1,49	kN/cm ²
	$\sigma_{sR} < 0,80 \cdot f_{yk} =$	36,00	kN/cm ²

Ampiezza lembo compresso	b_w	cm
Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso	y	cm
Tensione massima di compressione nel cls	σ_c	kN/cm ²
Tensione massima di trazione nell'acciaio	σ_s	kN/cm ²

COMBINAZIONE CARATTERISTICA (RARA)				
Parametri sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	80	120	80
y	cm	6,47	7,30	6,47
σ_{cE}	kN/cm ²	0,32	0,57	0,32
$\sigma_{cE} / \sigma_{cR}$	-	21%	38%	21%

Verifica		OK	OK	OK
σ_{sE}	kN/cm ²	13,60	20,65	13,60
σ_{sE}/σ_{sR}	-	38%	57%	38%
Verifica		OK	OK	OK

◆ **Verifica allo stato limite ultimo**

Si riporta per facilità di lettura la tabella delle sollecitazioni di calcolo allo Stato Limite Ultimo:

Sollecitazioni di Calcolo	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Ed}	kNcm	2600,20	7800,60	2600,20
$V_{Ed SX}$	kN	-	-	54,27
$V_{Ed dX}$	kN	54,27	-	-

Le verifiche si ritengono soddisfatte se:

Resistenza flessionale	M_{Rd}	\geq	M_{Ed}
Resistenza a taglio	V_{Rd}	$>$	V_{Ed}

Ampiezza base compressa	b_w		cm
Altezza utile sezione	d		cm
Area armatura longitudinale	A_{sl}		cm ²
Posizione asse neutro	$y =$	$A_{sl} * f_{yd} / 0,8 * b_w * f_{cd}$	cm
Rapporto y/d	$\xi =$	y/d	---
Rapporto d'armatura	$\omega_s =$	$A_{sl} * f_{yd} / b_w * d * f_{cd}$	---
Braccio della coppia interna	$z =$	$d - (y/2)$	cm
Percentuale d'armatura $r_l \leq 0,02$	$\rho_l =$	$A_{sl} / b_w * d$	---
Coefficiente $k \leq 2$	$k =$	$1 + (200/d)^{1/2}$	---
v_{min}	$v_{min} =$	$0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	MPa
s media di compressione $\leq 0,2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	N_{ed} / A_c	kN/cm ²
Inclinazione staffe tese	α		°
Inclinazione bielle compresse	θ		°

Si considera di sostituire agli appoggi con getto continuo in c.a. un elemento di alleggerimento ogni due, in modo alternato.

Parametri della sezione	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
b_w	cm	80,00	120,00	80,00
y	cm	2,61	3,48	2,61
ω_s	---	0,08	0,11	0,08
z	cm	23,95	23,61	23,95
ρ_l	---	0,003	0,004	0,003
k	---	1,89	1,89	1,89
v_{min}	MPa	0,46	0,46	0,46
σ_{cp}	kN/cm ²	0,00	0,00	0,00
Taglio di riferimento	kN	91,08	136,62	91,08
Taglio resistente	kN	41,32	68,22	41,32

Resistenza di calcolo a sollecitazione flettente e rapporto di resistenza della sezione:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
M_{Rd}	kNcm	5652,30	11140,19	5652,30

M_{Ed}/M_{Rd} Verifica	---	46% OK	70% OK	46% OK
------------------------------------	-----	------------------	------------------	------------------

Resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature a taglio:

Resistenza di calcolo e rapporto di resistenza	udm	Appoggio	Campata	Appoggio
V_{Rd1}	kN	91,08		91,08
V_{Ed}/V_{Rd1} Verifica	---	60% OK		60% OK

Si dispone inoltre, superiormente, un'armatura di ripartizione costituita da **rete elettrosaldata $\phi 6/20 \times 20$ cm** su tutta l'area del solaio.

Verifica mensole scala per sbarco su copertura (manutenzione)

Si predispone la verifica delle travi a mensola incastrate nei setti in c.a. del vano scala, a supporto della scaletta metallica per sbarco sulal copertura esistente degli spogliatoi per opere di manutenzione.

Carichi permanenti: Strutturali Travi metalliche, cosciali e gradini= 5,00 kN
 $G_1 = 5,00$ kN

Portati Parapetto = 3,20 kN
 Grigliato (esclusi gradini) = 1,15 kN
 $G_2 = 4,35$ kN

Carichi variabili cat. H Accidentale = 2,40 kN
 $Q_1 = 2,40$ kN

$q_{SLU} = 16,63$ kN
 $q_{SLU} = 4,38$ kN/m

interasse= 1,90 m interasse massimo tra 2 mensole

$N_{Ed} = 4,16$ kN/appoggio

braccio 1= 0,20 m
 braccio 2= 1,35 m

Verifica momento

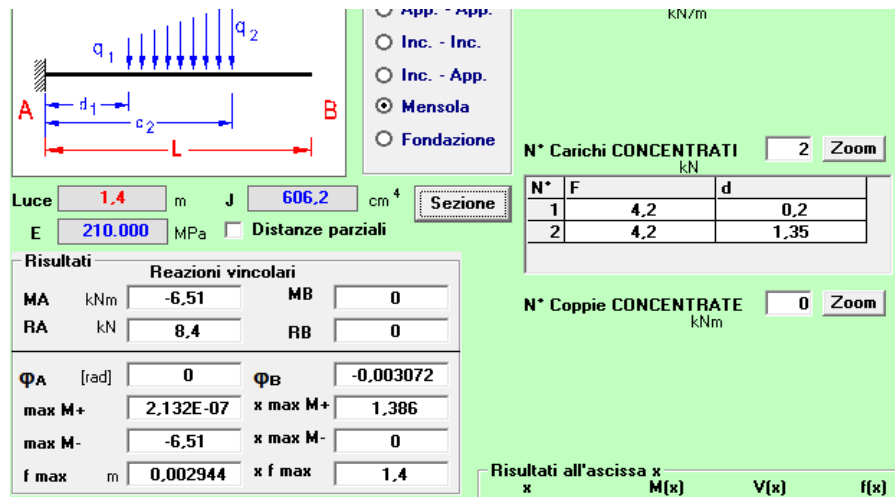
$M_{Ed} = 6,44$ kNm
 $W_{pl} = 119$ cm³ HEA120
 $f_{yk} = 275$ MPa
 $M_{Rd} = 31,17$ kNm **ratio= 21%** ok

Verifica taglio

$V_{Ed} = 8,31$ kN
 $A_v = 8,46$ cm²
 $V_{Rd} = 127,92$ kN **ratio= 6%** ok

Verifica frecce

$L = 2,80$ m luce=doppio dello sbalzo
 $f_{lim} = 1/250$
 $f_{max} = 1,12$ cm
 $f = 0,29$ cm **ratio= 26%** ok



4. VERIFICHE SLO

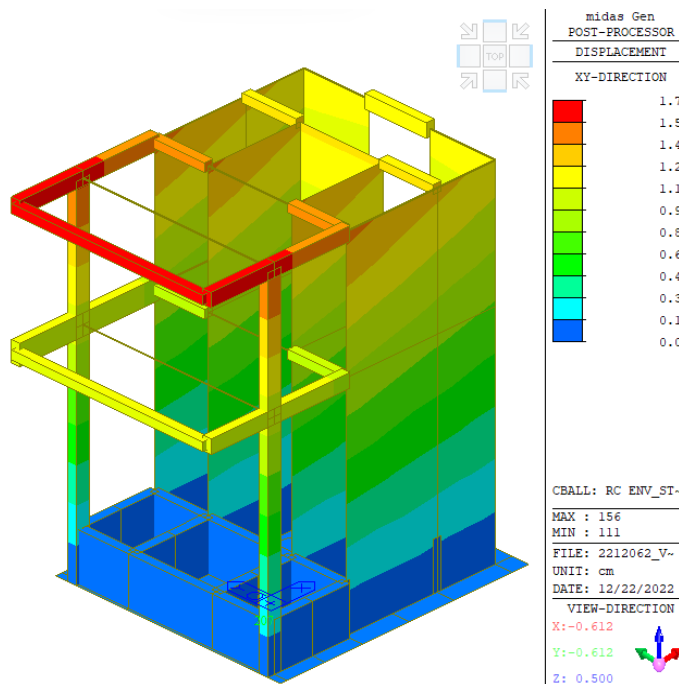
Trattandosi di un edificio strategico (Classe d'uso IV), è necessario rispettare le verifiche allo SLO ai fini del contenimento del danno agli elementi non strutturali.

Gli spostamenti allo SLO sono stati determinati tramite analisi dinamica lineare. Si è proceduto al calcolo degli spostamenti per il modello nel piano x-y del sistema di riferimento principale. Dai risultati degli spostamenti derivanti dal modello spaziale adottato si determina lo spostamento massimo D_r di interpiano valutato in sommità.

b) tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa (a favore di sicurezza):

altezza interpiano	$h =$	375 cm		
spostamento d'interpiano MAX	$dr < (2/3)0,005 \cdot h =$	1,25 cm		
spostamento calcolato	$d =$	0,65 cm	52%	OK

RIF.MOD. 2212062_vano scala_s lazzaro_q1_SLO_r1.mgb



B3 - SCALA METALLICA

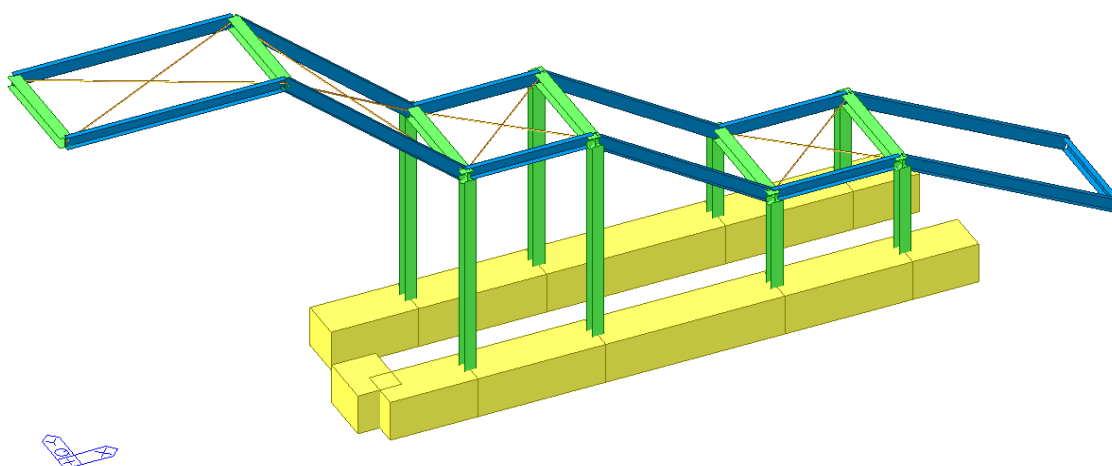
Si riportano di seguito le verifiche relative alla scala metallica posta sul prospetto Ovest del fabbricato. Tale scala presenta tre pianerottoli:

- i primi due pianerottoli da terra sono costituiti da grigliato in appoggio su UPN180 perimetrali, supportati da colonne metalliche HEA 160 impostate a loro volta su travi di fondazione in ca 60x60cm collegate ai plinti di fondazione della palestra (su pali);
- il pianerottolo più alto è altresì costituito da grigliato portato da cosciali UPN180 perimetrali, in appoggio su due travi HEA180 ancorate alla trave prefabbricata perimetrale ad L della palestra. La connessione tra le suddette travi metalliche a mensola e i cosciali è realizzata con fori asolati, in maniera da garantire la corretta indipendenza strutturale tra la palestra e la scala in oggetto.

1. MODELLAZIONE NUMERICA

Il modello numerico è realizzato schematizzando travi e pilastri con elementi beam, mentre le fondazioni sono schematizzate con travi (elementi beam) incastrate alle estremità in corrispondenza dei plinti su pali.

[RIF.MOD. 2212087_scala met_s_lazzaro_r1.mgb](#)



1.1. MODI DI VIBRARE

Le tabelle seguenti riportano i periodi e le masse partecipanti associate ai principali modi di vibrare della struttura:

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS							
Mode No	Frequency		Period		Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)			
1	15.9416	2.5372	0.3941	0.0000e+00			
2	34.3277	5.4634	0.1830	0.0000e+00			
3	73.2250	11.6541	0.0858	1.0328e-155			
4	91.0526	14.4915	0.0690	1.4520e-146			
5	92.6985	14.7534	0.0678	3.5262e-146			
6	125.1521	19.9186	0.0502	7.6842e-137			
7	156.1962	24.8594	0.0402	1.9410e-129			
8	244.5972	38.9289	0.0257	3.4246e-115			
9	253.0089	40.2676	0.0248	1.3712e-114			
10	328.8530	52.3386	0.0191	1.7034e-106			
11	347.9230	55.3737	0.0181	2.4866e-105			
12	414.4251	65.9578	0.0152	7.8618e-101			

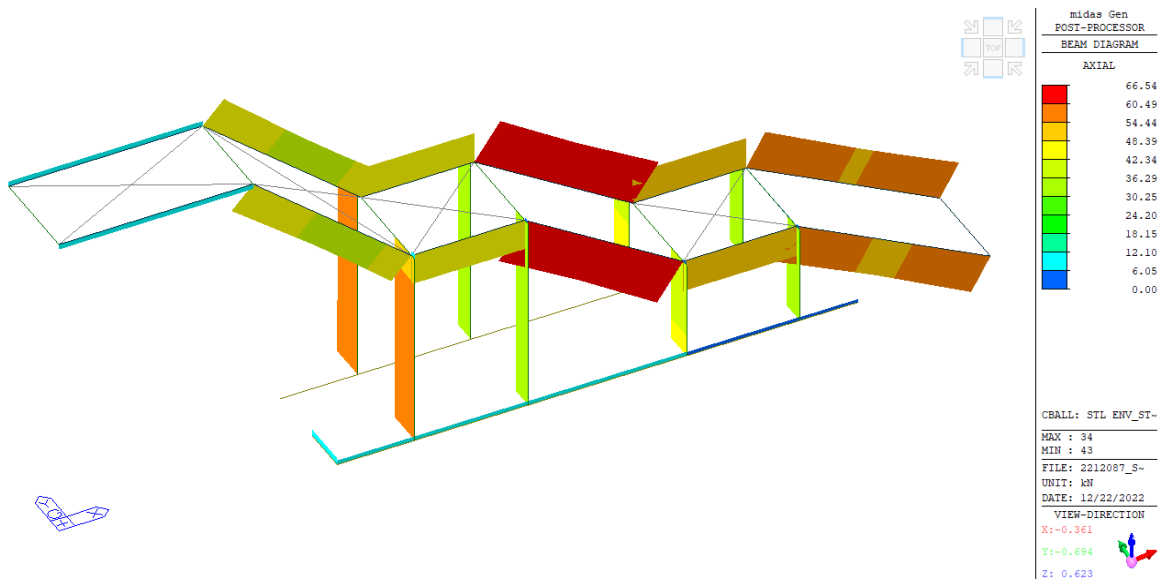
Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0.0000	0.0000	52.4837	52.4837	0.0000	0.0000	88.0005	88.0005	0.0000	0.0000	45.5901	45.5901
2	0.0000	0.0000	14.5251	67.0088	0.0000	0.0000	5.9135	93.9141	0.0000	0.0000	8.8724	54.4625
3	0.0000	0.0000	32.9667	99.9755	0.0000	0.0000	4.9029	98.8169	0.0000	0.0000	42.9912	97.4537
4	0.0001	0.0001	0.0057	99.9812	0.0000	0.0000	0.8090	99.6259	0.0005	0.0005	0.0003	97.4540
5	85.4067	85.4067	0.0000	99.9812	0.0000	0.0000	0.0000	99.6259	98.4370	98.4375	0.0000	97.4540
6	0.0006	85.4074	0.0140	99.9952	0.0000	0.0000	0.3257	99.9516	0.0003	98.4378	1.4531	98.9071
7	0.0005	85.4079	0.0031	99.9983	0.0000	0.0000	0.0166	99.9682	0.0002	98.4380	0.8323	99.7393
8	9.3329	94.7408	0.0005	99.9988	0.0000	0.0000	0.0006	99.9688	1.0938	99.5319	0.0001	99.7394
9	0.0005	94.7413	0.0000	99.9988	0.0000	0.0000	0.0267	99.9954	0.0000	99.5319	0.0325	99.7719
10	0.1940	94.9353	0.0001	99.9989	0.0000	0.0000	0.0040	99.9994	0.0022	99.5341	0.0944	99.8664
11	4.9000	99.8353	0.0002	99.9991	0.0000	0.0000	0.0000	99.9994	0.2834	99.8175	0.0054	99.8718
12	0.0033	99.8386	0.0009	100.0000	0.0000	0.0000	0.0001	99.9995	0.0022	99.8197	0.1203	99.9921

La somma delle masse partecipanti dei modi di vibrare considerati per le due traslazioni e la rotazione nel piano è superiore all'85% della massa sismica totale, pertanto il modello numerico si può considerare rappresentativo del comportamento sismico della struttura reale.

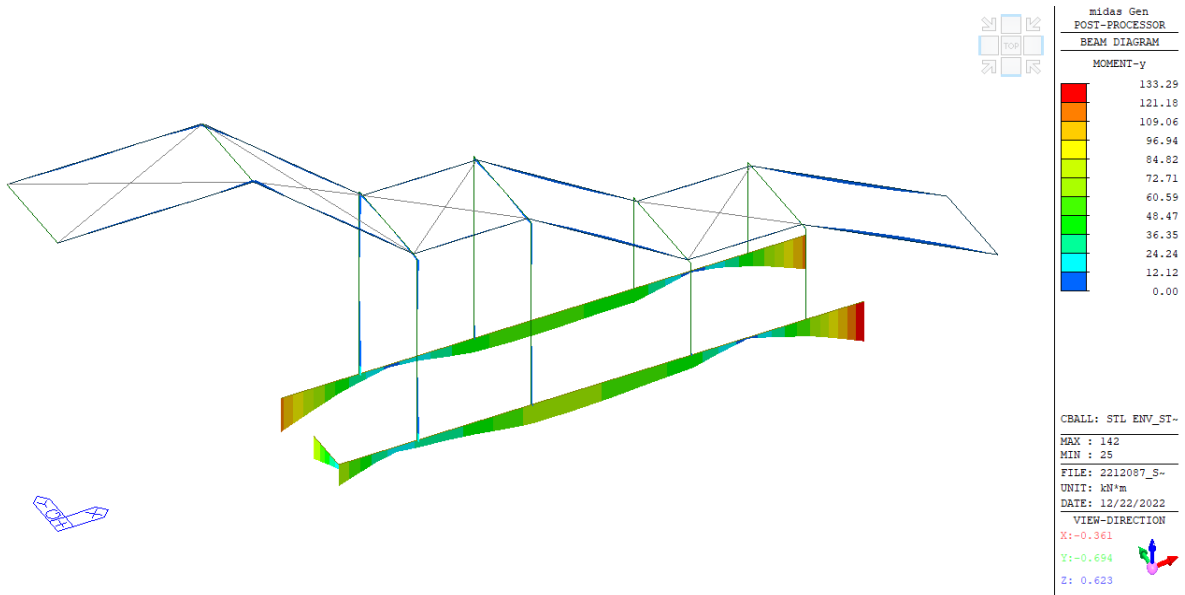
1.2. SOLLECITAZIONI

Si riportano di seguito gli inviluppi delle sollecitazioni allo SLU in condizioni statiche e sismiche.

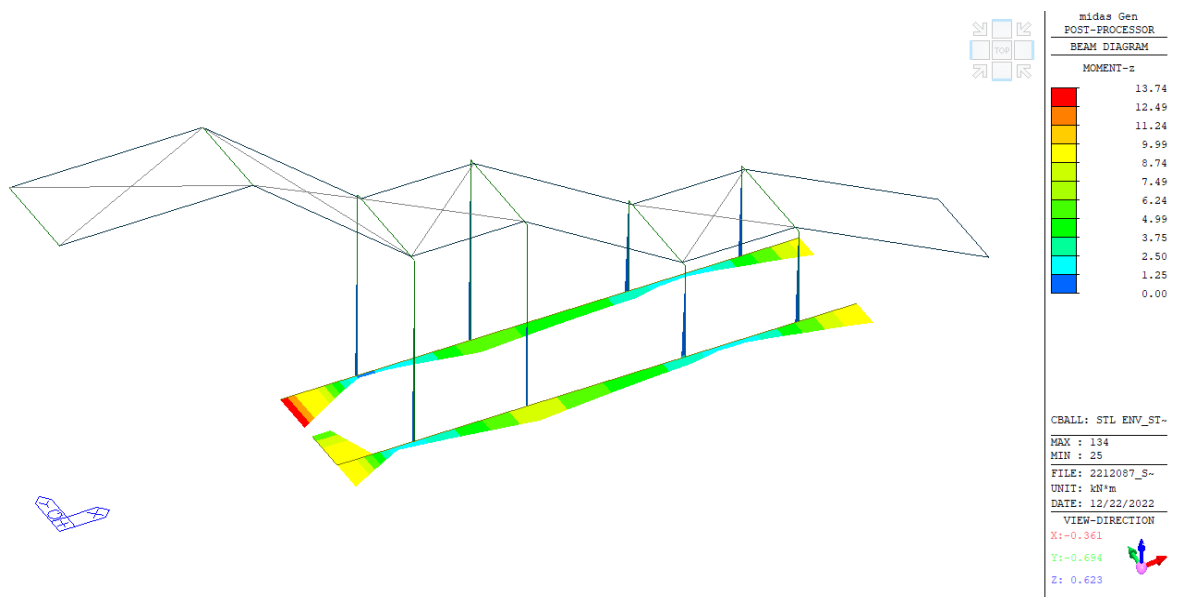
Sforzo normale Fx



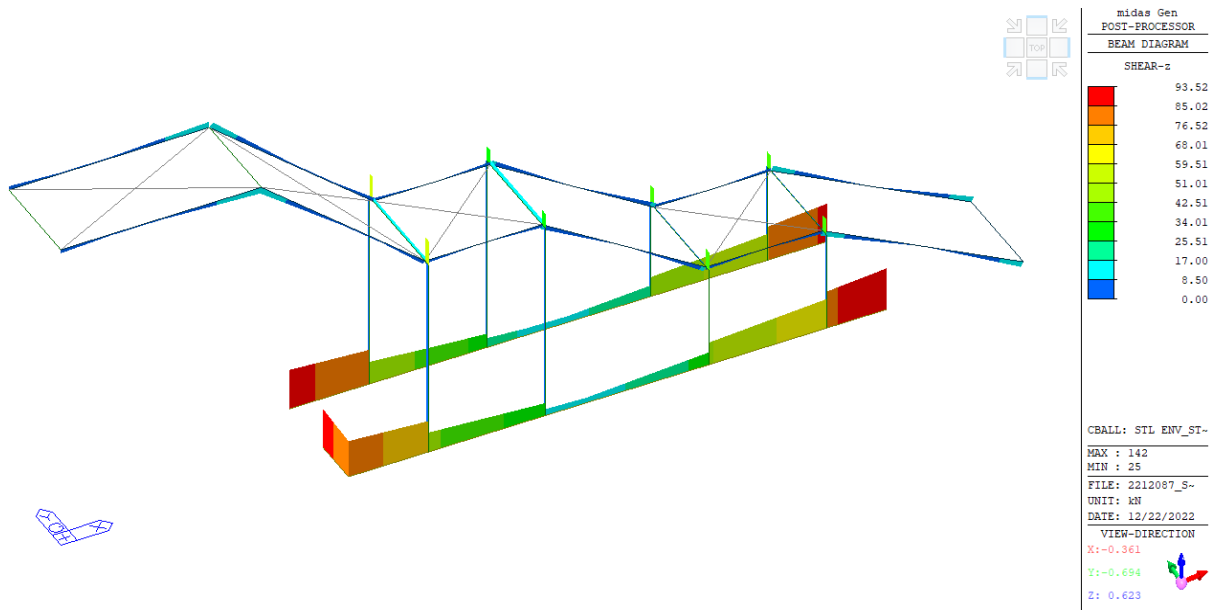
Momento flettente My



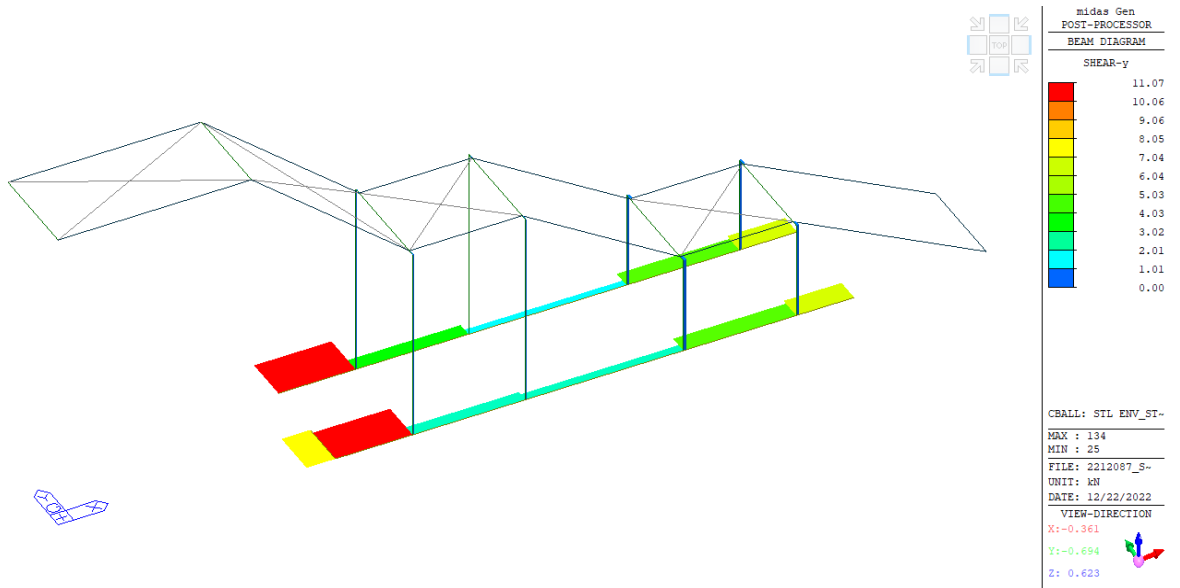
Momento flettente Mz



Taglio Fz



Taglio Fy



2. VERIFICA FONDAZIONI

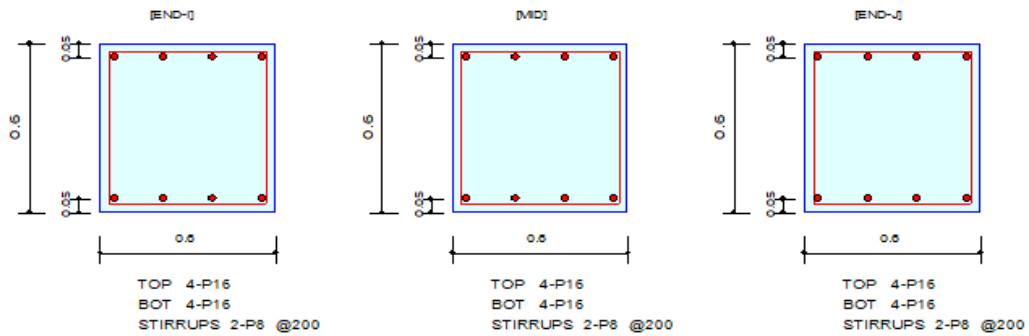
Si riporta di seguito la verifica delle travi di fondazione, quali elementi beam. Le reazioni risultanti sugli incastrati agli estremi di tali elementi sono stati presi in considerazione nella precedente verifica dei plinti esterni (di tipo 1).

Le fondazioni previste sono a trave in c.a. 60x60cm. Nella modellazione tali elementi sono schematizzati con beam incastrati agli estremi.

MEMB	SECT	Section			fck	POS	CHK	Rebar		Negative Moment Strength				Positive Moment Strength				Shear Strength							
		Bc	Hc	fyk				AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs
0		60x60	25000	0	I	OK	0.0008	0.0008	112.262	1	0.09	167.313	0.67	63.7460	1	0.09	167.313	0.38	88.5403	8	117.209	96.8478	0.76	0.91	0.76
3		0.600	0.600	450000	M	OK	0.0008	0.0008	112.548	1	0.09	167.313	0.67	63.7460	1	0.09	167.313	0.38	90.8867	1	117.209	96.8478	0.78	0.94	0.78
2.4500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0008	0.0008	133.293	1	0.09	167.313	0.80	63.8228	1	0.09	167.313	0.38	93.5192	1	117.209	96.8478	0.80	0.97	0.80

1. Design Information

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System kN, m
 Material Data fck = 25000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
 Section Property 60x60 (No : 3) Beam Span 2.45m



2. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	112.26	112.55	133.29
Factored Strength (M_Rd)	167.31	167.31	167.31
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6710	0.6727	0.7967
Neutral Axis (x/d)	0.0884	0.0884	0.0884
(+) Load Combination No.	1	1	1
Moment (M_Ed)	63.75	63.75	63.82
Factored Strength (M_Rd)	167.31	167.31	167.31
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.3810	0.3810	0.3815
Neutral Axis (x/d)	0.0884	0.0884	0.0884
Using Rebar Top (As_top)	0.0008	0.0008	0.0008
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0008	0.0008	0.0008

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	1	1
Factored Shear Force (V _{Ed})	88.54	90.89	93.52
V _{Rdc}	117.21	117.21	117.21
V _{Rds}	96.85	96.85	96.85
V _{Rdmax}	1051.88	1051.88	1051.88
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0005	0.0005	0.0005
Using Stirrups Spacing	2-P8 @200	2-P8 @200	2-P8 @200
V _{Ed} / V _{Rdc}	0.7554	0.7754	0.7979
V _{Ed} / min(V _{Rds} , V _{Rdmax})	0.9142	0.9384	0.9656
Check Ratio	0.7554	0.7754	0.7979

3. VERIFICA ELEVAZIONI

Si riportano di seguito le verifiche relative alle strutture in elevazione, ossia cosciali UPN180 e colonne HEA 160.

Verifica elementi in acciaio

CH K	MEMB COM	SECT SHR	SEL	Section		LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vz,Rd	Vz,Ed T,Rd	T,Ed Defa	
				Material	Fy													
OK	6	1	<input type="checkbox"/>	HEA160		8	3.30000	3.30000	1.000	0.850	-55.289	-13.222	-13.222	-0.7750	-0.2364	-7.4192	-	0.00025
				S275	275000		3.30000	3.30000	1.000	0.850	575.586	0.00000	64.4286	30.4873	465.124	200.203	-	0.01100
OK	36	2	<input type="checkbox"/>	UPN180		8	3.42381	3.42381	1.000	1.000	-53.861	-4.5779	-4.5779	0.00000	0.00000	-5.3483	-	-0.0008
				S275	275000		3.42381	3.42381	1.000	1.000	149.931	0.00000	46.9333	12.5808	0.00000	222.129	-	0.01200

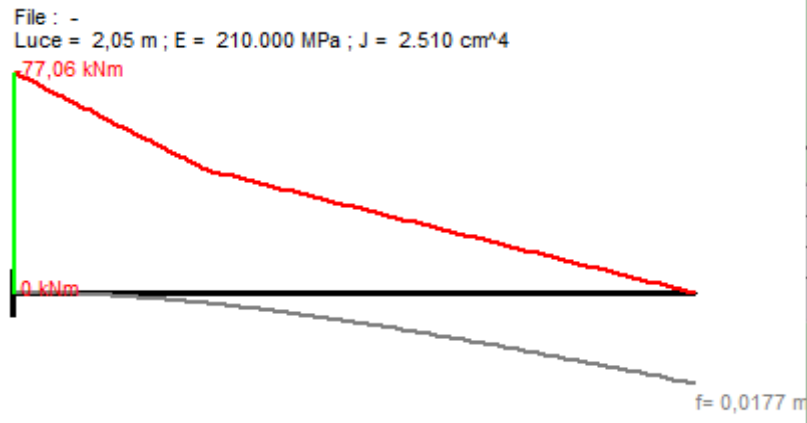
Verifica travi HEA160 a mensola

Luce mens.= 2,05 m

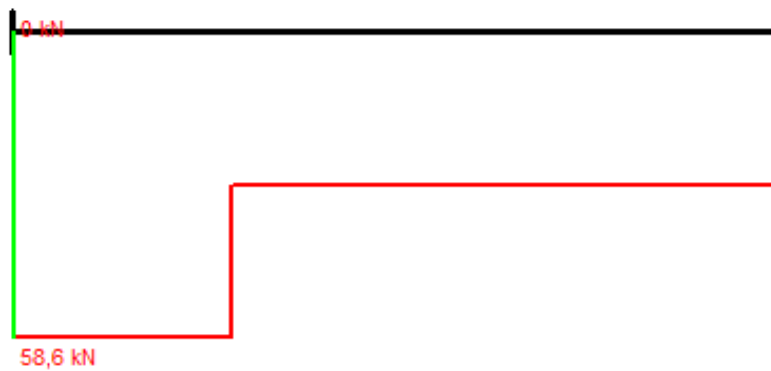
Fz,Ed_SLE= 19,9 kN braccio 1= 0,58 m
 Fz,Ed_SLV= 29,3 kN braccio 2= 2,05 m

SLV

Momento



Taglio

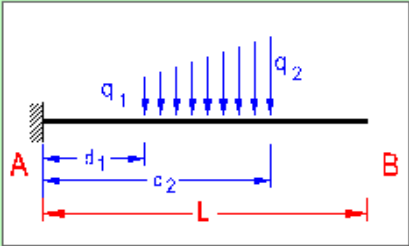


M,Ed=	77,06	kNm	max			
W,pl=	325	cm ³				
fyk=	275	MPa				
M,Rd=	85,12	kNm		ratio=	91%	ok
V,Ed=	58,6	kN				
Av=	14,47	cm ²				
V,Rd=	218,80	kN		ratio=	27%	ok

Verifica controventi di piano

T,Ed=	20,02 kN	massima tensione da modello
N,Ed=	40,04 kN	Si considera una sollecitazione agente doppia a favore di sicurezza
diámetro=	16 mm	controvento
fyk=	450 Mpa	
N,Rd=	86,13 kN	ratio= 46%

SLE - VERIFICA FRECCHE



Vincoli

App. - App.

Inc. - Inc.

Inc. - App.

Mensola

Fondazione

N° Carichi dist. TRAPEZI Zoom

N° Carichi CONCENTRATI Zoom

N°	F	d
1	19,9	0,58
2	19,9	2,05

N° Coppie CONCENTRATE Zoom

Luce m J cm⁴ Sezione

E MPa Distanze parziali

Risultati

Reazioni vincolari				
MA	kNm	-52,34	MB	0
RA	kN	39,8	RB	0

Φ _A	[rad]	0	Φ _B	-0,008568
max M+		0	x max M+	0
max M-		-52,34	x max M-	0
f max	m	0,01202	x f max	2,05

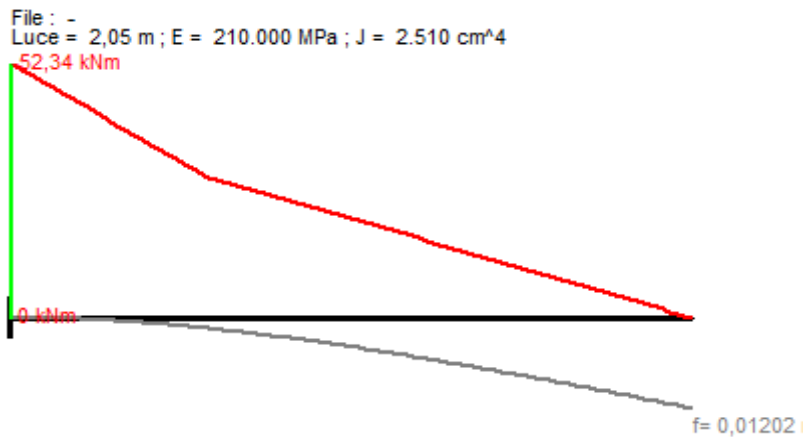
Diagrammi

Visualizza

Risultati all'ascissa x

x	M(x)	V(x)	f(x)
0	-52,34	39,8	0

N° sezioni di calcolo



L=	4,10	m	luce=doppio dello sbalzo
f,lim=		1/ 250	
f,max=	1,64	cm	
f=	1,20	cm	ratio= 73% ok

Verifica grigliato

PORTATA - CLASSE 1



FOLLA COMPATTA (PORTATA PEDONALE) - UNI 11002-1

D.M. 14 Gennaio 2008 - 3.1.4 Categoria E

Carico dinamico 600 daN/m²

Materiale acciaio S235JR - Sigma snervamento = 23,5 daN/mm² - Sigma confronto = 22,38 daN/mm²

Freccia max. 5 mm

Freccia max. 1/200 di Ln

BARRA PORTANTE mm		INTERASSE BARRE PORTANTI mm							
		11 mm	15 mm	22 mm	25 mm	30 mm	34 mm	44 mm	66 mm
20 x 2	luce netta	1129	1045	933	894	842	807	741	633
	freccia	5,00	5,00	4,65	4,46	4,21	4,02	3,70	2,96
25 x 2	luce netta	1335	1235	1123	1087	1039	1007	926	792
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62	3,71
30 x 2	luce netta	1531	1417	1287	1247	1191	1154	1082	950
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,44
40 x 2	luce netta	1900	1758	1597	1547	1478	1432	1343	1214
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
25 x 3	luce netta	1478	1367	1242	1203	1150	1114	1045	926
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,62
30 x 3	luce netta	1694	1568	1425	1380	1318	1278	1198	1082
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
40 x 3	luce netta	2102	1945	1768	1712	1636	1585	1486	1343
	freccia	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00

Si adotta un grigliato antitacco (interassi barre portanti 15mm) 30x3mm.

4. VERIFICHE SLO

La struttura risulta verificata nei confronti degli spostamenti SLO risultanti.

GIUNTI STRUTTURALI

Tutti i corpi di fabbrica previsti sono tra loro strutturalmente indipendenti in quanto separati da giunti sismici in grado di evitare il martellamento in caso di azioni orizzontali.

Si riporta di seguito la valutazione degli spostamenti dei vari corpi, valutando le ampiezze necessarie per i giunti strutturali.

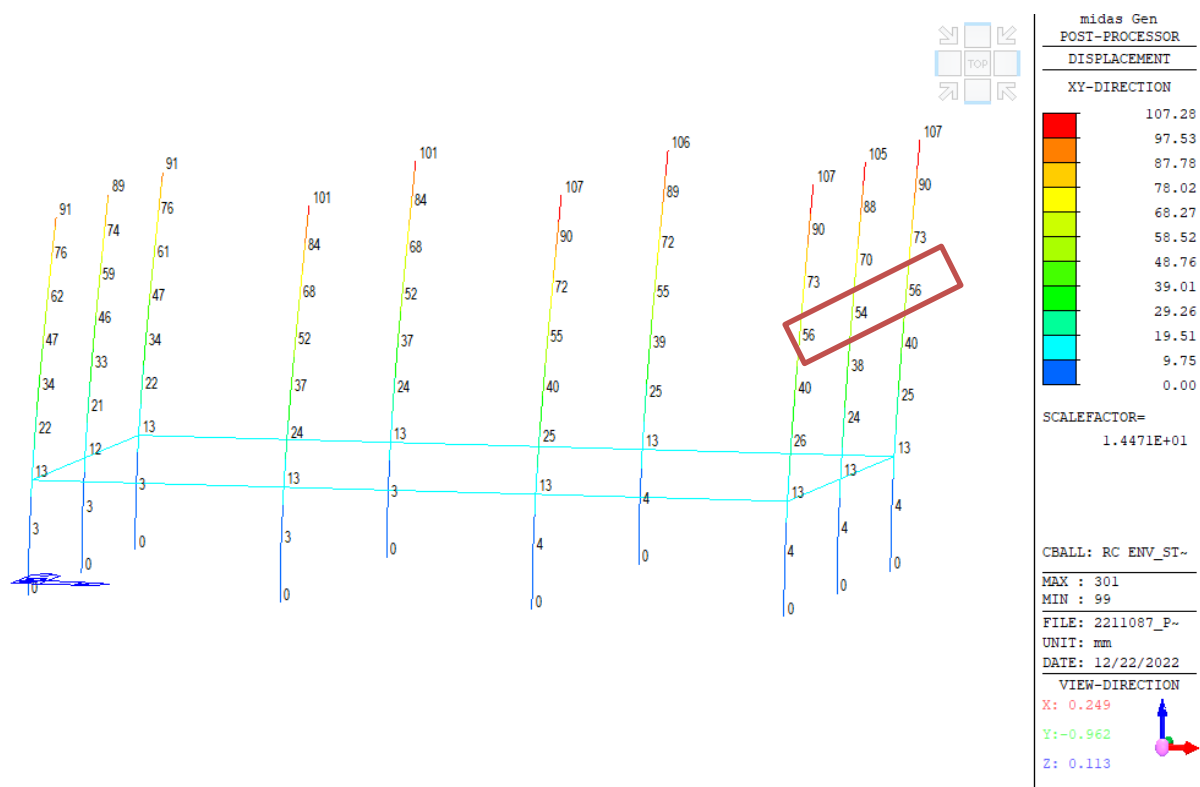
I corpi di cui valutare gli spostamenti orizzontali sono:

- 1) Corpo palestra;
- 2) Vano scala c.a.;
- 3) Scala metallica;
- 4) Corpo esistente.

1) Spostamento corpo palestra

Si riporta di seguito l'andamento delle deformazioni orizzontali SLV del corpo palestra, ricavate dal modello numerico:

RIF.MOD. 2211087_palestra_s_lazzaro_r4_q2



Lo spostamento SLV massimo orizzontale in corrispondenza della quota di interferenza con le strutture adiacenti vale:

d = 5,6 cm

E' necessario tener conto del fatto che la struttura è stata calcolata con un fattore di struttura $q > 1,00$, pertanto è necessario applicare quanto previsto al § 7.3.3.3 delle NTC 2018.

Essendo:

T1 = 1,46 s > Tc = 0,52 s

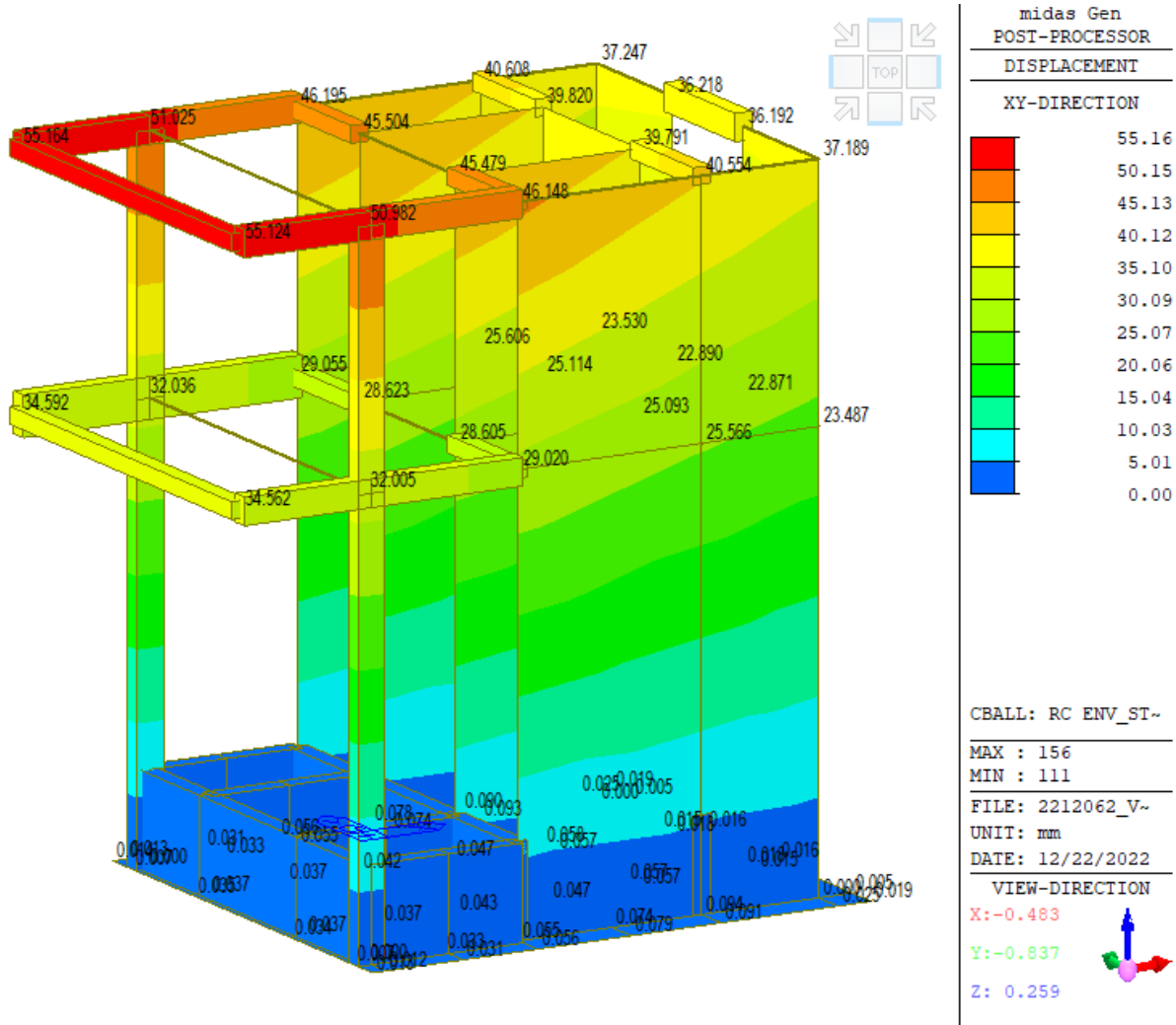
lo spostamento soprariportato deve essere moltiplicato per il fattore di struttura $q = 2,00$, pertanto si ha:

d1 = 11,2 cm

2) Spostamento vano scala ca

Si riporta di seguito l'andamento delle deformazioni orizzontali SLV del vano scala, ricavate dal modello numerico:

RIF.MOD. 2212062_vano scala_s lazzaro_q1_r1

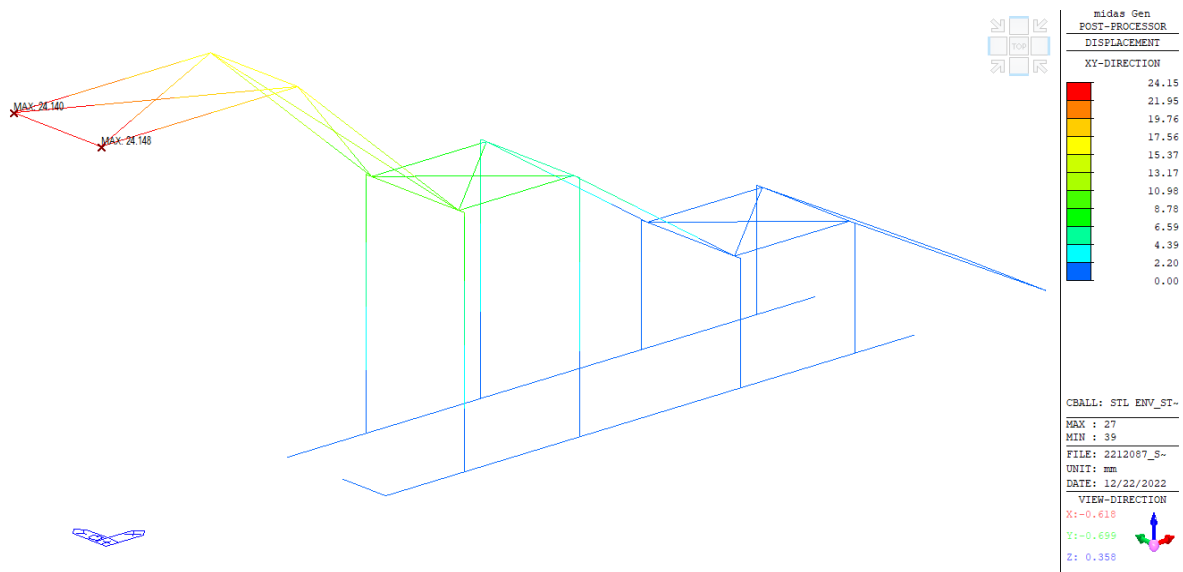


La struttura è stata dimensionata per avere un comportamento elastico, pertanto lo spostamento SLV vale:

d2 = 5,52 cm

3) Spostamento scala metallica

Si riporta di seguito l'andamento delle deformazioni orizzontali SLV del corpo deposito/spogliatoi, ricavate dal modello numerico:



La struttura è stata dimensionata per avere un comportamento elastico, pertanto lo spostamento SLV vale:

d3 = 0,90 cm

4) Spostamento corpo esistente

Lo spostamento del corpo esistente viene stimato mediante quanto previsto al §7.2.1 delle NTC2018:

$ag \cdot S \cdot H / 100$

Dove H è l'altezza del punto della struttura considerato dal piano di fondazione.

Pertanto:

ag =	0,105	g	SLV
S =	1,5		Suolo C
H =	590	cm	a favore di sicurezza

d4 = 0,93 cm

L'ampiezza minima prevista da normativa per i giunti strutturali da prevedersi vale:

$2ag \cdot S \cdot H / 100$

Pertanto:

dmin = 1,86 cm

Si riporta di seguito il calcolo delle ampiezze minime dei giunti strutturali da prevedere tra i vari corpi di fabbrica:

Giunto palestra - vano scala ca:

d1+d2 = 16,72 cm

Giunto palestra - scala metallica:

d1+d3 = 12,1 cm

Giunto vano scala ca - esistente:

d1+d4 = 7,38 cm

Tutti i giunti strutturali vengono previsti di ampiezza sufficiente per evitare il martellamento tra le strutture.

Il progettista delle strutture
