

COMUNE DI

EDOLO (BS)

OGGETTO

**Intervento di miglioramento del campo sportivo di Via Morino -
Edolo - BS**

Progetto Definitivo

13 – relazione di calcolo tribune coperte

IL TECNICO

Ing. Francesco Tonini



COMUNE DI EDOLO
Largo Giuseppe Mazzini, 1
25048 Edolo (BS)

OGGETTO: *Lavori di copertura in I.I. campo sportivo di Edolo (BS)*

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO E MATERIALI UTILIZZATI

I calcoli sono state eseguiti sulla base dei principi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, in osservanza delle norme e regolamenti vigenti in materia secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite:

✓ Normativa sulle azioni, sui carichi e sovraccarichi:

- D.M. 17/01/2018:
 - determinazione carichi e sovraccarichi
 - coefficienti γ dei carichi e coefficienti ψ
 - combinazioni SLU, SLE, sismica e incendio
 - coefficienti γ materiali, k_{mod} e k_{def}
 - determinazione della classe di servizio
- Circolare 21/01/2019, n. 7: Istruzione per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 17/01/2018;
- EN 1995-1-1:2009: Progettazione delle strutture in legno
- EN 1995-1-2:2009: Progettazione strutturale contro l'incendio
- Documento CNR-DT 206-R1/2018

✓ Normativa sulle strutture in c.a. normale e precompresso e sull'acciaio

- D.M. 17/01/2018 (capitoli relativi)

✓ SCELTA DEL LEGNAME

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato debbono essere prodotti conformemente alla UNI-EN 14080:2005 nel rispetto dei requisiti della UNI-EN 386:2003.

I pannelli a base di legno per impieghi strutturali devono essere prodotti e marcati in conformità alla UNI-EN 13986. I valori caratteristici di resistenza e rigidezza sono indicati nella UNI-EN 12369 (per pannelli OSB, pannelli di particelle e pannelli di fibra) oppure indicati dai produttori (per i pannelli di legno compensato) con riferimento alla UNI-EN 1072, determinati secondo il metodo descritto nella UNI-EN 1058.

Gli adesivi per uso strutturale devono produrre unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

✓ COLLE

Le colle impiegate saranno a base di resine sintetiche e di melammina, secondo EN 301.

✓ CARPENTERIA E CONNESSIONI METALLICHE

Gli accessori metallici, salvo prescrizioni specifiche, saranno in acciaio S275JR e trattati con zincatura a caldo o mano di antiruggine. Le bullonerie, chioderie ed elementi prestampati saranno trattati con zincatura secondo quanto riportato nelle schede tecniche del produttore. Il calcolo ed i parametri di sollecitazione seguiranno le indicazioni del DM 2018. Le bullonerie saranno secondo DIN 601. Le saldature, salvo specifica prescrizione, si intendono di classe I, ad arco elettrico, con il lato della saldatura pari allo spessore minimo delle due piastre che si uniscono. L'elettrodo sarà di tipo basico e di resistenza unitaria uguale o superiore a quella del materiale da saldare. I perni delle cerniere (se previsti nel progetto) saranno in acciaio S355JR. Per qualsiasi altra indicazione in merito alla carpenteria metallica "leggera" di connessione si rimanda alle schede tecniche del produttore eventualmente allegate alla presente relazione di calcolo o reperibili sul web.

✓ IPOTESI E CONDIZIONI DI CARICO

Per le combinazioni SLU, SLE e sismica si fa riferimento al DM 17/01/2018; per la verifica al fuoco alla EN 1995-1-2:2005.

SLU	$Fd = \gamma_g \cdot Gk + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \Sigma(\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$
SLE rare	$Fd = Gk + [Q_{1k} + \Sigma(\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$
SLE frequenti	$Fd = Gk + [\Psi_{11} \cdot Q_{1k} + \Sigma(\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})]$
SLE quasi permanenti	$Fd = Gk + [\Psi_{21} \cdot Q_{1k} + \Sigma(\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})]$
SLU fuoco/eccezionali	$Fd, fire = Gk + Ad + [\Psi_{21} \cdot Q_{1k} + \Sigma(\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})]$
SLU sisma	$Fd = Gk + E + [\Sigma(\Psi_{2i} \cdot Q_{ik})]$

ESTRATTO TABELLE D.M. 2018

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Per il progetto in esame classe di servizio 2.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
	Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.	

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parte 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parte 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Tab. 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015		0,80	-
			0,80	1,00
			0,80	1,00
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parte 4	2,25	-
		Parte 5	2,25	3,00
		Parte 6	1,50	-
		Parte 7	1,50	2,25
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	2,25	-
		HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-
		MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	2,25	-
		MDF.HLS	2,25	3,00

CLASSI DI RESISTENZA PER LEGNO LAMELLARE DI CONIFERA SECONDO UNI EN 14080:2013

Proprietà	Simbolo	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
	$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Modulo a taglio	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Modulo a rototaglio	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densità	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Proprietà	Simbolo	GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	10400	10400	11000	12000	12500	13000	13500
	$E_{0,g,05}$	8600	8600	9100	10000	10400	10800	11200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Modulo a taglio	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Modulo a rototaglio	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densità	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI (γ_m)
SECONDO D.M. 17/01/2018 PER ELEMENTI COSTRUTTIVI IN ACCIAIO**

Resistenza delle membrane e stabilità	Tabella 4.2.VII
<i>Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4</i>	$\gamma_{M0} = 1,05$
<i>Resistenza all'instabilità delle membrane</i>	$\gamma_{M1} = 1,05$
<i>Resistenza all'instabilità delle membrane di ponti stradali e ferroviari</i>	$\gamma_{M1} = 1,10$
<i>Resistenza, nei riguardi della frattura, di sezioni tese (indebolite dai fori)</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$

Verifica delle unioni	Tabella 4.2.XIV
<i>Resistenza dei bulloni</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$
<i>Resistenza dei chiodi</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$
<i>Resistenza delle connessioni a perno</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$
<i>Resistenza delle saldature a parziale penetrazione o a cordone d'angolo</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$
<i>Resistenza dei piatti a contatto</i>	$\gamma_{M2} = 1,25$
<i>Resistenza a contatto per SLU</i>	$\gamma_{M3} = 1,25$
<i>Resistenza a contatto per SLE</i>	$\gamma_{M3} = 1,10$
<i>Resistenza delle connessioni a perno allo SLE</i>	$\gamma_{M6,ser} = 1,00$
<i>Precarico di bulloni ad alta resistenza</i>	$\gamma_{M7} = 1,10$

CLASSI DI RESISTENZA SECONDO D.M. 17/01/2018, PER ACCIAI LAMINATI

Materiale	f_{yk} (MPa)		f_{tk} (MPa)	
	$t \leq 40$	$T \geq 40$	$t \leq 40$	$T \geq 40$
S235	235	210	360	360
S275	275	250	430	430
S355	355	315	510	470

CLASSI DI RESISTENZA SECONDO D.M. 17/01/2018, PER BULLONI

Classe	Classe dado	f_{tk} (MPa)	f_{yk} (MPa)
4.6	4	400	240
5.6	5	500	300
6.8	6	600	480
8.8	8	800	649
10.9	10	1000	900

2. ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI	permanente strutturale (g_1)	0,30	kN/m^2
	permanente portato (g_2)	0,30	kN/m^2
SOVRACCARICO VARIABILE NEVE	Zona I alpina – H. = 699 m slm		
	Sovraccarico caratteristico al suolo	2,67	kN/m^2
SOVRACCARICO VENTO	Zona	1	
	Classe di rugosità	D	
	Altezza edificio	3,05	m
	Categoria di esposizione	IV	
	Velocità di riferimento	25	m/sec
	Pressione del vento	0,67	kN/m^2
AZIONI SISMICHE	Vita nominale	$V_n = 50$	anni
	Classe d'uso	III	
	Periodo di riferimento	$V_R = 75$	anni
	Cat. del sottosuolo	C	
	Cat. topografica	T1	
	Amplificazione topografica	ST ... 1,0	
Classificazione sismica		III	
<u>Fattore di comportamento della sola struttura di controvento della copertura $q = 1,5$</u>			

3. VERIFICA DEGLI ELEMENTI DELLA COPERTURA IN LEGNO

Premessa generale:

La verifica degli elementi strutturali è riportata nelle pagine seguenti. In tali verifiche sono indicati gli schemi statici e di carico, le azioni agenti oltre alle verifiche di resistenza degli elementi secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

NOTE PRELIMINARI AL CALCOLO:

NOTA 1: Nelle verifiche seguenti, i valori di resistenza caratteristici di flessione possono essere incrementati mediante il coefficiente amplificativo k_h che tiene conto del cosiddetto “effetto di volume”.

$$K_h = \min ((600/h)^{0,1}; 1,1) - \text{EC5 par. 3.3}$$

NOTA 2: Nei fogli di calcolo con le verifiche di resistenza, nelle ipotesi di carico sono riassunti i carichi agenti in cui non sono ancora stati applicati i coefficienti di non contemporaneità previsti dal D.M. 17 gennaio 2018. Essi vengono invece computati nella determinazione delle azioni massime agenti allo SLU.

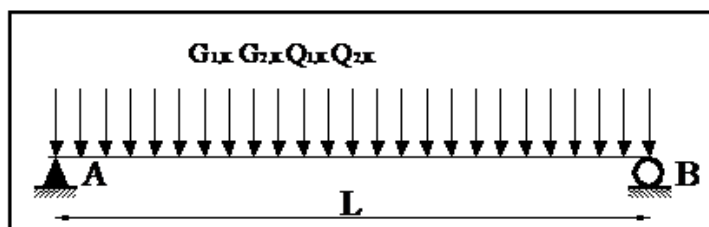
3.1 VERIFICA ARcarecci sez. 100X240 mm, GI30c

VERIFICA TRAVE DOPPIAMENTE APPOGGIATA

Schema statico: Trave su due appoggi con carico uniforme

Dati geometrici: Luce di calcolo L (m) 5,04 m
Interasse in pianta i (m) 0,82 m

Ipotesi di carico: Permanente trave ($G_{1,L,k}$) 0,10 kN/m
Permanente portato trave ($G_{2,L,k}$) .. 0,25 kN/m
Variabile 1 trave ($Q_{1,L,k}$) 1,75 kN/m
Variabile 2 trave ($Q_{2,L,k}$) 0,77 kN/m



Classe Servizio 2 K_{def} 0,8
Classe Durata Carico breve $K_{mod,I}$ 0,9

Sollecitazioni

Taglio massimo 9,63 kN
Momento positivo massimo 12,14 kN m
direzione z

Scelta trave in legno lamellare
GL30c

Sezione trave

Base 100 mm
Altezza 240 mm

Verifiche

$\sigma_{m,d,I, campata}$ 12,64 MPa < 21,92 MPa
 $\tau_{d,I,max}$ 0,60 MPa < 2,33 MPa
Freccia max istantanea campata 14,79 mm < 16,80 < L/300
Freccia max finale campata 18,41 mm < 25,20 < L/200

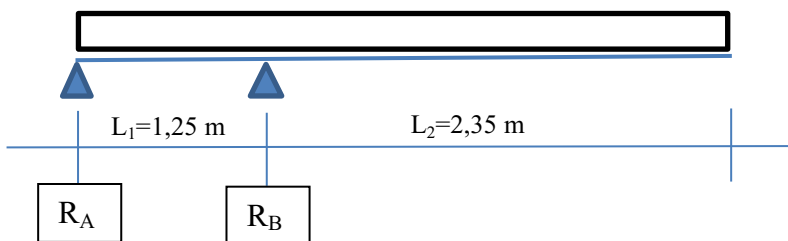
Le verifiche risultano soddisfatte



3.2 VERIFICA TRAVE PRINCIPALE A SEZIONE VARIABILE 140X560/310 mm, GI30c

Le travi sono schematizzate come travi in semplice appoggio con sbalzo poste ad interasse costante pari a $i=5,18$ m.

Schema di carico:



Carico uniforme:

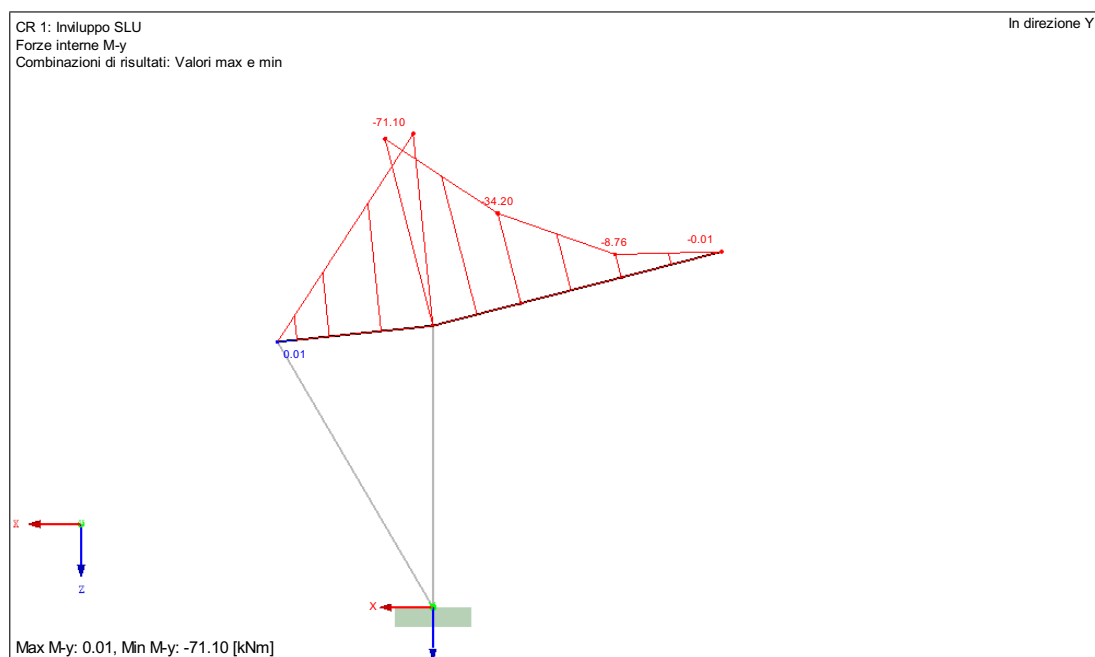
$$q_{SLU} = 5,18 \cdot (1,3 \cdot 0,18 + 1,5 \cdot 0,30 + 1,5 \cdot 2,14 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,67 \cdot 1,4) = 24,54 \text{ kN/m}$$

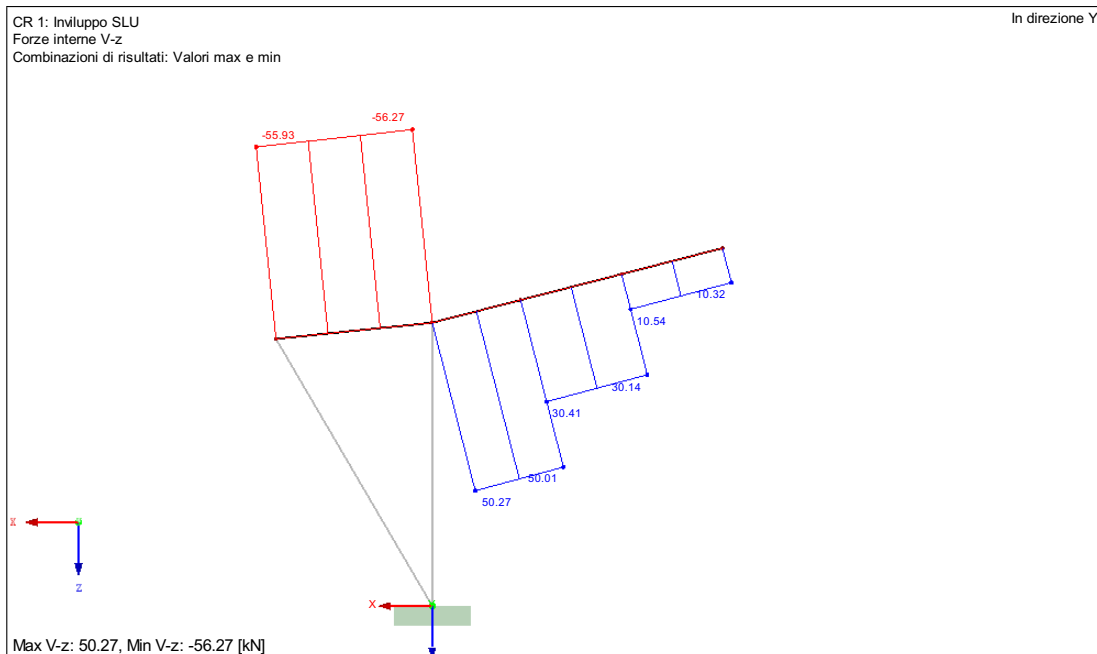
$$q_{SLE,perm} = 5,18 \cdot (0,18 + 0,30) = 2,49 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE,neve} = 5,18 \cdot (2,14) = 11,08 \text{ kN/m}$$

$$q_{SLE, vento} = 5,18 \cdot (0,94) = 4,87 \text{ kN/m}$$

Azioni massime allo SLU da modello di calcolo FEM:





Verifiche di resistenza sull'appoggio B:

$\sigma_{m,d} = M/W = 71,10 \cdot 10^6 / (7,32 \cdot 10^6) = \mathbf{9,71 \text{ MPa}} < f_{m,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m = 30 \cdot 0,9 / 1,35 = \mathbf{20,0 \text{ MPa}}$
 $\tau_{v,d} = 1,5 \cdot V/A = 1,5 \cdot 56270 / 78400 = \mathbf{1,07 \text{ MPa}} < f_{v,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m = 3,5 \cdot 0,9 / 1,35 = \mathbf{2,33 \text{ MPa}}$
Le verifiche sono dunque soddisfatte.

Verifiche di resistenza sull'appoggio A:

$\tau_{v,d} = 1,5 \cdot V/A = 1,5 \cdot 55930 / 43400 = \mathbf{1,93 \text{ MPa}} < f_{v,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m = 3,5 \cdot 0,9 / 1,35 = \mathbf{2,33 \text{ MPa}}$
Le verifiche sono dunque soddisfatte.

Verifiche di deformazione:

$u_{neve,ist} = 12,9 \text{ mm} = \mathbf{L/182} < \mathbf{L/150}$
 $u_{netta,finale,neve+vento} = 3,1 + 12,9 + 7,5 = 23,5 \text{ mm} = \mathbf{L/100} = \mathbf{L/100}$

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

3.3 VERIFICA PILASTRO IN ACCIAIO SEZ. 140x260x6,3 mm classe S275JR

Viene ora riportata la verifica di resistenza a presso flessione del pilastro in acciaio. Le azioni massime agenti alla base in corrispondenza del pilastro sono ricavate dal calcolo FEM e sono pari a:

M_d=18,77 kNm

N_d=25,28 kN

V_d=8,23 kN

VERIFICA DI PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE SECONDO L'APPENDICE "A" DELL'E.C.3

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)

Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a L_{cr,z})
Coefficiente di distribuzione del momento
Coefficiente C₁ per l'instabilità laterale
Momento Critico Euleriano
Snellezza adimensionale
Rapporto altezza larghezza
Coefficiente di imperfezione
Coefficienti di instabilità laterale

L _{cr,LT}	2280 [mm]
ψ	0,0000 [-]
C ₁	1,771 [-]
M _{cr}	7992 [kNm]
λ _{LT}	0,1189 [-]
h/b	1,86 [-]
α _{LT}	0,21 [-]
φ _{LT}	0,4758 [-]
χ _{LT}	1,0635 [-]
k _c	0,7519 [-]
f	0,9910 [-]
f	0,9910 [-]
χ _{LT,mod}	1,0090 [-]

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_y}{I_z} + \frac{E^2 G I_t}{\pi^2 EI_z}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

with $\bar{\lambda}_{LT0} = 0,40$ and $\beta = 0,75$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33 \psi}$$

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{but } f \leq 1,0$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{but } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Resistenza all'instabilità flessotorsionale

Calcolo dei coefficienti di interazione N - M

Sollecitazioni nella sezione da verificare

N _{Ed}	25,28 [kN]
M _{y,Ed}	18,77 [kNm]
M _{z,Ed}	0,01 [kNm]
μ _y	0,9996 [-]
μ _z	0,9977 [-]
W _y	1,227 [-]
W _y	1,227 [-]
W _z	1,127 [-]
W _z	1,127 [-]
I ₀	60150000 [mm ⁴]
N _{cr,T}	2475316 [kN]
M _{cr,0}	4512 [kNm]
λ ₀	0,1583 [-]
λ _{0,lim}	0,2659 [-]
e _y	107,27 [-]
a _{LT}	0,1268 [-]
a _{LT}	0,1268 [-]

Coefficienti μ_y e μ_z

Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici

Momento d'inerzia polare

Forza assiale critica per l'instabilità flessotorsionale

Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento (C₁=1)

Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento

Coefficiente e_y

Coefficiente a_{LT}

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$$

$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$$

$$I_0 = I_y + I_z$$

$$N_{cr,T} = \frac{A}{I_0} (G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{cr,T}^2})$$

$$\bar{\lambda}_{0lim} = 0,2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

$$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{for class 1, 2 and 3 cross-sections}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_y}{I_z} \geq 0$$

Calcolo dei fattori $C_{m,0}$

Coefficienti di distribuzione del momento

ψ_y	0,0000 [-]
ψ_z	0,0000 [-]
$C_{my,0}$	0,7898 [-]
$C_{mz,0}$	0,7895 [-]

Calcolo dei fattori C_{mi}

C_{my}	0,7898 [-]
C_{mz}	0,7895 [-]
$C_{m,LT}$	1,0000 [-]
$C_{m,LT}$	1,0000 [-]

Calcolo del fattore C_{yy}

η_{pl}	0,0020 [-]
b_{LT}	0,0000 [-]
λ'_{max}	1,4181 [-]
C_{yy}	0,9996 [-]
C_{yy}	0,9996 [-]

Calcolo del fattore C_{yz}

η_{pl}	0,0020 [-]
c_{LT}	0,0008 [-]
λ'_{max}	1,4181 [-]
C_{yz}	0,9980 [-]
C_{yz}	0,9980 [-]

Calcolo del fattore C_{zy}

η_{pl}	0,0020 [-]
d_{LT}	0,0000 [-]
λ'_{max}	1,4181 [-]
C_{zy}	0,9980 [-]
C_{zy}	0,9980 [-]

Calcolo del fattore C_{zz}

η_{pl}	0,0020 [-]
e_{LT}	0,0018 [-]
λ'_{max}	1,4181 [-]
C_{zz}	0,9995 [-]
C_{zz}	0,9995 [-]

Calcolo del fattore k_{yy}

k_{yy}	0,7910 [-]
----------	-------------------

Calcolo del fattore k_{yz}

k_{yz}	0,4565 [-]
----------	-------------------

Calcolo del fattore k_{zy}

k_{zy}	0,4951 [-]
----------	-------------------

Calcolo del fattore k_{zz}

k_{zz}	0,7912 [-]
----------	-------------------

Verifica della colonna

Verifica attorno all'asse forte

Δ	0,141 [-]
----------	------------------

Verifica attorno all'asse debole

Δ	0,091 [-]
----------	------------------

$$C_{m,0} = 0,79 + 0,21\psi_1 + 0,36(\psi_1 - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$\text{If } \bar{\lambda}_{y,z} \leq 0,2\sqrt{C_{T,i}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,TF}}\right); \quad C_{my} = C_{m,0}$$

$$\text{If } \bar{\lambda}_{y,z} > 0,2\sqrt{C_{T,i}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,TF}}\right); \quad C_{my} = C_{m,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{e_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{e_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{m,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,TF}}\right)}} \geq 1$$

$$\eta_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Bk} / \gamma_{M1}}$$

$$b_{LT} = 0,5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \eta_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{w_{d,y}}{w_{pl,y}}$$

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{yz} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right) \eta_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \frac{w_{d,z}}{w_{pl,z}}}$$

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$$

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^2} \right) \eta_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \frac{w_{d,y}}{w_{pl,y}}}$$

$$e_{LT} = 1,7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$$

$$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \eta_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{w_{d,z}}{w_{pl,z}}$$

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	$C_{my} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,y}}}$	$C_{my} C_{m,LT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}} \frac{1}{C_{yz}} \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,y}}}$	$C_{my} C_{m,LT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,y}}} \frac{1}{C_{zy}} \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{a,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \gamma_{M1} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} M_{z,Rk}} \leq 1$$

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

3.4 VERIFICA DEL TUBOLARE POSTERIORE IN ACCIAIO SEZ. Ø76,1x3,2 mm classe S275JR

Viene ora riportata la verifica di resistenza del tubolare posteriore in acciaio. Le azioni massime agenti alla base in corrispondenza del pilastro sono ricavate dal calcolo FEM e sono pari a:

SLU vento in pressione:

$N_d = -44,41$ kN

SLU vento in depressione:

$N_d = 9,70$ kN

RESISTENZA E STABILITA' DEI PROFILI TUBOLARI - Metodo B - EN 1993 - 1 - 1:2010		
Materiali utilizzati	© Dott. Ing. Simone Caffè - 25/02/2013	
Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	430 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E	210000 [N/mm ²]
Modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio del profilo	G	80769 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza	γ_{M0}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità	γ_{M1}	1,05 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di rottura	γ_{M2}	1,25 [-]
Caratteristiche meccaniche del profilo		
Diametro esterno del profilo tubolare	d_{ext}	76,10 [mm]
Spessore del profilo tubolare	t	3,20 [mm]
Diametro interno	d_{int}	69,70 [mm]
Raggio esterno	r_{ext}	38,05 [mm]
Raggio interno	r_{int}	34,85 [mm]
Area della sezione trasversale	A	733 [mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse forte	I_y	4,8779E+05 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte	$W_{el,y}$	1,2820E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	$W_{pl,y}$	1,7017E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano dell'anima	$A_{v,z}$	467 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse forte	i_y	25,80 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale attorno all'asse debole	I_z	4,8779E+05 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole	$W_{el,z}$	1,2820E+04 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole	$W_{pl,z}$	1,7017E+04 [mm ³]
Area resistente a taglio nel piano delle ali	$A_{v,y}$	467 [mm ²]
Raggio d'inerzia attorno all'asse debole	i_z	25,80 [mm]
Momento d'inerzia torsionale	I_t	9,756E+05 [mm ⁴]
Caratteristiche di sollecitazione nella sezione di verifica		
Forza normale (positiva se di compressione)	N_{Ed}	9,70 [kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela all'anima	$V_{z,Ed}$	[kN]
Forza di taglio agente in direzione parallela alle ali	$V_{y,Ed}$	[kN]
Momento flettente attorno all'asse maggiore di inerzia	$M_{y,Ed}$	[kNm]
Momento flettente attorno all'asse minore di inerzia	$M_{z,Ed}$	[kNm]
Momento torcente primario (alla Saint Venant)	T_{Ed}	[kNm]
Classificazione della sezione trasversale di verifica		
Coefficiente ϵ	ϵ	0,924 [-]
Rapporto tra diametro esterno e spessore	ρ	23,781 [-]
Rapporto limite per la classe 1	ρ_1	42,727 [-]
Rapporto limite per la classe 2	ρ_2	59,818 [-]
Rapporto limite per la classe 3	ρ_3	76,909 [-]
Classificazione della sezione trasversale	CL	1

Verifiche di stabilità nel caso di presso - flessione biassiale - ANNEX B, EN 1993 - 1 - 1:2010

Nota: l'utente deve inserire i valori C_{my} , C_{mz} con riferimento al prospetto B.3 - EN 1993 - 1 - 1: 2010, tenendo presente che utilizzando $C_{my} = C_{mz} = 1.00$ la verifica sarà sempre "cautelativa".

Coefficienti di momento equivalente

Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse y - y	C_{my}	1,000 [-]
Coefficiente di momento equivalente per flessione attorno all'asse z - z	C_{mz}	1,000 [-]

Coefficienti di interazione

Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yy,1-2}$	1,069 [-]
Coefficiente di interazione k_{yy} per sezioni in classe 3	$k_{yy,3}$	1,052 [-]
	k_{yy}	1,069 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zz,1-2}$	1,069 [-]
Coefficiente di interazione k_{zz} per sezioni in classe 3	$k_{zz,3}$	1,052 [-]
	k_{zz}	1,069 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{yz,1-2}$	0,641 [-]
Coefficiente di interazione k_{yz} per sezioni in classe 3	$k_{yz,3}$	1,069 [-]
	k_{yz}	0,641 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 1 o 2	$k_{zy,1-2}$	0,641 [-]
Coefficiente di interazione k_{zy} per sezioni in classe 3	$k_{zy,3}$	0,855 [-]
	k_{zy}	0,641 [-]

Verifiche di presso flessione biassiale

Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 1 o 2	$P_{buck, N - M - M}$	✓ 0,086 [-]
	$P_{buck, N - M - M}$	✓ 0,086 [-]
Verifica di presso flessione biassiale per sezioni di classe 3	$P_{buck, N - M - M}$	ver. plastica [-]
	$P_{buck, N - M - M}$	ver. plastica [-]
Tasso di lavoro massimo del profilo tubolare (resistenza e stabilità)	P_{max}	✓ 0,086 [-]

Le verifiche sono dunque soddisfatte.

Si procede ora alla verifica di resistenza a trazione:

$$\sigma_{s,0} = N_d / A = 44410 / 732,9 = \mathbf{60,6 \text{ MPa}} < f_{y,k} / \gamma_{M0} = 275 / 1,05 = \mathbf{261,9 \text{ MPa}}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

4. VERIFICA DEI COLLEGAMENTI DEGLI ELEMENTI LIGNEI

4.1 Verifica del collegamento degli arcarecci in corrispondenza dell'orditura principale

Il collegamento degli arcarecci in corrispondenza delle orditure principali si realizza mediante **nr. 1+1 vite speciale a tutto filetto tipo VGZ Ø9*360 mm**.

L'azione di taglio massima agente nel nodo è calcolata al §3.1 ed è pari a **$V_d=9,63$ kN**.

Per il collegamento utilizzato, dalla scheda tecnica del produttore, si deduce una resistenza caratteristica del collegamento pari a **$R_{v,k} = 23,9$ kN**.

COLLEGAMENTO A TAGLIO CON CONNETTORI INCROCIATI									
GIUNZIONE AD ANGOLO RETTO - TRAVE PRINCIPALE / TRAVE SECONDARIA									
d_1 [mm]	L [mm]	s_3 [mm]	$h_{tr, min}$ [mm]	$h_{tr, max} = h_{tr, min}$ [mm]	$b_{tr, min}$ [mm]	N° coppie	$R_{v, k}^{(a)}$ [kN]	$R_{v, k}^{(b)}$ [kN]	$m^{(a)}$ [mm]
					senza preforo		estrazione ^(d)	instabilità	
9	160	65	75	135	86	1	9,4	22,8	61
					131	2	17,5	42,6	
					176	3	25,3	61,3	
	200	85	90	165	86	1	12,3	22,8	75
					131	2	22,9	42,6	
					176	3	33,0	61,3	
	240	105	100	190	86	1	15,2	22,8	89
					131	2	28,3	42,6	
					176	3	40,8	61,3	
	280	125	115	220	86	1	18,1	22,8	103
					131	2	33,7	42,6	
					176	3	48,6	61,3	
	320	145	130	250	86	1	21,0	22,8	117
					131	2	39,1	42,6	
					176	3	56,4	61,3	
	360	165	145	275	86	1	23,9	22,8	131
					131	2	44,5	42,6	
					176	3	64,1	61,3	
	400	185	160	305	86	1	26,7	22,8	145
					131	2	49,9	42,6	
					176	3	71,9	61,3	
	450	210	175	340	86	1	30,4	22,8	163
					131	2	56,7	42,6	
					176	3	81,6	61,3	
	500	235	195	375	86	1	34,0	22,8	181
					131	2	63,4	42,6	
					176	3	91,3	61,3	

Si ha dunque:

$$R_{v,d} = R_{v,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m = 23,9 \cdot 0,9 / 1,4 = 15,36 \text{ kN} > 9,63 \text{ kN}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

4.2 Verifica del collegamento del pilastro alla base (vincolo di incastro)

Viene di seguito riportata la verifica di resistenza del collegamento del pilastro in acciaio alla base in corrispondenza dell'ancoraggio alla fondazione in c.a.

Le azioni massime agenti alla base in corrispondenza del pilastro sono ricavate dal calcolo FEM e sono pari a:

$M_{d,yy}=60,29 \text{ kNm}$

$M_{d,xx}=3,47 \text{ kNm}$

$N_d=89,00 \text{ kN}$

$V_d=5,63 \text{ kN}$

L'ancoraggio si realizza mediante **barre filettate M20 cl. 8.8 con ancorante chimico Hilti HY200-A** con una profondità minima di ancoraggio di 300 mm.

Viene di seguito verificata l'ancoraggio in combinazione di carico allo SLU con momento flettente agente sull'asse forte del pilastro.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M20

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e anco...



Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 300 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 11/0493

Emesso l Valido: 28/07/2017 | -

Prova: Metodo di calcolo SOFA + fib (07/2011) – dopo prove ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 470 \text{ mm} \times 320 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

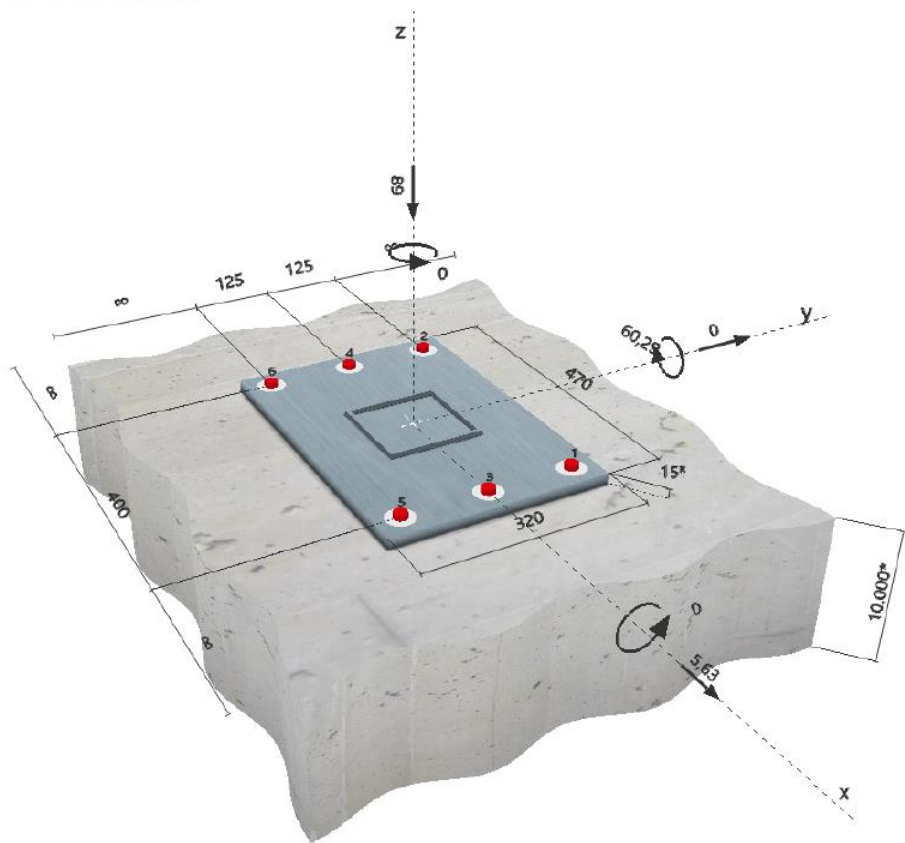
Profilo: Profilo quadrato cavo; ($L \times W \times T$) = $140 \text{ mm} \times 140 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: **Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)
senza armatura di bordo longitudinale

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

Carico	Prova	Valori di calcolo [kN]		Utilizzo	
		Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato
Trazione	Rottura conica del calcestruzzo	110,362	243,449	46 / -	OK
Taglio	Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)	0,938	78,400	- / 2	OK

Carico	β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio	0,453	0,008	1,5	31	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

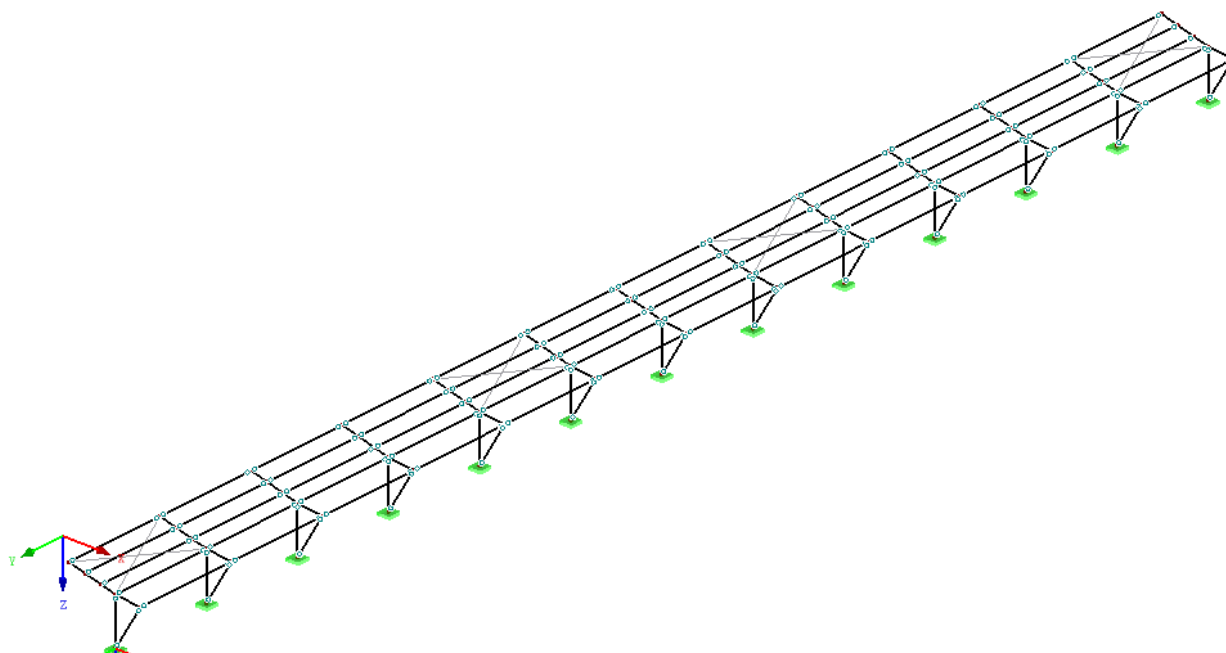
L'ancoraggio risulta verificato!

5. CONSIDERAZIONI SULLA CONTROVENTATURA DEL PIANO DI COPERTURA

I ritegni flessio-torsionali per le azioni statiche verticali agenti sulle travi principali sono assicurati dagli elementi secondari in legno lamellare trasversali.

In conformità con quanto previsto al §7.7.7.2 delle NTC 2018 *“in assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione $h/b \leq 4$ ”*.

Tale condizione è rispettata per le travi del progetto di cui all'oggetto. Sono in ogni caso previste croci di Sant'Andrea in acciaio Ø16 mm classe S275 per la stabilizzazione del piano in direzione y.



Per completezza vengono qui presentate le verifiche di resistenza del tirante più sollecitato e la verifica di deformazione del piano di copertura.

Verifica di resistenza a trazione del tirante Ø16 classe S355

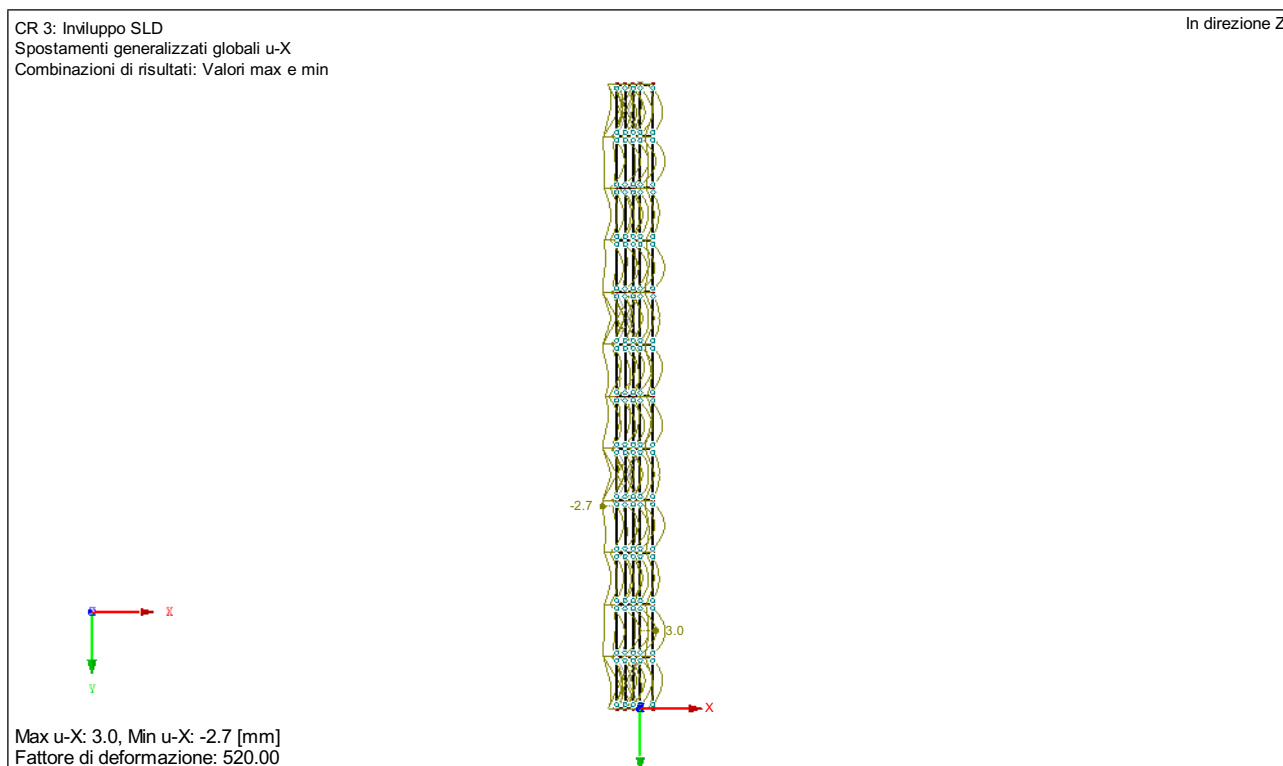
$$R_{ax,d} = A_{res} \cdot f_{y,k} / \gamma_{M0} = 157 \cdot 275 / 1,05 = 41119 \text{ N} > 5780 \text{ N}$$

In cui l'azione sollecitante massima $N_{ax,d}$ è dedotta dal calcolo FEM nella combinazione di calcolo più gravosa allo SLU: vento in direzione y.

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica di deformabilità del piano di copertura allo SLD

Si riporta di seguito l'immagine di output del programma ad elementi finiti con le deformazioni in combinazione di carico allo SLD dedotte dall'analisi dinamica.



In conformità con quanto previsto al § 7.3.6.1 delle NTC2018 si ha:

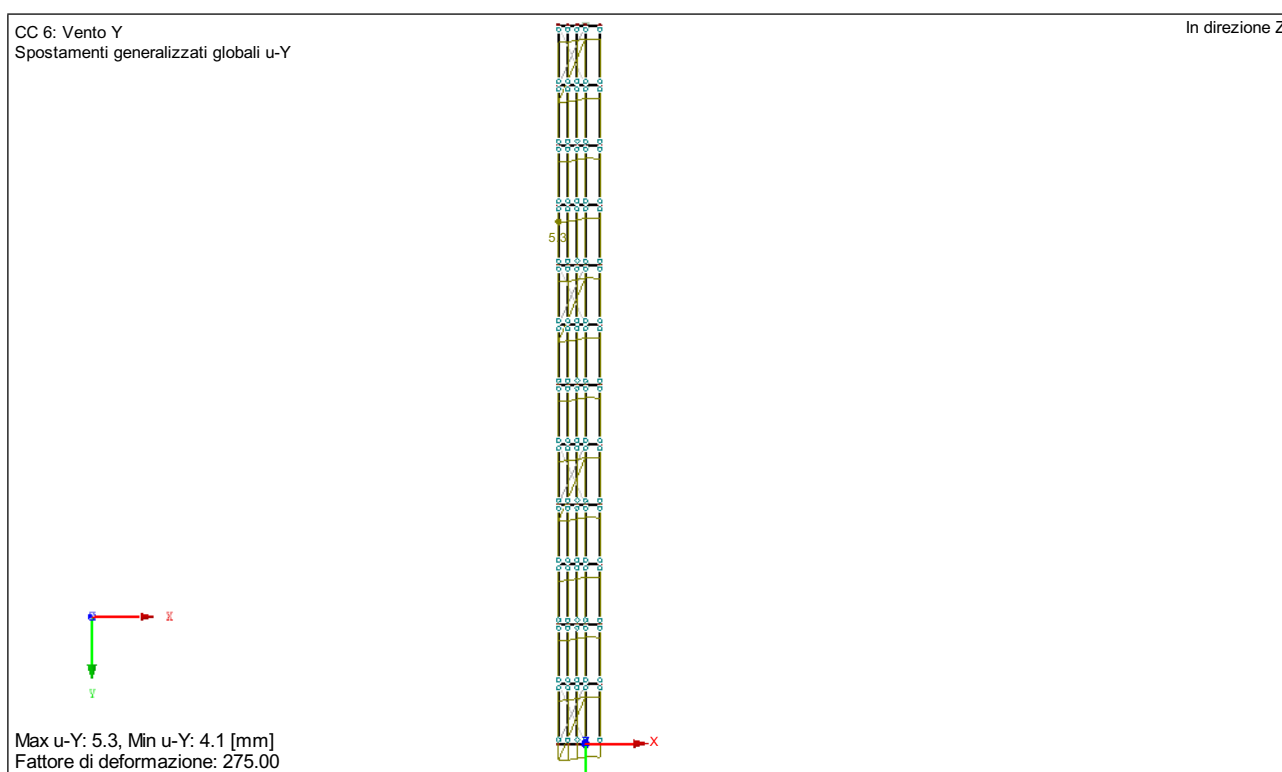
$$q_{dR} \leq 0,0050 \cdot h$$

$$1,5 \cdot 3,0 = 4,5 \text{ mm} \leq 0,0050 \cdot h = 15,25 \text{ mm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica di deformabilità del piano di copertura allo SLE

Si riporta di seguito l'immagine di output del programma ad elementi finiti con le deformazioni in combinazione di carico allo SLE: vento in direzione y.



In conformità con quanto previsto al § 4.2.4.2.2 delle NTC2018 si ha:

$$u_y = 5,3 \text{ mm} \leq h/250 = 12,20 \text{ mm}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

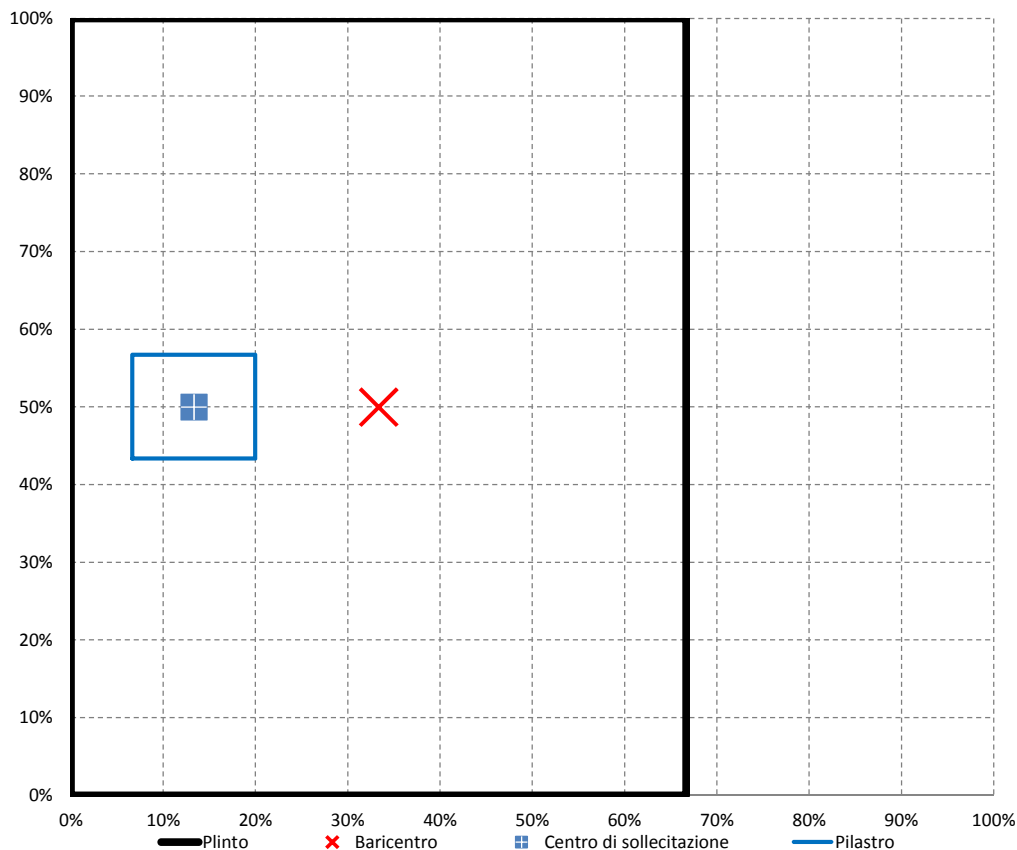
6. VERIFICA DEI PLINTI DI ANCORAGGIO

Determinazione della capacità portante del terreno - Combinazioni GEO (STATICHE + SISMICHE)

Caratteristiche geometriche del plinto e del pilastro

Dimensione del plinto in direzione x	L_x	=	1,00	[m]
Dimensione del plinto in direzione y	L_y	=	1,50	[m]
Altezza del plinto	H_i	=	0,60	[m]
Dimensione del pilastro in direzione x	b_x	=	0,20	[m]
Dimensione del pilastro in direzione y	b_y	=	0,20	[m]
Eventuale eccentricità in x del pilastro rispetto alla fondazione	S_x	=	-0,30	[m] Positiva
Eventuale eccentricità in y del pilastro rispetto alla fondazione	S_y	=	0,00	[m] Positiva
Volume del plinto	V_{plinto}	=	0,90	[m ³]
Peso del plinto	W_{plinto}	=	22,50	[kN]

Geometria della fondazione



CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO

Angolo di attrito interno	ϕ'_k	=	30,00	[°]	0,524
Coesione efficace	c'_k	=	10,00	[kPa]	[rad]
Peso dell'unità di volume	γ	=	20,00	[kN/m ³]	

"APPROCCIO 1" COMB.2: A2 + M2 + R2 (STATICO)

		N_{Ed}	$ass(V_{x,Ed})$	$ass(V_{y,Ed})$	$ass(M_{x,Ed})$	$ass(M_{y,Ed})$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale <i>(positiva se di compressione)</i>	GEO_1_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Minima forza normale <i>(negativa se di trazione)</i>	GEO_2_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massima forza di taglio in direzione x	GEO_3_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massima forza di taglio in direzione y	GEO_4_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	0,00
Massimo momento flettente attorno a x	GEO_5_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	0,00
Minimo momento flettente attorno a x	GEO_6_A2	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massimo momento flettente attorno a y	GEO_7_A2	89,00	0,00	5,63	0,00	60,29
Minimo momento flettente attorno a y	GEO_8_A2	89,00	0,00	5,63	0,00	60,29

Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto 1,00 [-]

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A2)

Massima forza normale
Minima forza normale
Massima forza di taglio in direzione x
Massima forza di taglio in direzione y
Massimo momento flettente attorno a x
Minimo momento flettente attorno a x
Massimo momento flettente attorno a y
Minimo momento flettente attorno a y

GEO_1_A2
GEO_2_A2
GEO_3_A2
GEO_4_A2
GEO_5_A2
GEO_6_A2
GEO_7_A2
GEO_8_A2

N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	e _x	e _y
[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
111,50	6,85	33,59	0,30	0,06
111,50	6,85	33,59	0,30	0,06
111,50	6,85	33,59	0,30	0,06
111,50	6,85	-26,70	-0,24	0,06
111,50	6,85	-26,70	-0,24	0,06
111,50	6,85	33,59	0,30	0,06
111,50	3,38	33,59	0,30	0,03
111,50	3,38	33,59	0,30	0,03

Dimensioni efficaci del plinto

Massima forza normale
Minima forza normale
Massima forza di taglio in direzione x
Massima forza di taglio in direzione y
Massimo momento flettente attorno a x
Minimo momento flettente attorno a x
Massimo momento flettente attorno a y
Minimo momento flettente attorno a y

GEO_1_A2
GEO_2_A2
GEO_3_A2
GEO_4_A2
GEO_5_A2
GEO_6_A2
GEO_7_A2
GEO_8_A2

N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	L' _x	L' _y
[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
111,50	6,85	33,59	✓ 0,40	✓ 1,38
111,50	6,85	33,59	✓ 0,40	✓ 1,38
111,50	6,85	33,59	✓ 0,40	✓ 1,38
111,50	6,85	-26,70	✓ 0,52	✓ 1,38
111,50	6,85	-26,70	✓ 0,52	✓ 1,38
111,50	6,85	33,59	✓ 0,40	✓ 1,38
111,50	3,38	33,59	✓ 0,40	✓ 1,44
111,50	3,38	33,59	✓ 0,40	✓ 1,44

Caratteristiche del terreno - Combinazioni GEO (M2)

Coefficiente parziale di sicurezza
Tangente dell'angolo di attrito

$\gamma_{\phi'}$ = 1,25 [-]
 $\tan \phi'_k$ = 0,462 [-] [rad]

Angolo di attrito di calcolo

ϕ'_d = 24,79 [°] 0,433

Coefficiente parziale di sicurezza

γ_c = 1,25 [-]

Coesione di calcolo

c'_d = 8,00 [kPa]

Coefficiente parziale di sicurezza

γ_γ = 1,00 [-]

Peso dell'unità di volume di calcolo

γ_d = 20,00 [kN/m³]

Determinazione della capacità portante della fondazione (R2)**EN 1997 - 1 : 2003 Appendice D.4**

Fattori di capacità portante

N_q = 10,43 [-]
 N_c = 20,42 [-]
 N_γ = 10,56 [-]

Eventuale inclinazione del piano di posa

α = 0,00 [°] 0,000

Fattori di inclinazione del piano di posa

b_q = 1,00 [-]
 b_c = 1,00 [-]
 b_γ = 1,00 [-]

Fattori di forma della fondazione

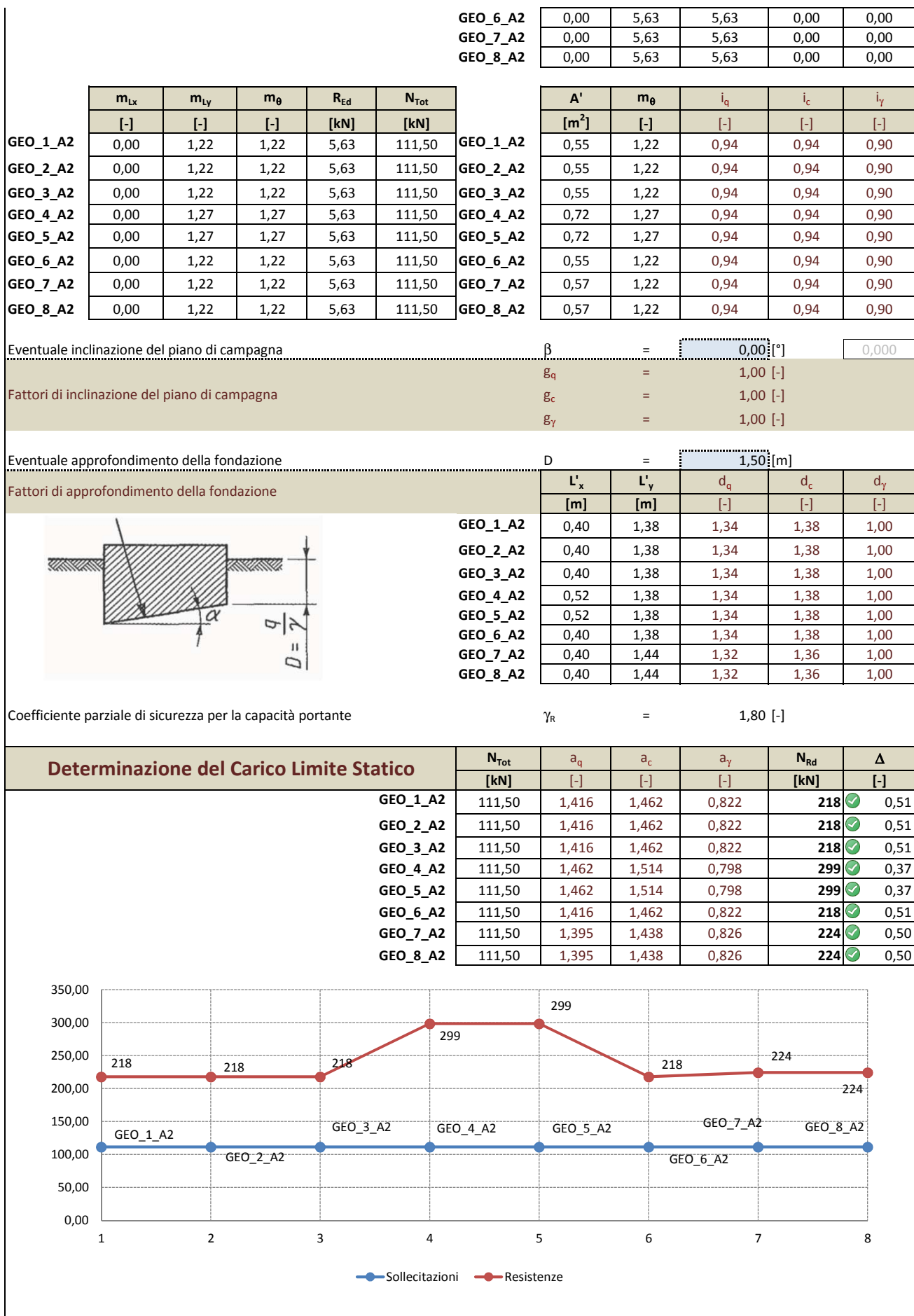
GEO_1_A2
GEO_2_A2
GEO_3_A2
GEO_4_A2
GEO_5_A2
GEO_6_A2
GEO_7_A2
GEO_8_A2

L' _x	L' _y	s _q	s _c	s _γ
[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
0,40	1,38	1,12	1,13	0,91
0,40	1,38	1,12	1,13	0,91
0,40	1,38	1,12	1,13	0,91
0,52	1,38	1,16	1,18	0,89
0,52	1,38	1,16	1,18	0,89
0,40	1,38	1,12	1,13	0,91
0,40	1,44	1,12	1,13	0,92
0,40	1,44	1,12	1,13	0,92

Fattori di inclinazione delle azioni di taglio

GEO_1_A2
GEO_2_A2
GEO_3_A2
GEO_4_A2
GEO_5_A2

ass(V _{x,Ed})	ass(V _{y,Ed})	R _{Ed}	θ
[kN]	[kN]	[kN]	[°] [rad]
0,00	5,63	5,63	0,00 0,00
0,00	5,63	5,63	0,00 0,00
0,00	5,63	5,63	0,00 0,00
0,00	5,63	5,63	0,00 0,00
0,00	5,63	5,63	0,00 0,00



Determinazione della resistenza del plinto - Combinazioni STR

"APPROCCIO 1" COMB.1: A1 + M1 + R1 (STAT.+SISMA)		N _{Ed}	ass(V _{x,Ed})	ass(V _{y,Ed})	ass(M _{x,Ed})	ass(M _{y,Ed})
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Massima forza normale <i>(positiva se di compressione)</i>	STR_1_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Minima forza normale <i>(negativa se di trazione)</i>	STR_2_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	0,00
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	0,00
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	89,00	0,00	5,63	3,47	60,29
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	89,00	0,00	5,63	0,00	60,29
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	89,00	0,00	5,63	0,00	60,29

Coefficiente di sicurezza da applicare al peso del plinto 1,00 [-]

Azioni totali sulla fondazione - Combinazioni GEO (A1)

		N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	e _x	e _y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	111,50	6,85	33,59	0,301	0,061
Minima forza normale	STR_2_A1	111,50	6,85	33,59	0,301	0,061
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	111,50	6,85	33,59	0,301	0,061
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	111,50	6,85	-26,70	-0,239	0,061
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	111,50	6,85	-26,70	-0,239	0,061
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	111,50	6,85	33,59	0,301	0,061
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	111,50	3,38	33,59	0,301	0,030
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	111,50	3,38	33,59	0,301	0,030

Dimensioni efficaci del plinto

		N _{Tot}	M _{x,Tot}	M _{y,Tot}	L' _x	L' _y
		[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]
Massima forza normale	STR_1_A1	111,50	6,85	33,59	✓ 0,397	✓ 1,377
Minima forza normale	STR_2_A1	111,50	6,85	33,59	✓ 0,397	✓ 1,377
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	111,50	6,85	33,59	✓ 0,397	✓ 1,377
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	111,50	6,85	-26,70	✓ 0,521	✓ 1,377
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	111,50	6,85	-26,70	✓ 0,521	✓ 1,377
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	111,50	6,85	33,59	✓ 0,397	✓ 1,377
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	111,50	3,38	33,59	✓ 0,397	✓ 1,439
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	111,50	3,38	33,59	✓ 0,397	✓ 1,439

Copriferro inferiore d' = 40,00 [mm]

Resistenza di calcolo delle armature del plinto f_{yd} = 391,30 [MPa]

Progetto dell'armatura inferiore in direzione "X" (Modello a mensola flessibile)

		L _{mensola,x}	Braccio x	σ _t	M _{mensola}	A _{sx,min}
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0,397	0,501	204	40,58	2,06
Minima forza normale	STR_2_A1	0,397	0,501	204	40,58	2,06
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0,397	0,501	204	40,58	2,06
Massima forza di taglio in direzione y	STR_4_A1	0,521	0,439	155	35,58	1,80
Massimo momento flettente attorno a x	STR_5_A1	0,521	0,439	155	35,58	1,80
Minimo momento flettente attorno a x	STR_6_A1	0,397	0,501	204	40,58	2,06
Massimo momento flettente attorno a y	STR_7_A1	0,397	0,501	195	38,83	1,97
Minimo momento flettente attorno a y	STR_8_A1	0,397	0,501	195	38,83	1,97
Armatura minima necessaria in "X"						2,06

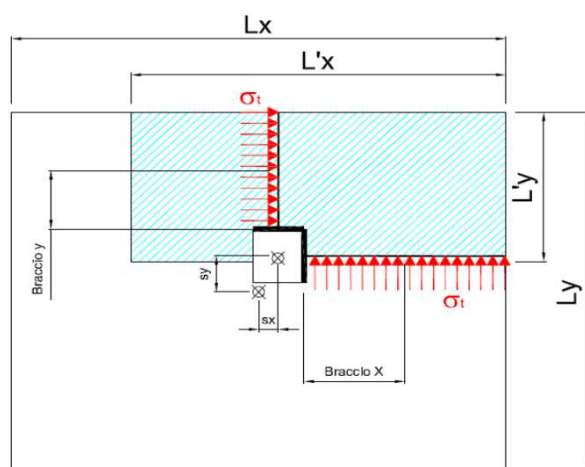
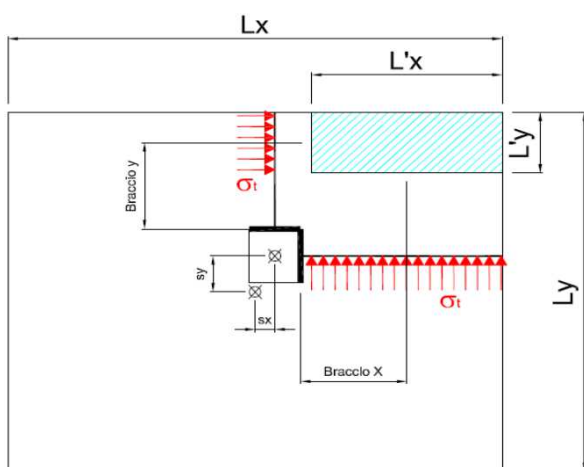
Progetto dell'armatura inferiore in direzione "Y" (Modello a mensola flessibile)

		L _{mensola,y}	Braccio y	σ _t	M _{mensola}	A _{sy,min}
		[m]	[m]	[kPa]	[kNm/m]	[cm ² /m]
Massima forza normale	STR_1_A1	0,650	0,325	204	43,03	2,18
Minima forza normale	STR_2_A1	0,650	0,325	204	43,03	2,18
Massima forza di taglio in direzione x	STR_3_A1	0,650	0,325	204	43,03	2,18

Massima forza di taglio in direzione y
 Massimo momento flettente attorno a x
 Minimo momento flettente attorno a x
 Massimo momento flettente attorno a y
 Minimo momento flettente attorno a y

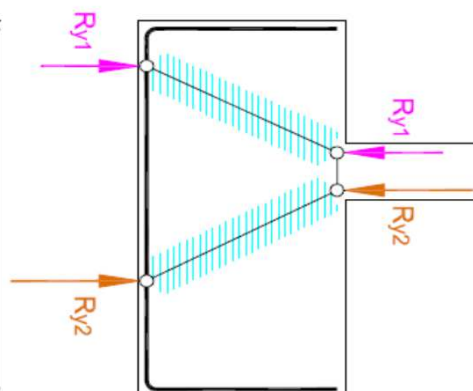
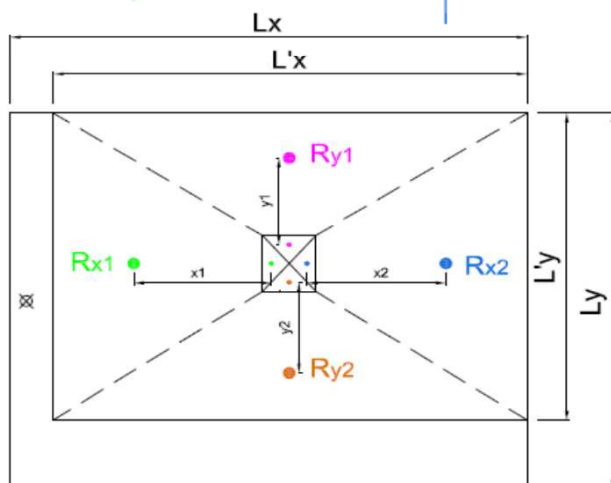
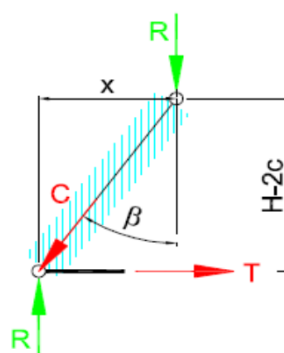
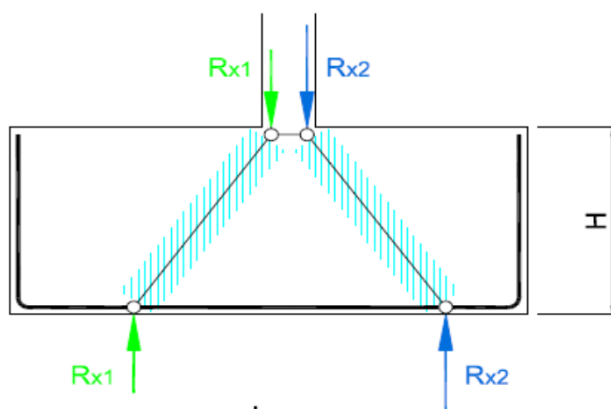
STR_4_A1
 STR_5_A1
 STR_6_A1
 STR_7_A1
 STR_8_A1

0,650	0,325	155	32,82	1,66
0,650	0,325	155	32,82	1,66
0,650	0,325	204	43,03	2,18
0,650	0,325	195	41,17	2,09
0,650	0,325	195	41,17	2,09
Armatura minima necessaria in "Y"				2,18



Progetto dell'armatura (Modello a tiranti e puntoni)

Il presente metodo si adotta unicamente se l'area ridotta consente la formazione di un tetraedro di bielle compresse, altrimenti le ipotesi di utilizzo decadono.



Determinazione della risultanti delle forze agenti nel baricentro di ciascuna delle quattro aree caricate

	σ_t	$A_{x,1}$	$A_{x,2}$	$A_{y,1}$	$A_{y,2}$	$R_{x,1}$	$R_{x,2}$	$R_{y,1}$	$R_{y,2}$
	[kPa]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
STR_1_A1	204	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_2_A1	204	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_3_A1	204	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00

STR_4_A1	155	-0,028	0,080	0,063	0,075	-4,33	12,43	9,74	11,65
STR_5_A1	155	-0,028	0,080	0,063	0,075	-4,33	12,43	9,74	11,65
STR_6_A1	204	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_7_A1	195	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_8_A1	195	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00

Determinazione dei bracci delle risultanti delle forze e degli angoli delle bielle compresse

	x_1	x_2	y_1	y_2	$H - 2c$	β_{x1}	β_{x2}	β_{y1}	β_{y2}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
STR_1_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0
STR_2_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0
STR_3_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0
STR_4_A1	-0,093	0,267	0,209	0,250	0,52	-10,1	27,1	21,9	25,7
STR_5_A1	-0,093	0,267	0,209	0,250	0,52	-10,1	27,1	21,9	25,7
STR_6_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0
STR_7_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0
STR_8_A1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,52	0,0	0,0	0,0	0,0

Determinazione delle trazioni nell'armatura tesa e delle compressioni nelle bielle di cls

	$C_{x,1}$	$C_{x,2}$	$C_{y,1}$	$C_{y,2}$	$T_{x,1}$	$T_{x,2}$	$T_{y,1}$	$T_{y,2}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
STR_1_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_2_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_3_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_4_A1	-4,40	13,97	10,50	12,93	0,77	6,37	3,92	5,60
STR_5_A1	-4,40	13,97	10,50	12,93	0,77	6,37	3,92	5,60
STR_6_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_7_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
STR_8_A1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Massima compressione in direzione x $C_{x,max} = 13,97$ [kN]

Massima trazione in direzione x $T_{x,max} = 6,37$ [kN]

Massima compressione in direzione y $C_{y,max} = 12,93$ [kN]

Massima trazione in direzione y $T_{y,max} = 5,60$ [kN]

Resistenza di calcolo delle armature del plinto $f_{yd} = 391,30$ [MPa]

Numero ferri adottati in direzione x $n_x = 9,00$ [-]

Diametro ferri adottati in direzione x $\phi_x = 16,00$ [-]

Numero ferri adottati in direzione y $n_y = 9,00$ [-]

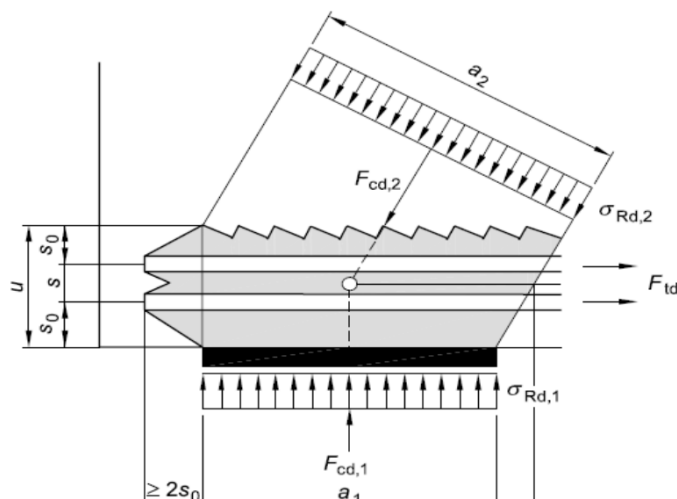
Diametro ferri adottati in direzione y $\phi_y = 16,00$ [-]

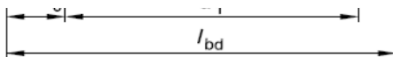
Resistenza a trazione dell'armatura in direzione x $N_{t,Rd,x} = 708,08$ [kN]

Resistenza a trazione dell'armatura in direzione y $N_{t,Rd,y} = 708,08$ [kN]

Tasso
0,01
0,01

Resistenza delle bielle compresse (NODO COMPRESSO - TESO CON ARMATURA DISPOSTA IN DUE DIREZIONI ORTOGONALI)





Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	=	30,00 [MPa]
Coefficiente di sicurezza da applicare alla resistenza di calcolo	γ_c	=	1,50 [-]
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck}	=	24,90 [MPa]
Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	=	16,60 [MPa]

Determinazione del coefficiente v'	v'	=	0,90 [-]
--------------------------------------	------	---	----------

Massima resistenza a compressione per i nodi compressi - tesi	$\sigma_{Rd,max}$	=	11,21 [MPa]
--	-------------------	---	--------------------

Area della biella compressa in direzione x	$A_{b,cx}$	=	44800 [mm ²]
--	------------	---	--------------------------

Verifica di resistenza della biella compressa in direzione x	$\sigma_{2x,max}$	=	0,31 [MPa]
---	-------------------	---	-------------------

Tasso
✓ 0,03

Area della biella compressa in direzione y	$A_{b,cy}$	=	44800 [mm ²]
--	------------	---	--------------------------

Verifica di resistenza della biella compressa in direzione y	$\sigma_{2y,max}$	=	0,29 [MPa]
---	-------------------	---	-------------------

Tasso
✓ 0,03