Comune di

SASSUOLO

Provincia di MODENA

P.d.C.

Permesso di Costruire

Opere di manutenzione straordinaria:

Installazione e revisione di impianti tecnologici che comportano la realizzazione di volumi tecnici al servizio di edifici e di attrezzature esistenti in un edificio produttivo ubicato in viale G.L. Ferrari Moreni n° 11, 13 e 15 in comune di Sassuolo (MO)

La proprietà:

UNICA s.r.l.
via Ildebrando Pizzetti, n° 2
42124 - Reggio Emilia (RE)
p.iva 02837660352

Il richiedente:

MISTRAL ITALIA s.r.l.
via Tiziano, n° 12
42014 - Castellarano (RE)
p.iva 03854670365

Il progettista:

per L.S.T. Servizi s.r.l.
Progettista: Ing. ALESSIO ZANOLI
Albo Ing. della provincia di Modena n° 2701
Codice Fiscale : ZNL LSS 82D18 F257F

N° PROTOCOLLO UFFICIO TECNICO

OPERE STRUTTURALI

Relazione di calcolo delle strutture e delle fondazioni

Elaborato n° RS2

Rev.00

Scala: -

Giugno 2026

r_emiro.Giunta - Prot. 23/07/2026.0721978.E Copia conforme dell'originale sottoscritto digitalmente da Zanoli Alessio

Divieto di riproduzione e/o cessione a terzi senza preventiva ed esplicita autorizzazione

SOMMARIO

1 RELAZIONE DI CALCOLO 4
1.1 Quadro normativo di riferimento 4
1.2 Esito della relazione geologica e geotecnica 5
1.3 Fondazioni cabina elettica MT 7
1.3.1 Verifiche Geotecniche 7
1.3.1.1 Verifca di portanza del terreno (GEO) 7
1.3.1.2 Stima dei cedimenti (SLE) 8
1.3.2 Dimensionamento platea di fondazione 9
1.3.2.1 Verifiche SLU 10
1.3.2.2 Verifiche SLE 13
1.4 Centrale termica 15
1.4.1 Criteri di modellazione 15
1.4.2 Principali risultati dell'analisi modale 15
1.4.3 Diagrammi di sollecitazione 16
1.4.4 Dimensionamento soletta di copertura 17
1.4.4.1 Verifiche SLU 18
1.4.4.2 Verifiche SLE 20
1.4.5 Travi perimetrali 22
1.4.5.1 Verifiche SLU 22
1.4.5.2 Verifiche SLE 24
1.4.6 Pilastri 30x30cm 26
1.4.6.1 Verifiche SLU 26
1.4.7 Pilastri 30x60cm 28
1.4.7.1 Verifiche SLU 28
1.4.8 Verifiche SLD 29
1.4.9 Verifiche delle fondazioni 30
1.4.9.1 Verifca di portanza del terreno (GEO) 30
1.4.9.2 Stima dei cedimenti (SLE) 31
1.4.10 Dimensionamento platea di fondazione 32
1.4.10.1 Verifiche SLU 34
1.4.10.2 Verifiche SLE 37

1.5 Pesa 39
1.5.1 Verifiche Geotecniche 39
1.5.1.1 Verifca di portanza del terreno (GEO) 39
1.5.1.2 Stima dei cedimenti (SLE) 40
1.5.2 Dimensionamento platea di fondazione 41
1.5.2.1 Verifiche SLU 41
1.5.2.2 Verifiche agli SLE 44

1 RELAZIONE DI CALCOLO

1.1 Quadro normativo di riferimento

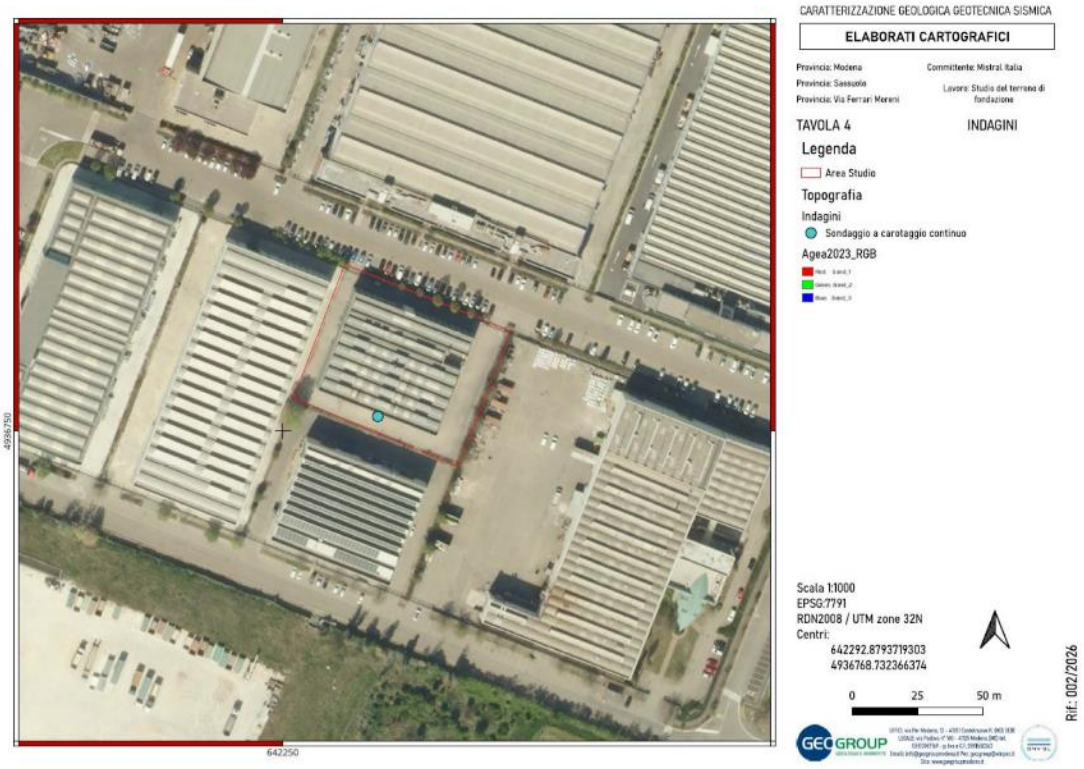
Il progetto è stato redatto utilizzando il metodo degli stati limite. I riferimenti normativi principali sono il DM 17/01/2018 e relativa circolare del 21/01/2019 e gli EUROCODICI.

Segue elenco completo delle norme di riferimento.

- D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare esplicativa del 21 Gennaio 2019 - Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018;
- Eurocodici strutturali (Eurocodice 2 - UNI EN 1992-1-1, Eurocodice 7 - UNI EN 1997-1-1, Eurocodice 8 - UNI EN 1998-1-1);
- Legge 5 novembre 1971 n° 1086 “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”.

1.2 Esito della relazione geologica e geotecnica

Al fine di caratterizzare i terreni presenti nell'area in esame è stata commissionata una campagna geologica di cui si allega la relazione a cura del Dott. Geol. Pier Luigi Dallari datata Gennaio 2026. Le prove geologiche eseguite consistono in un sondaggio verticale a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, oltre che ad una indagine sismica passiva HVSR.



Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche eseguite, è emersa la presenza di un deposito alluvionale costituito principalmente da alternanze di litotipi ghiaiosi e ghiaioso sabbiosi. Il modello geotecnico di riferimento è risultato essere il seguente:

MODELLO GEOTECNICO MEDIO					MISTRAL ITALIA - SASSUOLO							
Unità	Spessore medio [m]	Profondità Iniziale	Profondità Finale	Terreno	γ	γ'	φ	EY	Eoed	Mv	Dr	v
U1	0.8	0	0.8	Asfalto e riporto ghiaioso	17	20	28	35000	9000	0.000111	60	0.29
U2	0.4	0.8	1.2	Ciottoli arrotondati	17.9	21.1	31	48450	11168	0.000090	73.56	0.27
U3	4.8	1.2	6	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	19.3	22	33	79130	16508	0.000061	80	0.22
U4	3	6	9	Ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa	19.5	22.21	33	73500	17946	0.000056	74.97	0.20
U5	1.2	9	10.2	Ghiaia con sabbia	19.3	22.2	32	76770	16098	0.000062	96.32	0.22
U6	0.3	10.2	10.5	Sabbia limosa con ciottoli	18.5	20.5	28	35000	8500	0.000118	0.6	0.30
U7	0.5	10.5	11	Ghiaia in matrice sabbiosa	19	22	30	55000	13500	0.000074	0.6	0.26
U8	2	11	13	Sabbia ghiaiosa	18.1	21.2	30	34400	11579	0.000086	74.74	0.27
Modello geotecnico ottenuto dall'interpolazione dei valori caratteristici definiti attrverso i sondaggi eseguiti nel 2004					[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kPa]	[kPa]		[%]	

Dove:

γ [kN/m³] = peso di volume del terreno naturale e saturo;

Φ'[°] = angolo di attrito interno efficace;

Eoed [kN/m²] = modulo edometrico;

EY [kN/m²] = modulo elastico;

Dr [%] = densità relativa;

mv = coefficiente di compressibilità volumetrica;

Per quanto riguarda la classificazione del sottosuolo, i terreni presentano una Vs30 di 455 m/s, pertanto ricadono in categoria B.

HVSR	V_{S30}	455 m/s

ROCCE TENERE E DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MOLTO ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MOLTO CONSISTENTI, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA 360 M/S E 800 M/S.

Dalle prove non è emersa la presenza di alcuna superficie piezometrica alla data delle indagini.

Il coefficiente di sottofondazione di Bowles, così come riportato sulla relazione geologica è pari a Ks = 28442.53 kN/m³.
A favore di sicurezza nei calcoli che seguono si è assunto Ks = 10000 kN/m³ = 1.00 daN/cm³.

1.3 Fondazioni cabina elettica MT

1.3.1 Verifiche Geotecniche

1.3.1.1 Verifca di portanza del terreno (GEO)

Approccio	2		A1	M1	R3				γ_M
Combinazione	1							$\tan \phi'_k$	1
					γ_R			c'_k	1
				Portanza	2,3			c_{uk}	1
Condizioni	Drenate			Scorrimento	1,1			γ	1

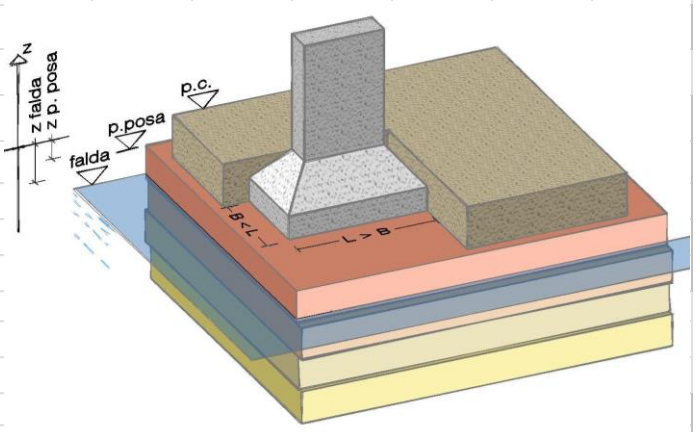
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m³	$\gamma_{k\ sat}$ kN/m³	c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m³	$\gamma_{sat\ d}$ kN/m³
0	0	31	17,9	21,1	0,00	0,00	31,00	17,90	21,10

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p.posa}$	-0,7	m
Profondità falda	z_{falda}	-80	m
Larghezza fondazione	B	5,92	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

	Considerare				
	no	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1	1	1	1	1
c	1	1	1	1	1
γ	1	1	1	1	
	Forma fondazione (Mayerhof)	Inclinazione carico (Hansen-Vesic)	Inclinazione piano di posa	Inclinazione piano campagna	Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)



Contributi				
Sovraccarico	q	0,26	MPa	15,80%
Coesione	c	0,000	MPa	0,00%
Attrito	γ	1,38	MPa	84,20%

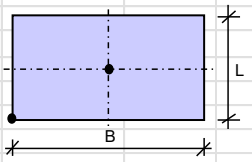
Portanza	1,636	MPa
	1635,78	kPa
Portanza / γ_R	0,711	MPa
	711,21	kPa
	7,11	**kg/cm2**

Come da calcolo del progettista della sovrastruttura, essendo la pressione massima sul terreno pari a 36 kPa, le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

1.3.1.2 Stima dei cedimenti (SLE)

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN	**2.937,0**
N_s = N.o strati del terreno =	**2**
B = larghezza fondazione = m	**5,40**
L = lunghezza fondazione = m	**15,90**
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq	34,2
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :	**Centro**
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:	
B' = m	2,70
L' = m	7,95
K_z =	4,00
K_x =	-
K_y =	-



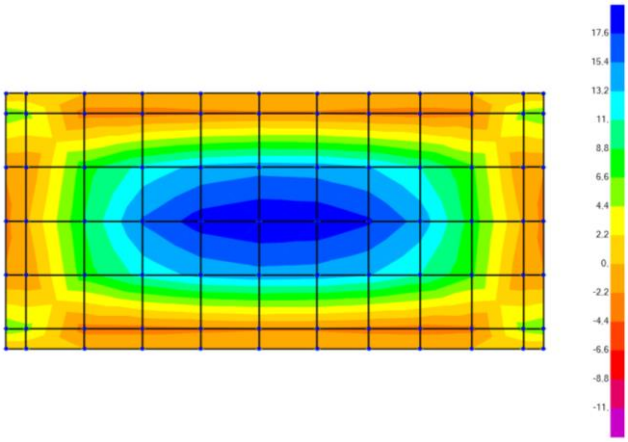
								Parametri Strati terreno per calcolo:				Totali
								Cedim. Totali		**Cedim. Immediati**		$w_T = \Sigma w_{T,j}$
Strato j	**Tipo terreno**	s_j (m)	z_j (m)	z_{j+1} (m)	Δ_{zi} (m)	Δ_{zi} (ausiliaria)	$N_{ss} = s_j/\Delta_{zi}$	**E** (kN/mq)	**ν**	**E** (kN/mq)	**ν**	$w_{T,j}$
1		**4,00**	-	4,00	**0,50**	0,50	8,0	**35.000**	**0,29**	-	-	0,34
2		**4,80**	4,00	8,80	**0,50**	0,50	9,6	**48.500**	**0,27**	-	-	0,15
-		-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	1,00	-	-	-	-	-	-
			z_{max} = m	8,80		ΣN_{ss}=	17,6				Σw_j =	**0,49**

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

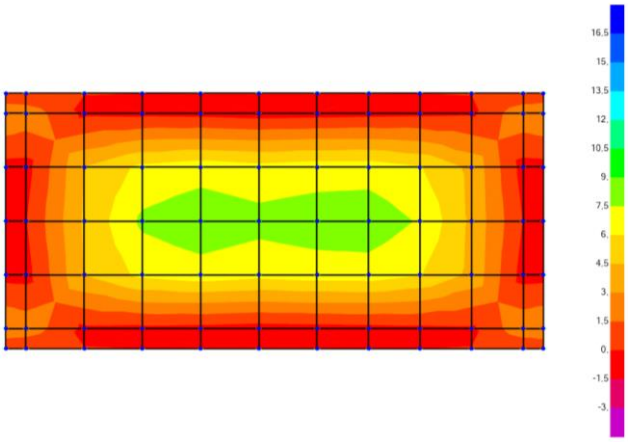
Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.3.2 Dimensionamento platea di fondazione

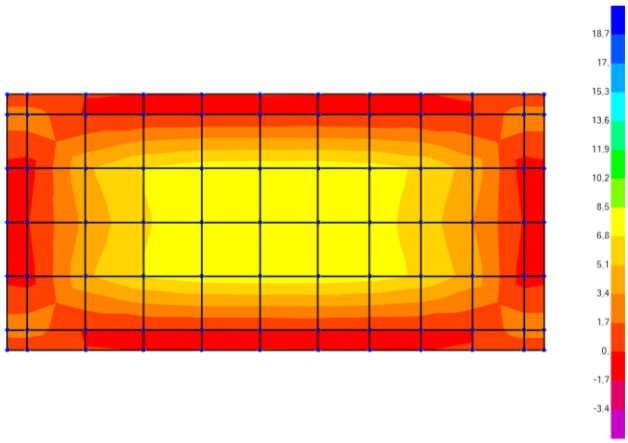
Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU e SLV ricavate dal modello di calcolo.



Sollecitazioni M_{max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - M_{max}=18.50 kNm



Sollecitazioni M_{max} combinazione sismica SLV dir. X+0.3Y, espresse in kNm - M_{max}=8.02 kNm



Sollecitazioni M_{max} combinazione sismica SLV dir. Y+0.3X, espresse in kNm - M_{max}=7.82 kNm

1.3.2.1 Verifiche SLU

Si assuma un'armatura base composta da reti Ø8/20" poste superiormente ed inferiormente; si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

Verifica a flessione

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,0352	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,0152	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	1,0000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,9567	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	2,5652	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	2,5652	[-]
CAMPO 2a			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	0,0715	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	14,09	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0,000770	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	0,010000	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,3356	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,3456	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	0,3191	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	124,85	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	0,000606	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**19,0**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**18,5**	**[kNm]**

La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a punzonamento

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio	Resistenza caratteristica a compressione cubica	**Rck =**	**30,00**	**N/mmq**
(punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	24,90	N/mmq
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	32,90	N/mmq
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2,56	N/mmq
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3,07	N/mmq
	Modulo elastico	Ecm =	31.447,16	N/mmq
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	αcc =	0,85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γc =	1,50	
	Resistenza di calcolo a compressione	**fcd =**	**14,11**	**N/mmq**
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1,79	N/mmq
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1,19	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	εc1 =	0,200%	
	Deformazione ultima	εcu =	0,350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre (ϕ<32)	fbk =	4,03	N/mmq
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre (ϕ<32)	fbd =	2,69	N/mmq
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σc =	14,94	N/mmq
	Tensione massima per cmb. quasi permaennte	σc =	11,21	N/mmq
1.2. Acciaio in barre per armature	Tensione caratteristica di snervamento	**fyk =**	**450,00**	**N/mmq**
(punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540,00	N/mmq
	Coefficiente parziale di sicurezza	γs =	1,15	
	Resistenza di calcolo	**fyd =**	**391,30**	**N/mmq**
	Modulo elastico	Esm =	206.000,00	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	εyd =	0,190%	
	Deformazione ultima	εud =	2,500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σs =	360,00	N/mmq
$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25\ d \leq f_{ywd}$	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	$f_{ywd,ef}$ =	292,50	N/mmq

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica				
Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate	Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		interno	
	Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
	Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	120,00	mm
	Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	1.000,00	mm
	Spessore soletta	h =	200,00	mm
	Copriferro baricento armatura tesa	c =	30,00	mm
	Altezza utile	d =	170,00	mm
	Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	2.240,00	mm
	Perimetro di verifica di base **utilizzato**	u_1 =	4.960,00	mm
	Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	843.200,00	mmq
	Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	251,33	mmq/m
	Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	251,33	mmq/m
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	336.000,00	mmq
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	160.000,00	mmq

3. Sollecitazioni		comb=	FZ Max	
elemento	Fondazione			
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0,00	mm
Contibuto terreno	no	ex=	0,00	mm
		e=	0,00	mm
Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno	$\beta = 1 + 1{,}8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$	κ =	1,5	
		W1x=	2.232.141,50	mm^2
		W1y=	2.337.741,50	mm^2
		β =	1,00000	
	$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	β x =	1,00000	
		β y =	1,00000	
	Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	$v_{ed,0}$=	0,0788	N/mm^2
	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$	$v_{ed,0\,x}$=	0,0788	N/mm^2
		$v_{ed,0\,y}$=	0,0788	N/mm^2
	Tensione massima di taglio sul perimetro di base	$v_{ed,1}$=	0,0356	N/mm^2
	$v_{Ed} = \beta\frac{V_{Ed}}{u_i d}$	$v_{ed,1X}$ =	0,0356	N/mm^2
		$v_{ed,1Y}$=	0,0356	N/mm^2
	contributo del terreno per **fondazione**	σt =	**0,0500**	N/mm^2
	area influenza pilastro	A =	1.344.000	mm^2
	peso proprio fondazione	Pp =	6.720	N
		ΔV_0 =	-	N
		ΔV_1 =	-	N
		$v_{ed,Red,0}$=	0,0788	N/mm^2
		$v_{ed,Red,0,\,x}$ =	**0,0788**	N/mm^2
		$v_{ed,Red,0,\,y}$ =	**0,0788**	N/mm^2
		$v_{ed,Red,1}$=	0,0356	N/mm^2
		$v_{ed,Red,1,X}$ =	**0,0356**	N/mm^2
		$v_{ed,Red,1,Y}$ =	**0,0356**	N/mm^2

4. Verifiche				
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρlx =	0,0013	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρly =	0,0013	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0,0013	< 0,02
	Coefficiente k = 1+(200/d)^0,5	k =	2,0000	> 2
	Coefficiente CRd,c = 0,18/γc	CRd,c =	0,1200	
	Coefficiente vmin = 0,035*k^1,5*fck^0,5	vmin =	0,4940	
	Coefficiente k1	k1 =	0,1000	

FONDAZIONE						
	a (2d consigliato) =	340,00	mm	**2*d =**	340,00	mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	**vrd =**	**0,35**	N/mm^2	NON VERIFICATO		
$v_{Rd} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}$	ved/vrd =	0,10		NON ARMARE		
	vedx/vrd =	0,10		NON ARMARE IN X		
	vedy/vrd =	0,10		NON ARMARE IN Y		

La verifica risulta soddisfatta anche con l'armatura base.

1.3.2.2 Verifiche SLE

Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	13,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	200	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	3	[mm]
Altezza utile della sezione	d	197	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	251	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	251	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	32,02	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	116728993	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**3,80**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**293,84**	**[MPa]**

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	7,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	200	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	3	[-]
Altezza utile della sezione	d'	197	[-]
Area dell'armatura tesa	As	251	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	251	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	32,02	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	116728993	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**2,06**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**159,22**	**[MPa]**

Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**7,51**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	32,02	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	159,22	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7,5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	7500	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03351	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000592	[-]
		0,000592	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	8,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	50,78	[mm]
		218,38	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1292**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**10,56**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	32,02	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	223,88	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	7,5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	7500	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03351	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000906	[-]
		0,000906	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	8,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	50,78	[mm]
		-37,20	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**-0,0337**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,4**	**[mm]**

1.4 Centrale termica

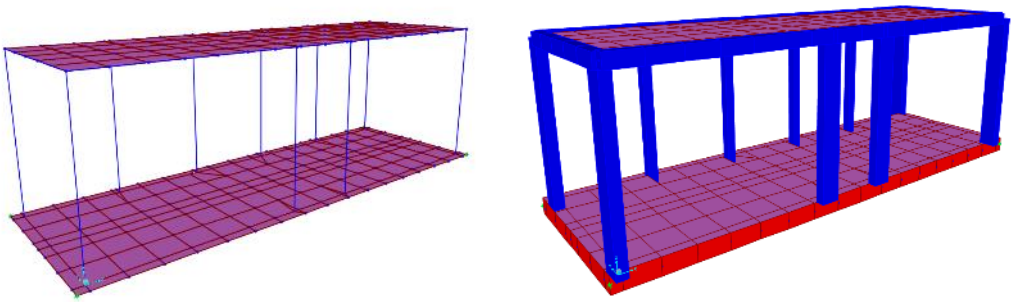
1.4.1 Criteri di modellazione

L'analisi e la verifica della struttura è stata eseguita mediante un modello FEM realizzato con il software SAP2000, riproducendo in maniera fedele la geometria, i carichi e le condizioni di vincolo esterne ed interne. In particolare, travi e pilastri sono stati modellati con elementi beam a 2 nodi, mentre la soletta di copertura è modellata con elementi a 4 nodi tipo shell.

Lo studio del sistema di fondazione è stato condotto sullo stesso modello, nel quale è stata prevista la presenza della platea. Quest'ultima è stata modellata con elementi shell a 4 nodi con costante di sottofondo alla Winkler kw=10 N/cm^3.

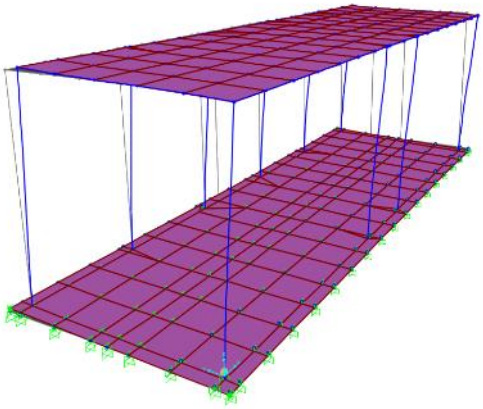
Sul modello implementato sono stati applicati i carichi di progetto e sono state condotte analisi lineari statiche e dinamiche.

Si riporta un'immagine del modello FEM implementato.

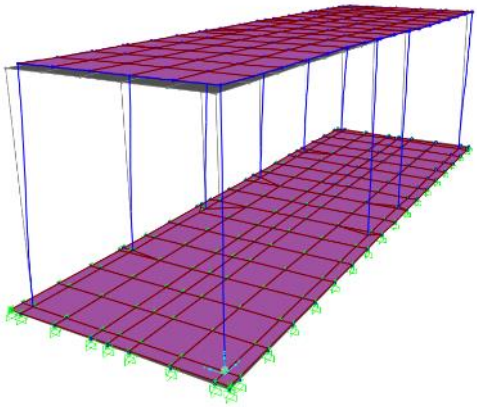


Modello FEM

1.4.2 Principali risultati dell'analisi modale



Modo 1 – T=0.43 sec. – modo dir. Y

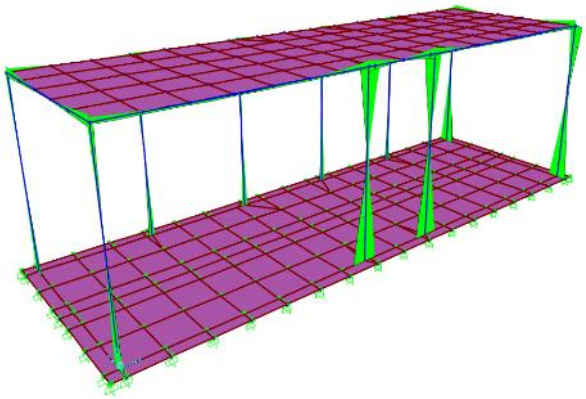


Modo 2 – T=0.38 sec. – modo dir. X

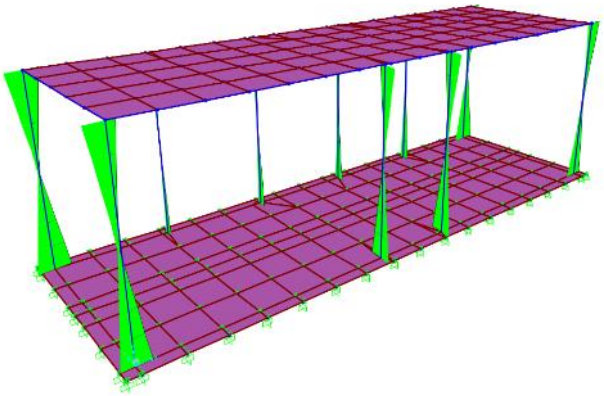
TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1,00	0,43	0,00	0,41	0,00
MODAL	Mode	2,00	0,38	0,40	0,00	0,00

1.4.3 Diagrammi di sollecitazione

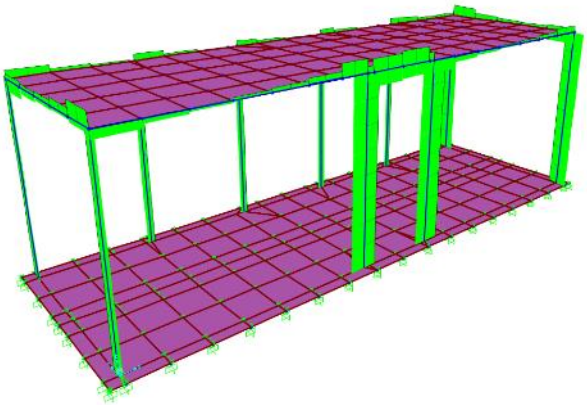
Si riportano i principali risultati ottenuti dal modello FEM.



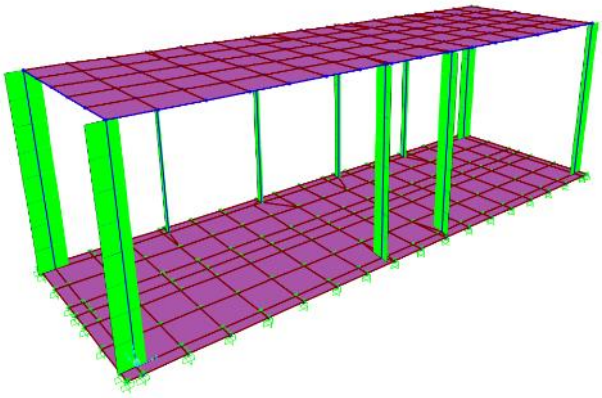
Inviluppo SLU/SLV – Momenti M33



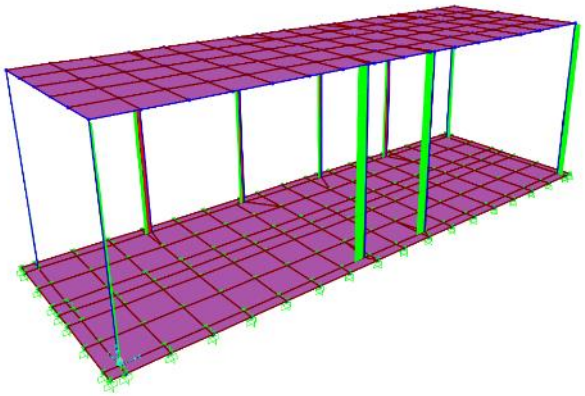
Inviluppo SLU/SLV – Momenti M22



Inviluppo SLU/SLV – Sollecitazioni taglianti V22

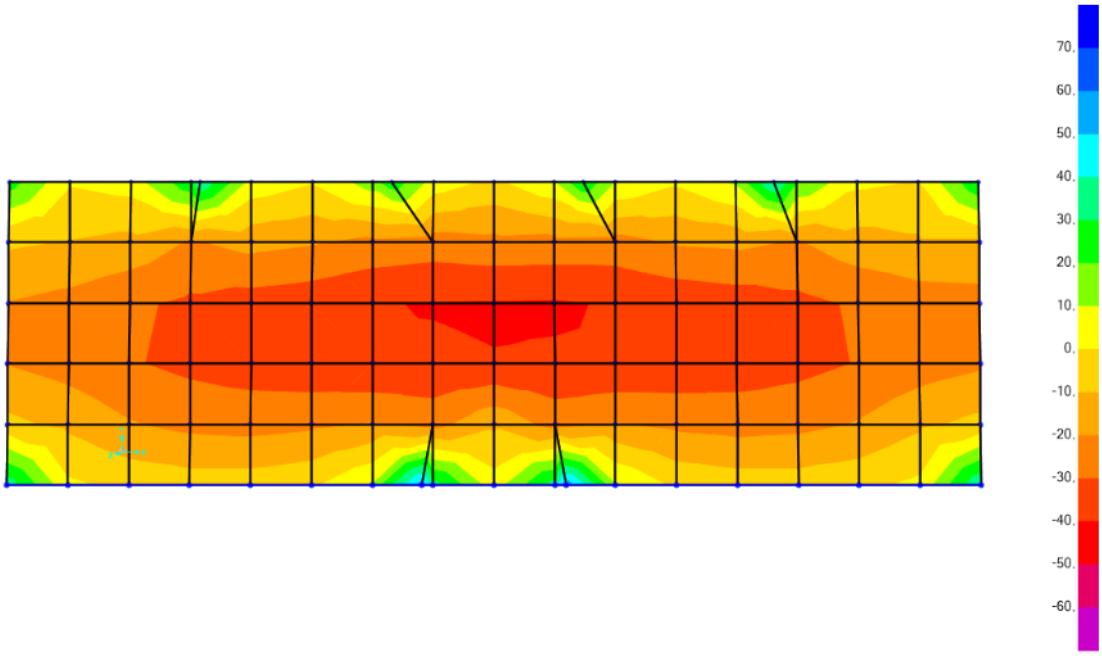


Inviluppo SLU/SLV – Sollecitazioni taglianti V33



Inviluppo SLU/SLV – Sollecitazioni assiali N

1.4.4 Dimensionamento soletta di copertura



Sollecitazioni flessionali

1.4.4.1 Verifiche SLU

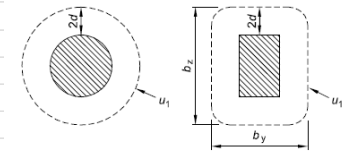
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,1615	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,2941	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	1,0000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-0,8052	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	-0,2477	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,0616	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,0616	[-]
CAMPO 3			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	#DIV/0!	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	#DIV/0!	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0,003500	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	#DIV/0!	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,4000	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	-0,2739	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	-107,17	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	#DIV/0!	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**59,7**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**40,3**	**[kNm]**

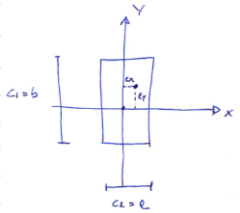
Si riporta di seguito la verifica a punzonamento

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio	Resistenza caratteristica a compressione cubica	**Rck =**	**35,00**	**N/mmq**
(punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	29,05	N/mmq
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	37,05	N/mmq
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2,83	N/mmq
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3,40	N/mmq
	Modulo elastico	Ecm =	32.588,11	N/mmq
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	αcc =	0,85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γc =	1,50	
	Resistenza di calcolo a compressione	**fcd =**	**16,46**	**N/mmq**
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1,98	N/mmq
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1,32	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	εc1 =	0,200%	
	Deformazione ultima	εcu =	0,350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre (ϕ<32)	fbk =	4,47	N/mmq
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre (ϕ<32)	fbd =	2,98	N/mmq
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σc =	17,43	N/mmq
	Tensione massima per cmb. quasi permaennte	σc =	13,07	N/mmq
1.2. Acciaio in barre per armature	Tensione caratteristica di snervamento	**fyk =**	**450,00**	**N/mmq**
(punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540,00	N/mmq
	Coefficiente parziale di sicurezza	γs =	1,15	
	Resistenza di calcolo	**fyd =**	**391,30**	**N/mmq**
	Modulo elastico	Esm =	206.000,00	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	εyd =	0,190%	
	Deformazione ultima	εud =	2,500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σs =	360,00	N/mmq
$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25\ d \le f_{ywd}$	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	**$f_{ywd,ef}$ =**	292,50	N/mmq

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate



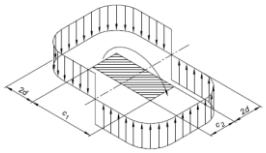


Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		bordo1	
Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	300,00	mm
Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	300,00	mm
Spessore soletta	h =	220,00	mm
Copriferro baricento armatura tesa	c =	50,00	mm
Altezza utile	d =	170,00	mm
Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	810,00	mm
Perimetro di verifica di base **utilizzato**	u_1 =	2.260,00	mm
Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	384.200,00	mmq
Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	763,41	mmq/m
Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	763,41	mmq/m
Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	215.600,00	mmq
Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	140.800,00	mmq

3. Sollecitazioni

		comb=	FZ Max	
elemento	Piastra			
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0,00	mm
Contibuto terreno	no	ex=	0,00	mm
		e=	0,00	mm
		κ =	1,5	
	$\beta = 1 + 1{,}8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$	W1x=	707.921,23	mm^2
		W1y=	707.921,23	mm^2
		β =	1,00000	
	$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	β x =	1,00000	
		β y =	1,00000	
	Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	$v_{ed,0}$=	1,3653	N/mm^2
	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$	$v_{ed,0\,x}$=	1,3653	N/mm^2
		$v_{ed,0\,Y}$=	1,3653	N/mm^2
	Tensione massima di taglio sul perimetro di base	$v_{ed,1}$=	0,4893	N/mm^2
	$v_{Ed} = \beta\frac{V_{Ed}}{u_i d}$	$v_{ed,1X}$ =	0,4893	N/mm^2
		$v_{ed,1Y}$ =	0,4893	N/mm^2
	contributo del terreno per **fondazione**	σt =	**0,0500**	N/mm^2
	area influenza pilastro	A =	627.200	mm^2
	peso proprio fondazione	Pp =	3.450	N

Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno



4. Verifiche

Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρlx =	0,0035	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρly =	0,0035	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0,0035	< 0,02
Coefficiente k = 1+(200/d)^0,5	k =	2,0000	> 2
Coefficiente CRd,c = 0,18/γc	CRd,c =	0,1200	
Coefficiente vmin = 0,035*k^1,5*fck^0,5	vmin =	0,5336	
Coefficiente k1	k1 =	0,1000	

PIASTRA						
	a (2d consigliato) =	340,00	mm	**2*d =**	340,00	mm
taglio resistente sul perimetro di base u1 per piastra	**vrd,c =**	**0,52**	N/mm2	**NON VERIFICATO**		
	ved,1/vrdc =	0,94		**NON ARMARE**		
$v_{Rd,c} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1\sigma_{cp})$	**vedx/vrdc =**	0,94		**NON ARMARE IN X**		
	vedy/vrdc =	0,94		**NON ARMARE IN Y**		

1.4.4.2 Verifiche SLE

Verifiche alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	30,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	220	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	170	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1272	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1272	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	61,10	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	304719655,9	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**6,13**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**163,82**	**[MPa]**

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	30,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	220	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	170	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1272	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1272	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	61,10	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	304719655,9	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**6,14**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**164,04**	**[MPa]**

Verifiche di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**30,6**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	61,10	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	164,04	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	52,9669173	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	52966,9173	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02402	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000516	[-]
		0,000516	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	297,39	[mm]
		206,57	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1065**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,2**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**30,6**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	61,10	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	164,04	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	52,9669173	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	52966,9173	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,02402	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000516	[-]
		0,000516	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	297,39	[mm]
		-75,01	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**-0,0387**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,4**	**[mm]**

Verifiche di deformabilità

I valori della deformazione hanno dimensione non significativa.

1.4.5 Travi perimetrali

Si tratta di travi ricalate 30x40cm; si riportano di seguito le verifiche relative.

1.4.5.1 Verifiche SLU

si ha un'armatura composta da 3+3Ø20, con aggiunta di 2+2Ø20 nelle zone maggiormente sollecitate.

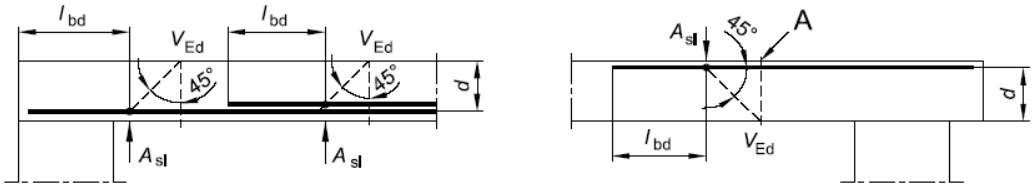
DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,3139	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,1111	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	1,0000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	0,3510	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	1,0000	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,1712	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,1712	[-]
CAMPO 3			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	#DIV/0!	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	#DIV/0!	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0,003500	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	#DIV/0!	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,4000	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	0,5493	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	214,95	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	#DIV/0!	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**196,7**	**[kNm]**
Momento sollecitante a SLU assunto in valore assoluto	M_{Ed}	**167,0**	**[kNm]**

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
Resistenza offerta dal calcestruzzo teso			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	122,54	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,75	[-]
		1,75	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0,014544	[-]
		0,014544	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	81,37	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	49,31	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	**81,37**	**[kN]**
Resistenza offerta dalle bielle compresse			
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato	υ	0,5232	[-]
Resistenza offerta dalle bielle compresse	V_{Rd}	**512,32**	**[kN]**

Resistenza offerta dall'orditura a taglio			
Considerare o meno il contributo del calcestruzzo teso		no	[-]
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm^2]
Braccio della coppia interna	z	324	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	127,46	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	417,07	[mm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	**127,46**	**[kN]**

1.4.5.2 Verifiche SLE

Verifiche alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	67,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	360	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1571	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	138,73	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1650275357	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**5,71**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**136,58**	**[MPa]**

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	67,9	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	360	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1571	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1571	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	138,73	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1650275357	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**5,71**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**136,58**	**[MPa]**

Verifiche di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**67,91**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	138,73	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	136,58	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	87,088576	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	26126,5728	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,06012	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000529	[-]
		0,000529	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	192,55	[mm]
		192,55	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1019**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,2**	**[mm]**

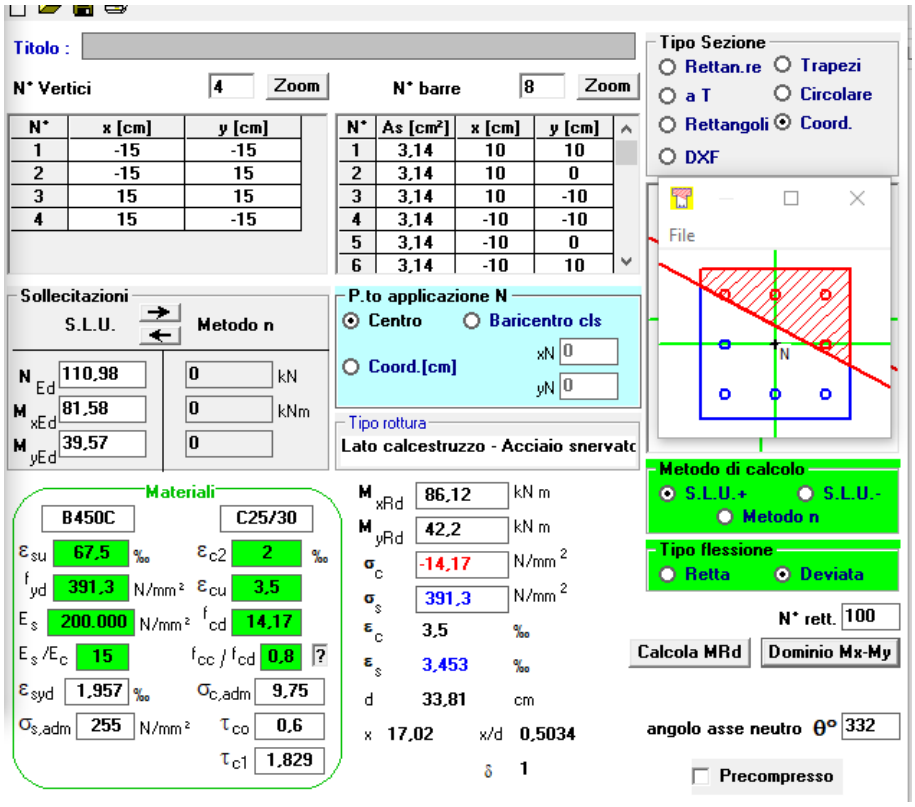
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**67,91**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	138,73	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	136,58	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	87,088576	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	26126,5728	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,06012	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000529	[-]
		0,000529	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	192,55	[mm]
		192,55	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1019**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,4**	**[mm]**

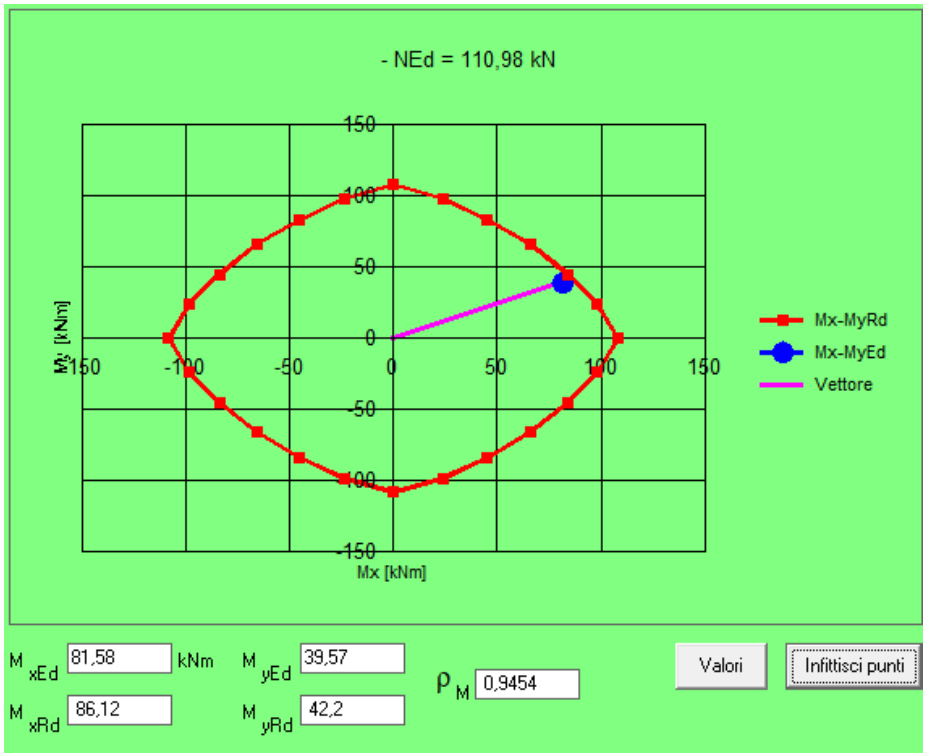
Verifiche di deformabilità

I valori della deformazione hanno dimensione non significativa.

1.4.6 Pilastri 30x30cm

1.4.6.1 Verifiche SLU





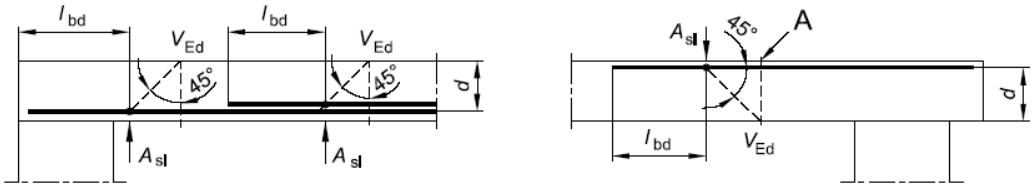
DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

Resistenza offerta dal calcestruzzo teso			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	33,1	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,88	[-]
		1,88	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0,012083	[-]
		0,012083	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata

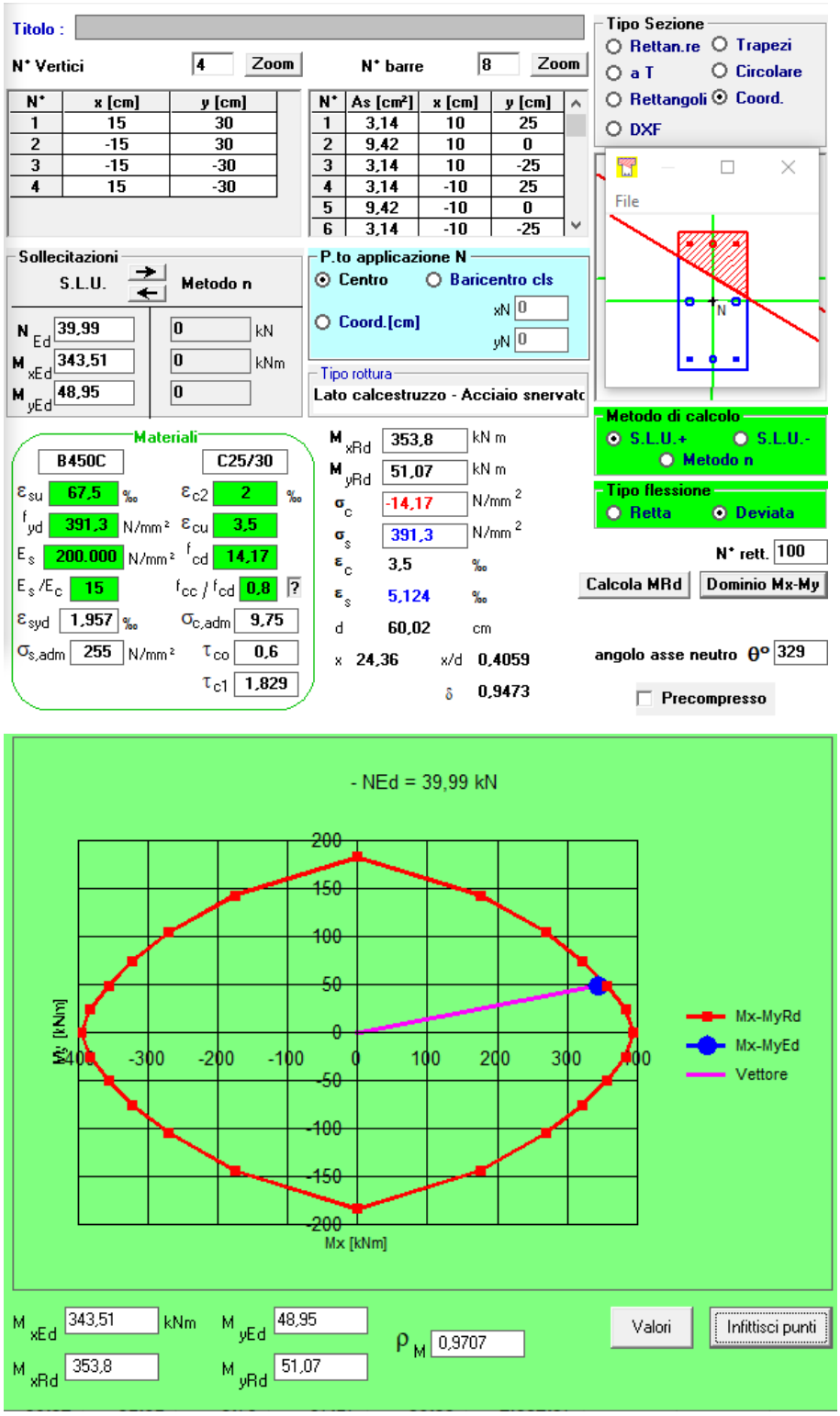


Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	59,41	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	39,71	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	**59,41**	**[kN]**
Resistenza offerta dalle bielle compresse			
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato	υ	0,5232	[-]
Resistenza offerta dalle bielle compresse	V_{Rd}	**370,01**	**[kN]**

Resistenza offerta dall'orditura a taglio			
Considerare o meno il contributo del calcestruzzo teso		no	[-]
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm^2]
Braccio della coppia interna	z	234	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	92,05	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	417,07	[mm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	**92,05**	**[kN]**

1.4.7 Pilastri 30x60cm

1.4.7.1 Verifiche SLU

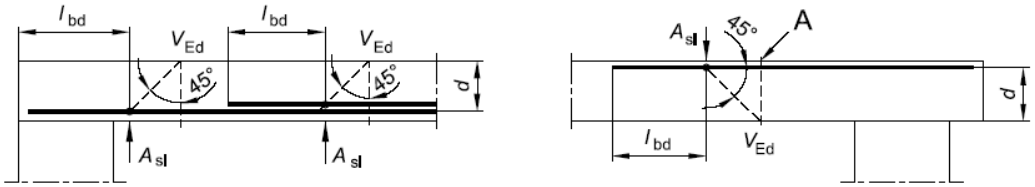


DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
Resistenza offerta dal calcestruzzo teso			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	110,48	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,88	[-]
		1,88	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0,014097	[-]
		0,014097	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	125,09	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	79,43	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	**125,09**	**[kN]**
Resistenza offerta dalle bielle compresse			
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato	υ	0,5232	[-]
Resistenza offerta dalle bielle compresse	V_{Rd}	**740,01**	**[kN]**

Resistenza offerta dall'orditura a taglio			
Considerare o meno il contributo del calcestruzzo teso		no	[-]
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	8	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	28	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm^2]
Braccio della coppia interna	z	234	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,88	[-]
		1,88	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	173,12	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	834,13	[mm]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio	$V_{Rd,s}$	**173,12**	**[kN]**

1.4.8 Verifiche SLD

La deformazione massima SLD risulta pari a

$$\delta = 8.32mm < 0.005h = 25.00mm$$

1.4.9 Verifiche delle fondazioni

1.4.9.1 Verifca di portanza del terreno (GEO)

Approccio	2		A1	M1	R3				γ_M
Combinazione	1							$\tan \phi'_k$	1
					γ_R			c'_k	1
				Portanza	2,3			c_{uk}	1
Condizioni	Drenate			Scorrimento	1,1			γ	1

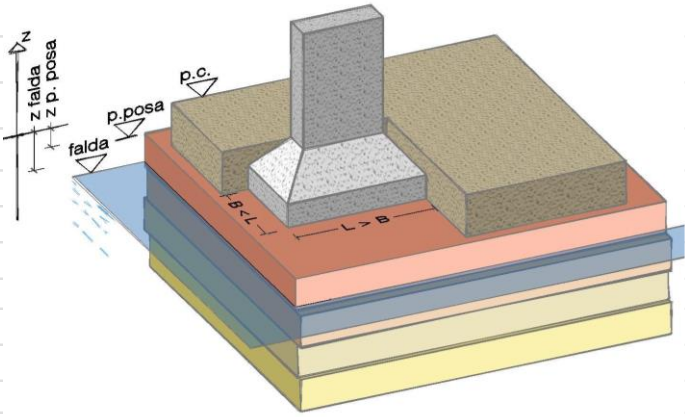
c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m³	$\gamma_{k\ sat}$ kN/m³	c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m³	$\gamma_{sat\ d}$ kN/m³
0	0	31	17,9	21,1	0,00	0,00	31,00	17,90	21,10

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p.posa}$	-0,7	m
Profondità falda	z_{falda}	-80	m
Larghezza fondazione	B	5,4	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

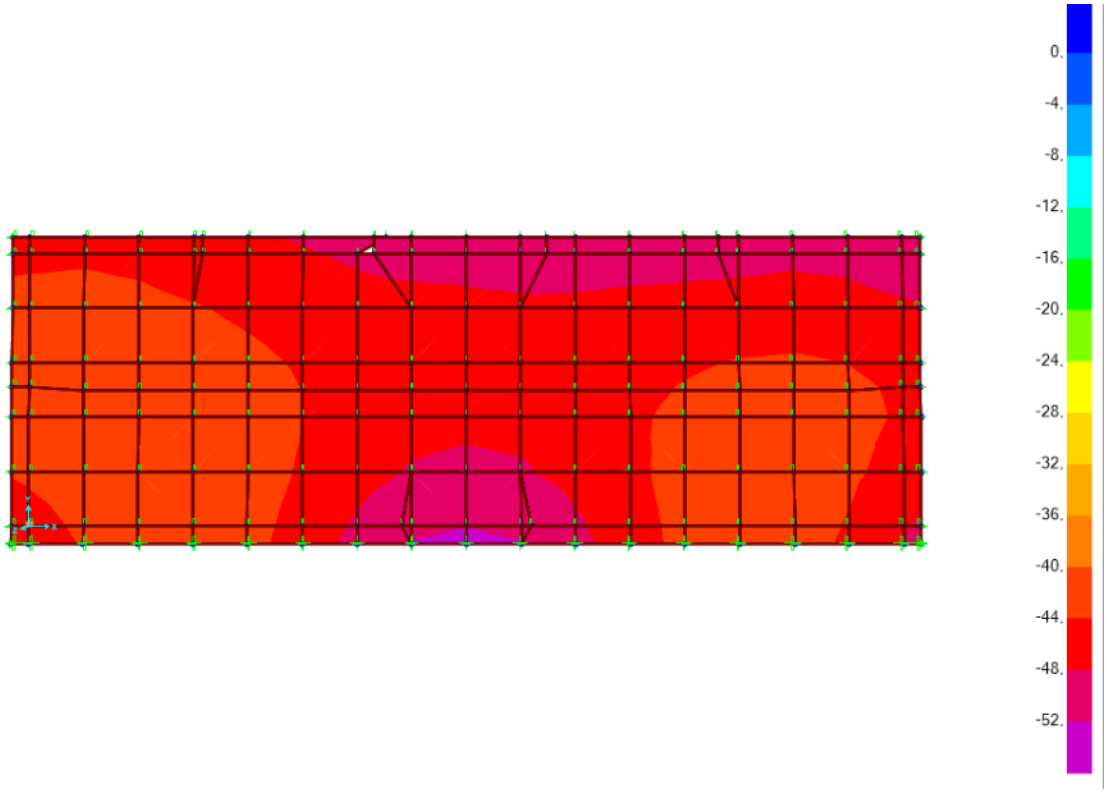
	Considerare				
	no	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1	1	1	1	1
c	1	1	1	1	1
γ	1	1	1	1	
	Forma fondazione (Mayerhof)	Inclinazione carico (Hansen-Vesic)	Inclinazione piano di posa	Inclinazione piano campagna	Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)



Contributi				
Sovraccarico	q	0,26	MPa	17,07%
Coesione	c	0,000	MPa	0,00%
Attrito	γ	1,26	MPa	82,93%

Portanza	1,515	MPa
	1514,80	kPa
Portanza / γ_R	0,659	MPa
	658,61	kPa
	6,59	**kg/cm2**

Si riportano di seguito i diagrammi delle pressioni sul terreno.



Dal calcolo la verifica porge

$$\sigma_t = 52\ kPa < 658\ kPa$$

La verifica è quindi soddisfatta.

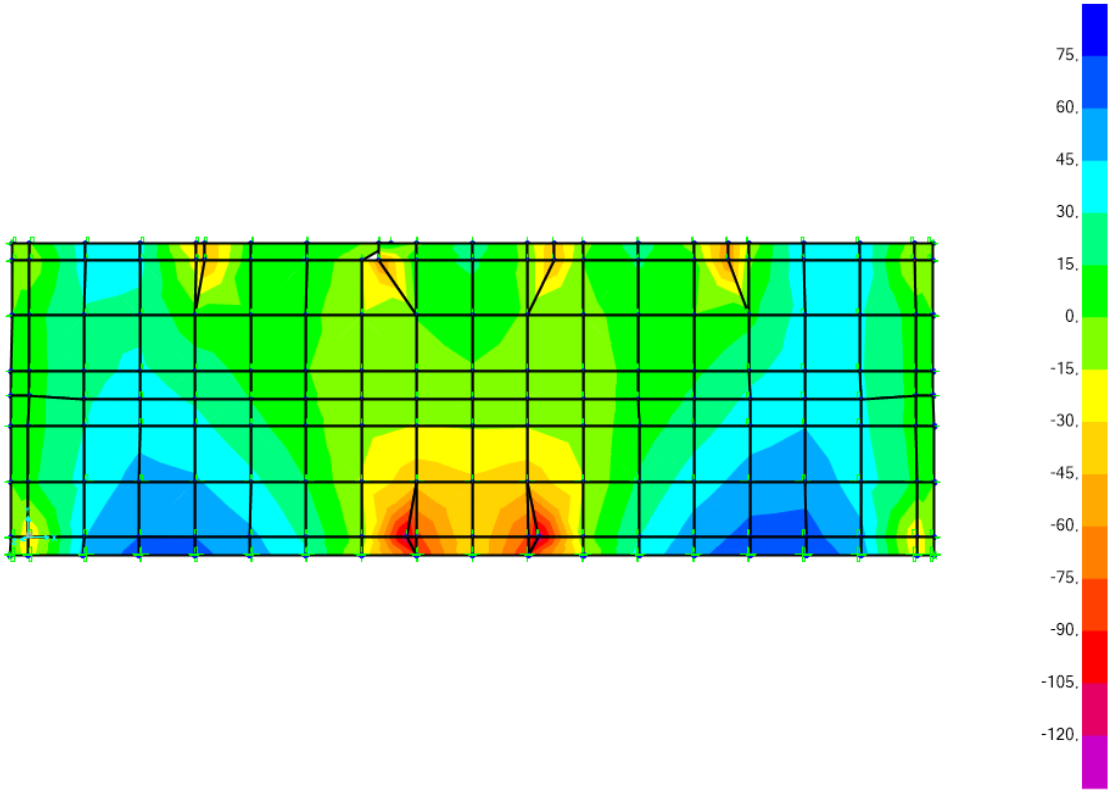
1.4.9.2 Stima dei cedimenti (SLE)

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

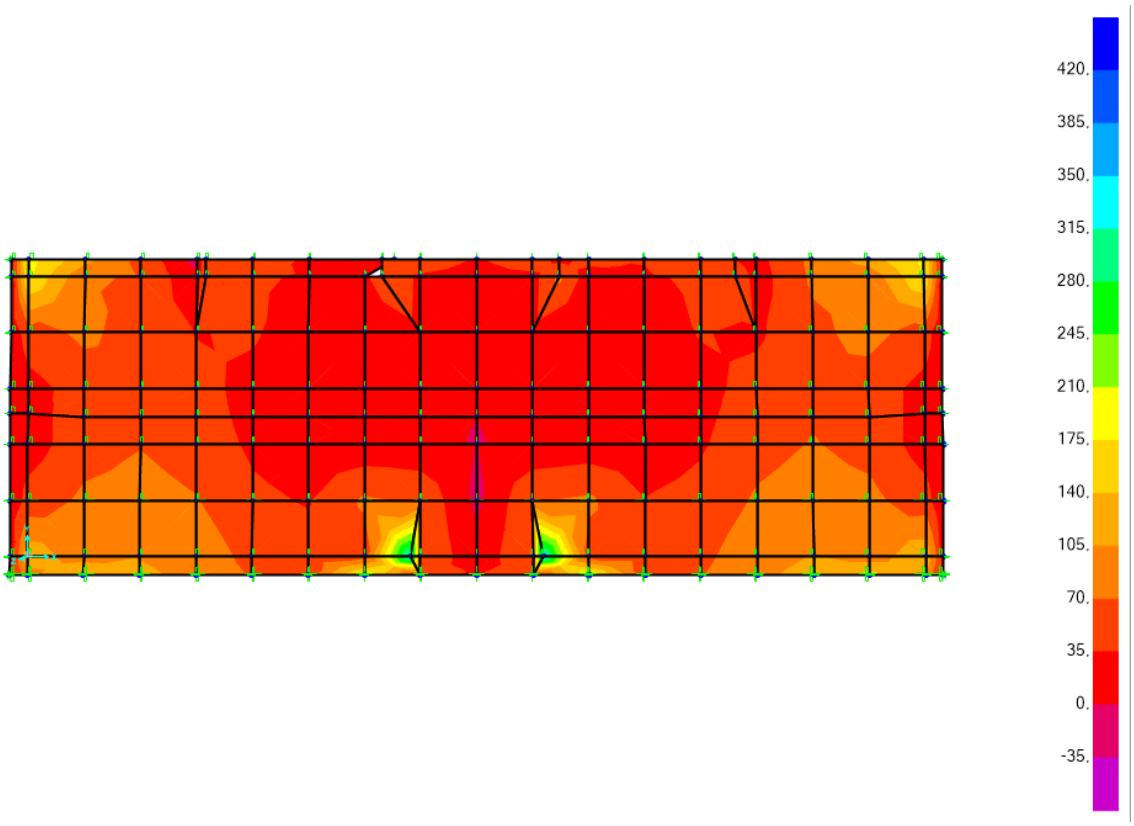
Il cedimento massimo complessivo sui vari strati risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.
Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.4.10 Dimensionamento platea di fondazione

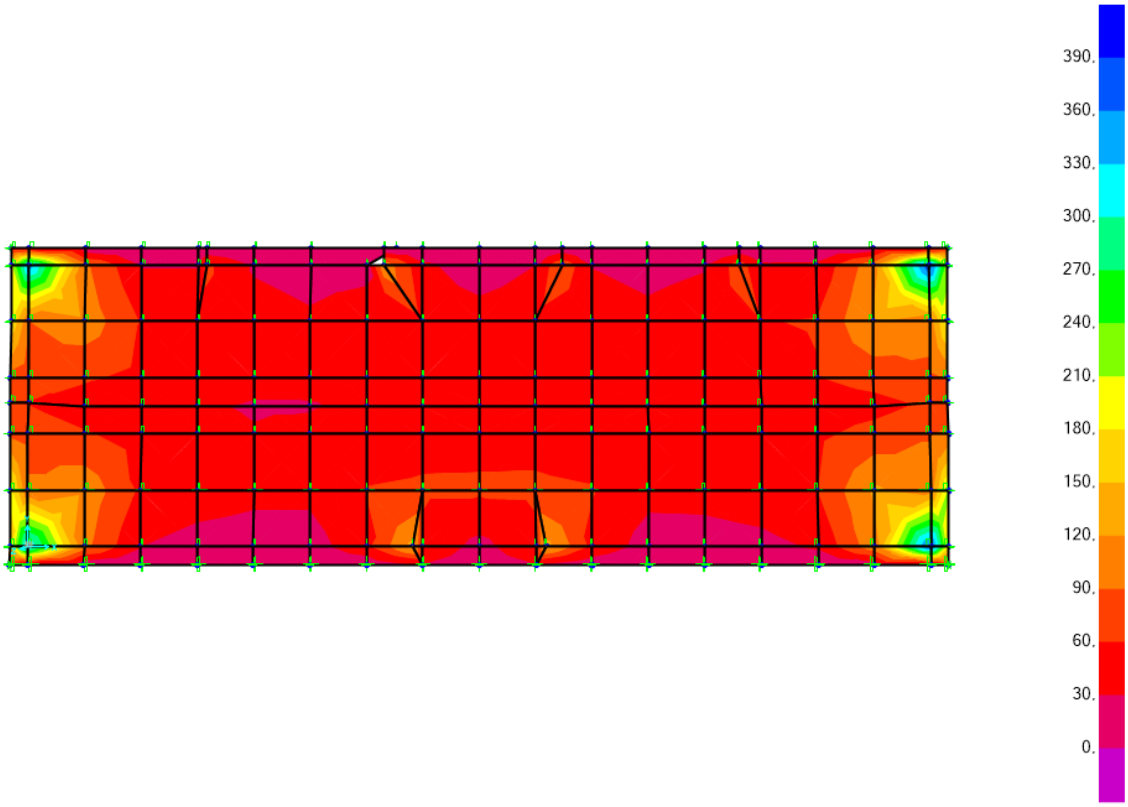
Si Si riportano di seguito le sollecitazioni SLU e SLV ricavate dal modello di calcolo.



Sollecitazioni M_{max} combinazione statica SLU, espresse in kNm - M_{max}=80.83 kNm



Sollecitazioni M_{max} combinazione sismica SLV dir. X+0.3Y, espresse in kNm - M_{max}=250 kNm

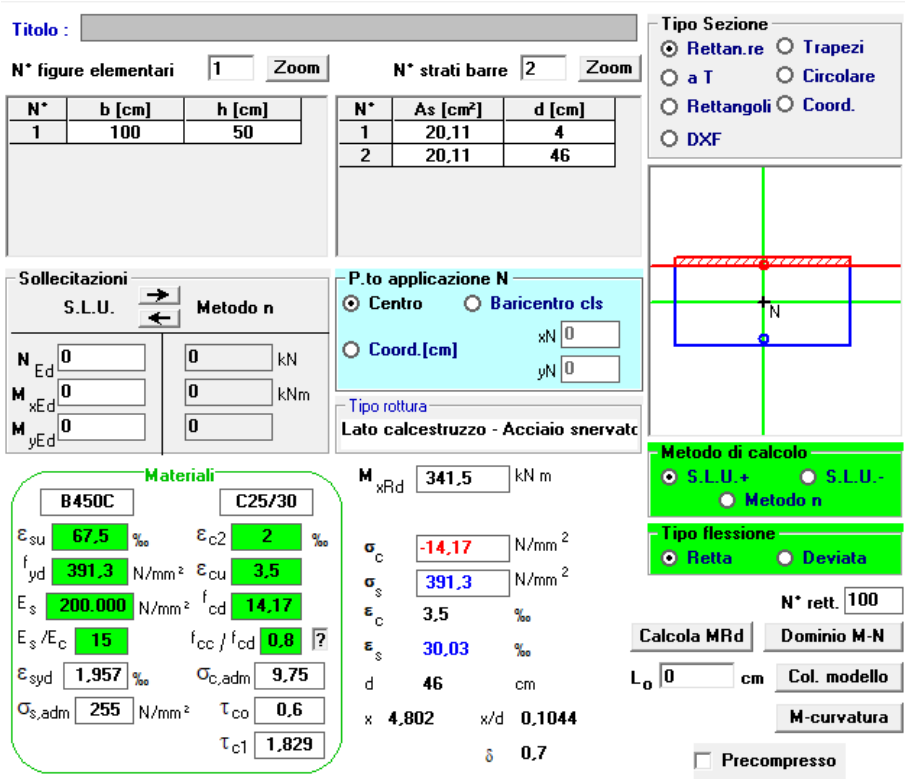


Sollecitazioni M_{max} combinazione sismica SLV dir. Y+0.3X, espresse in kNm - M_{max}=297 kNm

1.4.10.1 Verifiche SLU

Si assuma un'armatura base composta da Ø16/20" + Ø16/20" sup. e inf. per i pilastri maggiormente sollecitati (pil. 30x60cm); si riportano di seguito le verifiche relative ad una fascia di larghezza 1.00m.

Verifica a flessione



La verifica è quindi soddisfatta.

Verifica a punzonamento

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio	Resistenza caratteristica a compressione cubica	**Rck =**	**35,00**	**N/mmq**
(punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	29,05	N/mmq
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	37,05	N/mmq
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2,83	N/mmq
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3,40	N/mmq
	Modulo elastico	Ecm =	32.588,11	N/mmq
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	αcc =	0,85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γc =	1,50	
	Resistenza di calcolo a compressione	**fcd =**	**16,46**	**N/mmq**
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1,98	N/mmq
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1,32	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	εc1 =	0,200%	
	Deformazione ultima	εcu =	0,350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre (ϕ<32)	fbk =	4,47	N/mmq
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre (ϕ<32)	fbd =	2,98	N/mmq
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σc =	17,43	N/mmq
	Tensione massima per cmb. quasi permaennte	σc =	13,07	N/mmq
1.2. Acciaio in barre per armature	Tensione caratteristica di snervamento	**fyk =**	**450,00**	**N/mmq**
(punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540,00	N/mmq
	Coefficiente parziale di sicurezza	γs =	1,15	
	Resistenza di calcolo	**fyd =**	**391,30**	**N/mmq**
	Modulo elastico	Esm =	206.000,00	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	εyd =	0,190%	
	Deformazione ultima	εud =	2,500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σs =	360,00	N/mmq
$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25\ d \leq f_{ywd}$	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	$f_{ywd,ef}$ =	360,00	N/mmq

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica				
Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate	Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		interno	
	Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
	Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	300,00	mm
	Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	300,00	mm
	Spessore soletta	h =	500,00	mm
	Copriferro baricento armatura tesa	c =	60,00	mm
	Altezza utile	d =	440,00	mm
	Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	1.200,00	mm
	Perimetro di verifica di base **utilizzato**	u_1 =	8.240,00	mm
	Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	3.625.600,00	mmq
	Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	603,19	mmq/m
	Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	603,19	mmq/m
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	1.030.000,00	mmq
	Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	1.030.000,00	mmq

3. Sollecitazioni		comb=	FZ Max	
elemento	Fondazione			
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0,00	mm
Contibuto terreno	no	ex=	0,00	mm
		e=	0,00	mm
Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno	$\beta = 1 + 1{,}8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$	κ =	1,5	
		W1x=	4.589.980,46	mm^2
		W1y=	4.589.980,46	mm^2
		β =	1,00000	
	$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	β x =	1,00000	
		β y =	1,00000	
	Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	$v_{ed,0}$=	0,5095	N/mm^2
	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$	$v_{ed,0\,x}$=	0,5095	N/mm^2
		$v_{ed,0\,Y}$=	0,5095	N/mm^2
	Tensione massima di taglio sul perimetro di base	$v_{ed,1}$=	0,0742	N/mm^2
	$v_{Ed} = \beta\frac{V_{Ed}}{u_i d}$	$v_{ed,1X}$ =	0,0742	N/mm^2
		$v_{ed,1Y}$ =	0,0742	N/mm^2
	contributo del terreno per **fondazione**	σt =	**0,0500**	N/mm^2
	area influenza pilastro	A =	4.243.600	mm^2
	peso proprio fondazione	Pp =	53.045	N

4. Verifiche				
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρlx =	0,0012	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρly =	0,0012	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0,0012	< 0,02
	Coefficiente k = 1+(200/d)^0,5	k =	1,6742	< 2
	Coefficiente CRd,c = 0,18/γc	CRd,c =	0,1200	
	Coefficiente νmin = 0,035*k^1,5*fck^0,5	νmin =	0,4087	
	Coefficiente k1	k1 =	0,1000	

FONDAZIONE						
	a (2d consigliato) =	880,00	mm	**2*d =**	880,00	mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	**vrd =**	**0,31**	N/mm^2	NON VERIFICATO		
	ved/vrd =	0,24		NON ARMARE		
$v_{Rd} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}$	**vedx/vrd =**	0,24		NON ARMARE IN X		
	vedy/vrd =	0,24		NON ARMARE IN Y		

La verifica risulta soddisfatta anche con l'armatura base.

1.4.10.2 Verifiche SLE

Verifica di deformazione

Dal modello di calcolo si ricavano valori di deformazione irrilevanti.

Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	61,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	460	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1005	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1005	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	96,29	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2340184031	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**2,54**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**143,63**	**[MPa]**

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	61,6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	500	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	460	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1005	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1005	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	96,29	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	2340184031	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**2,54**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**143,63**	**[MPa]**

Verifica di fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**61,61**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	96,29	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	143,63	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01005	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000077	[-]
		0,000418	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	406,56	[mm]
		524,82	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,2196**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**61,61**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	96,29	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	143,63	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01005	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,18	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000077	[-]
		0,000418	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	406,56	[mm]
		-120,76	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**-0,0505**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,4**	**[mm]**

1.5 Pesa

Si tratta di una platea di fondazione di dimensioni planimetriche 14.25x3.75m circa.

1.5.1 Verifiche Geotecniche

1.5.1.1 Verifca di portanza del terreno (GEO)

Approccio	2
Combinazione	1
Condizioni	Drenate

A1	M1	R3
		γ_R
Portanza		2,3
Scorrimento		1,1

	γ_M
$\tan \phi'_k$	1
c'_k	1
c_{uk}	1
γ	1

c_{uk} kPa	c'_k kPa	ϕ'_k °	γ_k kN/m³	$\gamma_{k\ sat}$ kN/m³
0	0	31	17,9	21,1

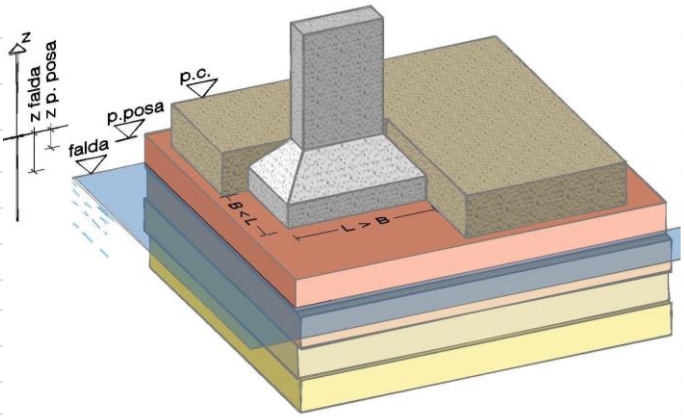
c_{ud} kPa	c'_d kPa	ϕ'_d °	γ_d kN/m³	$\gamma_{sat\ d}$ kN/m³
0,00	0,00	31,00	17,90	21,10

PIANO DI POSA E FALDA

Profondità piano di posa	$z_{p.posa}$	-0,7	m
Profondità falda	z_{falda}	-80	m
Larghezza fondazione	B	3,75	m

PORTANZA modificata secondo Meyerhof e Brinch - Hansen

	Considerare				
	no	si	si	si	si
	s	i	b	g	d
q	1	1	1	1	1
c	1	1	1	1	1
γ	1	1	1	1	
	Forma fondazione (Mayerhof)	Inclinazione carico (Hansen-Vesic)	Inclinazione piano di posa	Inclinazione piano campagna	Profondità piano posa (Brinch-Hansen-Vesic)



Contributi				
Sovraccarico	q	0,26	MPa	22,86%
Coesione	c	0,000	MPa	0,00%
Attrito	γ	0,87	MPa	77,14%

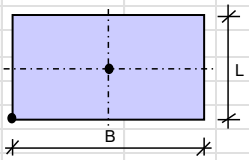
Portanza	1,131	MPa
	1130,93	kPa
Portanza / γ_R	0,492	MPa
	491,71	kPa
	4,92	**kg/cm2**

Essendo la pressione massima sul terreno pari a circa 36 kPa, le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

1.5.1.2 Stima dei cedimenti (SLE)

Si riportano di seguito le calcolazioni per la determinazione dei cedimenti in combinazione SLE, ricavati mediante la teoria di Poulos e Davis (1974).

N = Risultante carico verticale in Combinaz. SLE = kN	**1.280,0**
N_s = N.o strati del terreno =	**2**
B = larghezza fondazione = m	**3,75**
L = lunghezza fondazione = m	**14,25**
q = pressione risultante= N / (B L) = kN/mq	24,0
Zona/Punto in cui si calcola il cedimento :	**Centro**
Parametri in base alla zona/punto in cui si calcola il cedimento:	
B' = m	1,88
L' = m	7,13
K_z =	4,00
K_x =	-
K_y =	-



								Parametri Strati terreno per calcolo:				Totali
								Cedim. Totali		**Cedim. Immediati**		$w_T = \Sigma w_{T,j}$
Strato j	**Tipo terreno**	s_j (m)	z_j (m)	z_{j+1} (m)	Δ_{zi} (m)	Δ_{zi} (ausiliaria)	$N_{ss} = s_j/\Delta_{zi}$	**E** (kN/mq)	**ν**	**E** (kN/mq)	**ν**	$w_{T,j}$
1		**4,00**	-	4,00	**0,50**	0,50	8,0	**35.000**	**0,29**	**-**	**-**	0,22
2		**4,80**	4,00	8,80	**0,50**	0,50	9,6	**48.500**	**0,27**	**-**	**-**	0,08
-		**-**	-	-	**-**	1,00	-	**-**	**-**	**-**	**-**	-
-		**-**	-	-	**-**	1,00	-	**-**	**-**	**-**	**-**	-
-		**-**	-	-	**-**	1,00	-	**-**	**-**	**-**	**-**	-
-		**-**	-	-	**-**	1,00	-	**-**	**-**	**-**	**-**	-
-		**-**	-	-	**-**	1,00	-	**-**	**-**	**-**	**-**	-
			z_{max} = m	8,80		ΣN_{ss}=	17,6				Σw_j =	**0,29**

Il cedimento massimo complessivo sui vari strati risulta di un ordine di grandezza accettabile per l'opera che si va a realizzare.

Si specifica che il calcolo è stato condotto ipotizzando un terreno omogeneo, all'atto esecutivo dovranno essere eseguite operazioni di costipamento/rullatura al fine di garantire condizioni di omogeneità.

1.5.2 Dimensionamento platea di fondazione

1.5.2.1 Verifiche SLU

Verifiche a flessione e taglio

Ai fini del dimensionamento delle armature si fa riferimento ad uno schema statico appoggio-appoggio di larghezza unitarie e lunghezza 3.75m a cui viene applicata la pressione del terreno:

$\sigma_t = 0.36\ daN/cmq = 36.00\ kN/mq$, che per la fascia unitaria di platea produce $q_t = 36.00 kN/m$ da cui:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 63.28\ kNm$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = 67.50\ kN$$

Considerando un'armatura incrociata Ø16/20" si avranno le seguenti caratteristiche di resistenza:

DETERMINAZIONE DEL MOMENTO RESISTENTE			
Determinazione della percentuale meccanica di armatura tesa	ω_s	0,1322	[-]
Rapporto tra copriferro e altezza utile	δ	0,1905	[-]
Rapporto tra armatura compressa e armatura tesa	ρ	1,0000	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2a	ξ_{2a}	0,1667	[-]
Posizione adimensionale dell'asse neutro per il Campo 2b	ξ_{2b}	0,2593	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2a	β_{2a}	0,6667	[-]
Coefficiente di riempimento per il Campo 2b	β_{2b}	0,8095	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2a	$\alpha'_{s(a)}$	-0,1504	[-]
Coefficiente α'_s per il Campo 2b	$\alpha'_{s(b)}$	0,4888	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2a	ω_{2a}	0,0966	[-]
Percentuale meccanica d'armatura per il Campo 2b	ω_{2b}	0,0966	[-]
CAMPO 3			
Posizione adimensionale dell'asse neutro	ξ	#DIV/0!	[-]
Posizione dell'asse neutro	x	#DIV/0!	[mm]
Deformazione massima nel calcestruzzo	$\varepsilon_{c,max}$	0,003500	[-]
Deformazione massima dell'acciaio	$\varepsilon_{s,max}$	#DIV/0!	[-]
Coefficiente di riempimento	β	0,8000	[-]
Coefficiente di baricentro	κ	0,4000	[-]
Coefficiente $\alpha'_s = \sigma'_s/f_{yd}$	α'_s	-0,0144	[-]
Tensione nell'armatura compressa	σ'_s	-5,65	[MPa]
Deformazione dell'armatura compressa	ε'_s	#DIV/0!	[-]
Momento resistente della sezione	M_{Rd}	**66,9**	**[kNm]**

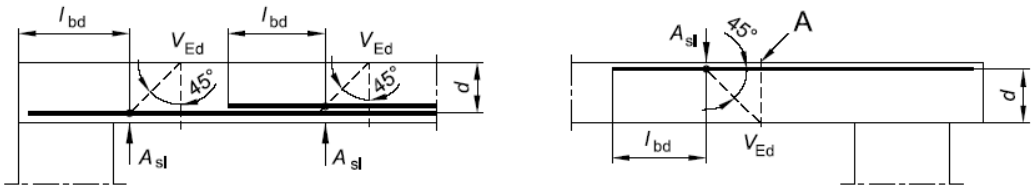
Essendo Mrd=66.90 kNm > Mmax=63.28 kNm la verifica è soddisfatta.

Resistenza offerta dal calcestruzzo teso			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	67,5	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,98	[-]
		1,98	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l_{bd} + d	ρ_l	0,004787	[-]
		0,004787	[-]

figura 6.3 **Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)**

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	113,90	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	102,07	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	**113,90**	**[kN]**
Resistenza offerta dalle bielle compresse			
Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato	υ	0,54	[-]
Resistenza offerta dalle bielle compresse	V_{Rd}	**803,25**	**[kN]**

Essendo Vrd=113.90 kN > Vmax= 67.50 kN le verifiche i ritengono, quindi soddisfatte.

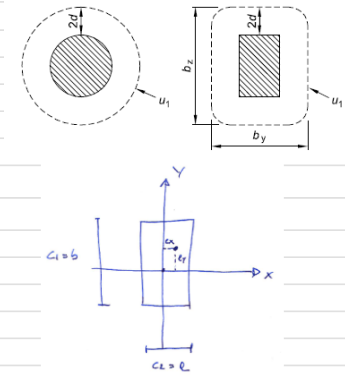
Verifica a punzonamento platea

Considerando l'area al di sotto del baggiolo di dimensioni 40x80cm, si riportano di seguito le risultanze della verifica a punzonamento della platea.

1. Caratteristiche dei materiali				
1.1. Conglomerato Cementizio	Resistenza caratteristica a compressione cubica	**Rck =**	**35,00**	**N/mmq**
(punti 11.2.10, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	fck =	29,05	N/mmq
	Resistenza media a compressione cilindrica	fcm =	37,05	N/mmq
	Resistenza media a trazione semplice	fctm =	2,83	N/mmq
	Resistenza media a trazione per flessione	fctm =	3,40	N/mmq
	Modulo elastico	Ecm =	32.588,11	N/mmq
	Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	αcc =	0,85	
	Coefficiente parziale di sicurezza	γc =	1,50	
	Resistenza di calcolo a compressione	**fcd =**	**16,46**	**N/mmq**
	Resistenza caratteristica a trazione	fctk =	1,98	N/mmq
	Resistenza di calcolo a trazione	fctd =	1,32	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. parabola-rett.)	εc1 =	0,200%	
	Deformazione ultima	εcu =	0,350%	
	Tensione tang. caratteristica aderenza barre (ϕ<32)	fbk =	4,47	N/mmq
	Tensione tang. di calcolo aderenza barre (ϕ<32)	fbd =	2,98	N/mmq
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σc =	17,43	N/mmq
	Tensione massima per cmb. quasi permaennte	σc =	13,07	N/mmq
1.2. Acciaio in barre per armature	Tensione caratteristica di snervamento	**fyk =**	**450,00**	**N/mmq**
(punti 11.3.2.1, 4.1.2.1, 4.1.2.2.5)	Tensione caratteristica di rottura	ftk =	540,00	N/mmq
	Coefficiente parziale di sicurezza	γs =	1,15	
	Resistenza di calcolo	**fyd =**	**391,30**	**N/mmq**
	Modulo elastico	Esm =	206.000,00	N/mmq
	Deformazione al limite elastico (diagr. elasto-plastico)	εyd =	0,190%	
	Deformazione ultima	εud =	2,500%	
	Tensione massima per cmb. caratteristica (rara)	σs =	360,00	N/mmq
$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25\ d' \leq f_{ywd}$	Resistenza di progetto efficace armatura a punzonamento	**$f_{ywd,ef}$ =**	300,00	N/mmq

2. Elementi geometrico-meccanici per la definizione della sezione di verifica

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate

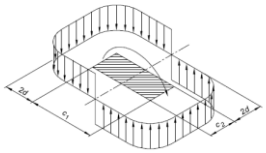


Posizione del pilastro bordo/spigolo/interno		bordo1	
Sezione elemento tipo pilastro/trave [Rettangolare/Circolare]		Rettangolare	
Base (per sez. Rettangolare) /Diametro (per sez. Circolare)	a/D = (c2)	400,00	mm
Altezza (per sez. Rettangolare)	b = (c1)	800,00	mm
Spessore soletta	h =	250,00	mm
Copriferro baricento armatura tesa	c =	50,00	mm
Altezza utile	d =	200,00	mm
Perimetro di verifica del perimetro del pilastro	u_0 =	1.000,00	mm
Perimetro di verifica di base **utilizzato**	u_1 =	3.200,00	mm
Area sezione in calcestruzzo di sviluppo tensioni tangenziali	Ac =	640.000,00	mmq
Ferri lembo teso soletta (direzione x)	Asx =	402,12	mmq/m
Ferri lembo teso soletta (direzione y)	Asy =	804,25	mmq/m
Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione x)	Acx =	400.000,00	mmq
Area di calcestruzzo per Forza longitudinale (direzione y)	Acy =	200.000,00	mmq

3. Sollecitazioni

elemento	Fondazione	comb=	FZ Max	
Contributo forze longitudinali	no	ey=	0,00	mm
Contibuto terreno	no	ex=	0,00	mm
		e=	0,00	mm
	$\beta = 1 + 1{,}8\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2}$	κ =	1,5	
		W1x=	1.571.327,41	mm^2
		W1y=	1.371.327,41	mm^2
		β =	1,00000	
	$\beta = 1 + k\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1}$	β x =	1,00000	
		β y =	1,00000	
	Tensione massima di taglio sul perimetro del pilastro	$v_{ed,0}$=	1,2000	N/mm^2
	$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d}$	$v_{ed,0\,x}$=	1,2000	N/mm^2
		$v_{ed,0\,Y}$=	1,2000	N/mm^2
	Tensione massima di taglio sul perimetro di base	$v_{ed,1}$=	0,3750	N/mm^2
	$v_{Ed} = \beta\frac{V_{Ed}}{u_i d}$	$v_{ed,1X}$ =	0,3750	N/mm^2
		$v_{ed,1Y}$ =	0,3750	N/mm^2
	contributo del terreno per **fondazione**	σt =	**0,0500**	N/mm^2
	area influenza pilastro	A =	1.280.000	mm^2
	peso proprio fondazione	Pp =	8.000	N

Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno



4. Verifiche

Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione x)	ρlx =	0,0016	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale (direzione y)	ρly =	0,0032	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρl =	0,0023	< 0,02
Coefficiente k = 1+(200/d)^0,5	k =	2,0000	> 2
Coefficiente CRd,c = 0,18/γc	CRd,c =	0,1200	
Coefficiente vmin = 0,035*k^1,5*fck^0,5	vmin =	0,5336	
Coefficiente k1	k1 =	0,1000	

FONDAZIONE

	a (2d consigliato) =	400,00	mm	**2*d =**	400,00	mm
taglio resistente sul perimetro distante (a) dal pilastro	**vrd =**	**0,45**	N/mm^2	NON VERIFICATO		
$v_{Rd} = C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}$	ved/vrd =	0,83		NON ARMARE		
	vedx/vrd =	0,83		NON ARMARE IN X		
	vedy/vrd =	0,83		NON ARMARE IN Y		

Come evidente non è necessario prevedere armature specifiche a punzonamento.

1.5.2.2 Verifiche agli SLE

Verifica di deformabilità

Ai fini della verifica di deformabilità si ricorre alla formulazione semplificata della Circolare 617/2009, C4.1.13, per cui

$\lambda = 7.60 < 35.06$

La verifica si ritiene quindi soddisfatta.

Verifica a fessurazione

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	$M_{Ed,q.p.}$	**42,18**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	61,76	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	224,90	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	62,7462138	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	62746,2138	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01602	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000748	[-]
		0,000748	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	305,77	[mm]
		244,71	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**0,1831**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,2**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,freq.}$	**42,18**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	61,76	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	224,90	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	62,7462138	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	62746,2138	[mm^2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01602	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,54	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000748	[-]
		0,000748	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	305,77	[mm]
		-75,87	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	**-0,0568**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	**0,4**	**[mm]**

Verifica alle tensioni di esercizio

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	42,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	250	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	40	[mm]
Altezza utile della sezione	d	210	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1005	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1005	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	61,76	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	417040550,9	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**6,25**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**224,90**	**[MPa]**

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	42,2	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	250	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	40	[-]
Altezza utile della sezione	d'	210	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1005	[mm^2]
Area dell'armatura compressa	A's	1005	[mm^2]
Posizione dell'asse neutro	x	61,76	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	417040550,9	[mm^4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	**6,25**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	**224,90**	**[MPa]**