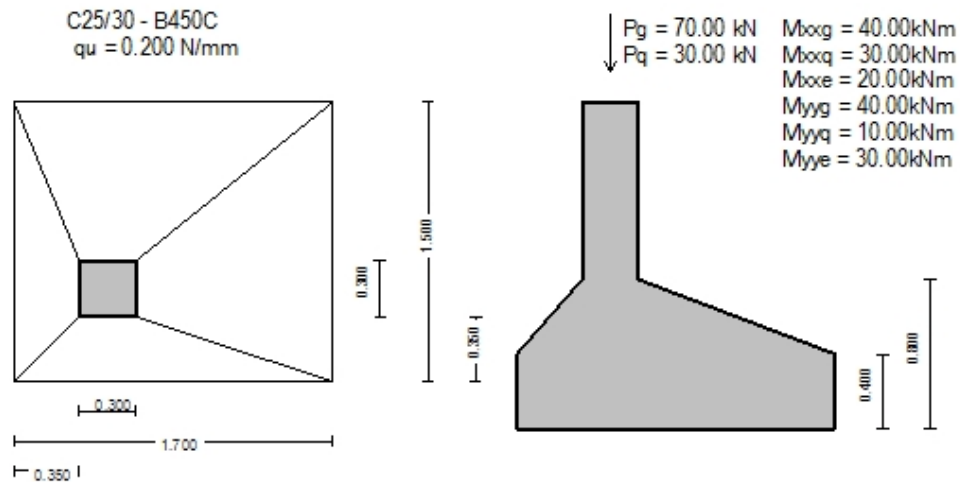


1. PLINTO-02

Plinto asimmetrico con carico eccentrico

(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, EC7 EN1997-1-1:2004,)

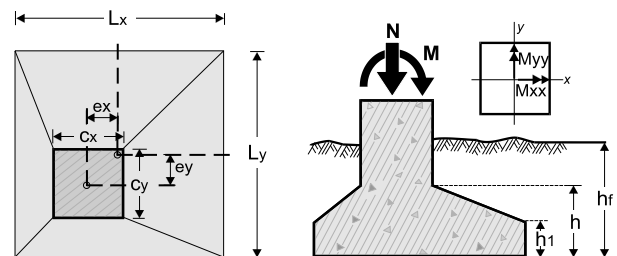


Classe del CA : C25/30-B450C (EC2 §3)
 Classe di esposizione ambientale : XC1 (EC2 §4.4.1)
 Copriferro : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Peso CLS : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabella 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensioni, materiali, carichi

Dimensioni

Plinto $L_x = 1.700 \text{ m}$ $L_y = 1.500 \text{ m}$
 Colonna $c_x = 0.300 \text{ m}$ $c_y = 0.300 \text{ m}$
 Eccentr. $e_x = -0.350 \text{ m}$ $e_y = -0.250 \text{ m}$
 Altezze $h = 0.800 \text{ m}$ $h_1 = 0.400 \text{ m}$
 Profondità del plinto $h_f = 1.200 \text{ m}$
 Area di base del plinto $A = 2.55 \text{ m}^2$
 Volume del plinto $V = 1.44 \text{ m}^3$



Materiali del plinto

Classe del CA: C25/30-B450C (EN1992-1-1, §3)
 Copriferro: Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
 Spessore efficace della sezione $d = h - d_1, d_1 = C_{nom} + (3/2) \cdot \emptyset = 75 + 3 \times 16 / 2 = 99 \text{ mm}$, $d = 800 - 99 = 701 \text{ mm}$

Terreno

Pressione sul terreno $q_u = 0.200 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
 Peso unitario del terreno $\gamma = 17.000 \text{ kN/m}^3$

Carichi

			permanente	variabile	Sisma-X	Sisma-Y
Peso proprio	kN	[1.44x25.00]	36.00			
Peso del terreno	kN	[(2.55x 1.20 - 1.44) x 17.00]	27.54			
Carico verticale	kN		70.00	30.00	50.00	50.00
Momento Mxx	kNm		40.00	30.00	0.00	20.00
Momento Myy	kNm		40.00	10.00	30.00	0.00

1.2. Parametri dell'Eurocodice

Verifica della capacità portante del terreno (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)
 Fattori parziali sulle azioni e le proprietà del terreno (EC7 Tab.s A.1-A.4, EC8-5 §3.1)
 Stato limite d'equilibrio (EQU), Stato limite strutturale (STR), Stato limite geotecnico (GEO)

			(EQU)	(STR)	(GEO)	(SEISMIC)
Azioni	Permanententi Sfavorevoli	γ_{Gdst}	1.10	1.30	1.00	1.00
	Permanententi Favorevoli	γ_{Gstb}	0.90	1.00	1.00	1.00
	Variabili Sfavorevoli	γ_{Qdst}	1.50	1.50	1.30	1.00
	Variabili Favorevoli	γ_{Qstb}	0.00	0.00	0.00	0.00
Parametri del terreno	Angolo di resistenza a taglio	γ_{ϕ}	1.25	1.00	1.25	1.25
	Coesione effettiva	γ_c	1.25	1.00	1.25	1.25
	Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00	1.40	1.40
	Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.40	1.00	1.40	1.40
	Peso specifico	γ_w	1.00	1.00	1.00	1.00

Fattori parziali di sicurezza per l'azioni: $\gamma_G=1.30$, $\gamma_Q=1.50$ (EC0 Annessi A1)
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC7) $\psi_2 = 0.30$
 Combinazione delle azioni accidentali : (EC2) $\psi_2 = 0.30$

Progettazione di CA (EC2 EN1992-1-1:2004)

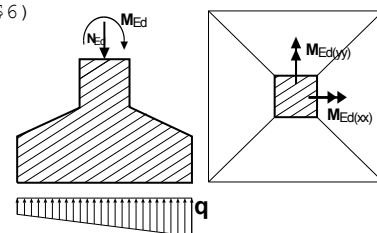
Progettazione per le azioni sismiche (EC8 EN1998-5:2004)
 Coefficienti per le analisi sismiche (EC8-5 §3)
 Parametri del terreno: $\gamma_{\phi}=1.25$, $\gamma_c=1.25$, $\gamma_{cu}=1.40$, $\gamma_{qu}=1.40$, $\gamma_w=1.00$
 (Area effettiva del plinto)/(Area del plinto) con carico sismico = 0.50 (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5)

1.3. Verifica della capacità portante del suolo (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

1.3.1. (EQU), 1.10xPermanente + 1.50xVariabile (EC7 §2.4.7.2)

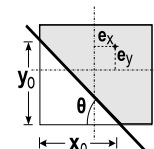
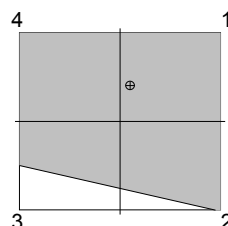
Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.10 \times 133.54 + 1.50 \times 30.00 = 191.89 \text{ kN}$
 $M_{edxx} = 1.10 \times 40.00 + 1.50 \times 30.00 + (-0.25) \times 122.00 = 58.50 \text{ kNm}$
 $M_{edyy} = 1.10 \times 40.00 + 1.50 \times 10.00 + (-0.35) \times 122.00 = 16.30 \text{ kNm}$
 (1.10x70.00+1.50x30.00=122.00)



Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.050$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.203$
 pressione del terreno $q_1 = 0.195 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.001 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.145 \text{ N/mm}^2$
 line a pressione nulla $x_0=1.66\text{m}$, $y_0=0.38\text{m}$, $\theta=13^\circ$
 area effettiva di fondazione 87.70%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.050$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.203$

eccentricità di carico relative ≤ 0.333

(EC7 §6.5.4)

progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.050) = 1.530 \text{ m}$

(EC7 Annessi D)

progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.203) = 0.891 \text{ m}$

area di progetto effettiva del plinto $L'B' = 1.530 \times 0.891 = 1.36 \text{ m}^2$

Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.36 \times 0.200 / 1.40 = 194.29 \text{ kN} > V_d = 191.89 \text{ kN}$

Area effettiva del plinto 87.70% > 50.00%

(EC7 §6.5.4)

1.3.2. (STR), 1.30xPermanente + 1.50xVariabile

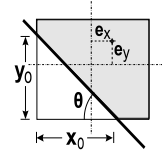
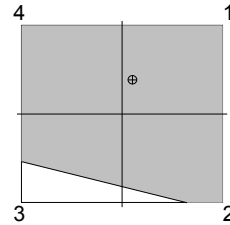
(EC7 §2.4.7.3)

Carichi di progetto

$$\begin{aligned} N_{ed} &= 1.30 \times 133.54 + 1.50 \times 30.00 = 218.60 \text{ kN} \\ M_{edxx} &= 1.30 \times 40.00 + 1.50 \times 30.00 + (-0.25) \times 136.00 = 63.00 \text{ kNm} \\ M_{edyy} &= 1.30 \times 40.00 + 1.50 \times 30.00 + (-0.35) \times 136.00 = 19.40 \text{ kNm} \\ &(1.30 \times 70.00 + 1.50 \times 30.00 = 136.00) \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

$$\begin{aligned} \text{eccentricità relativa } e_x/L_x &= M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.052 \\ \text{eccentricità relativa } e_y/L_y &= M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.192 \\ \text{pressione del terreno } q_1 &= 0.216 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_2 &= 0.010 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_3 &= 0.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_4 &= 0.158 \text{ N/mm}^2 \\ \text{line a pressione nulla } x_0 &= 1.40 \text{ m}, y_0 = 0.35 \text{ m}, \theta = 14^\circ \\ \text{area effettiva di fondazione} &90.36\% \end{aligned}$$



Rottura allo stato limite Rd ≥ Vd

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

$$\text{eccentricità di carico relative } e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.052, e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.192$$

$$\text{eccentricità di carico relative } \leq 0.333$$

(EC7 §6.5.4)

$$\text{progettazione effettiva lunghezza del plinto } L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.052) = 1.523 \text{ m}$$

(EC7 Annessi D)

$$\text{progettazione effettiva larghezza del plinto } B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.192) = 0.924 \text{ m}$$

$$\text{area di progetto effettiva del plinto } L'B' = 1.523 \times 0.924 = 1.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Portata di progetto del plinto } R_d = 1000 \times 1.41 \times 0.200 / 1.00 = 282.00 \text{ kN} > V_d = 218.60 \text{ kN}$$

$$\text{Area effettiva del plinto } 90.36\% > 50.00\%$$

(EC7 §6.5.4)

1.3.3. (GEO), 1.00xPermanente + 1.30xVariabile

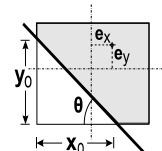
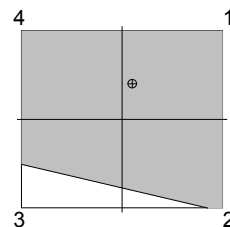
(EC7 §2.4.7.3)

Carichi di progetto

$$\begin{aligned} N_{ed} &= 1.00 \times 133.54 + 1.30 \times 30.00 = 172.54 \text{ kN} \\ M_{edxx} &= 1.00 \times 40.00 + 1.30 \times 30.00 + (-0.25) \times 109.00 = 51.75 \text{ kNm} \\ M_{edyy} &= 1.00 \times 40.00 + 1.30 \times 30.00 + (-0.35) \times 109.00 = 14.85 \text{ kNm} \\ &(1.00 \times 70.00 + 1.30 \times 30.00 = 109.00) \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

$$\begin{aligned} \text{eccentricità relativa } e_x/L_x &= M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.051 \\ \text{eccentricità relativa } e_y/L_y &= M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.200 \\ \text{pressione del terreno } q_1 &= 0.174 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_2 &= 0.003 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_3 &= 0.000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{pressione del terreno } q_4 &= 0.129 \text{ N/mm}^2 \\ \text{line a pressione nulla } x_0 &= 1.58 \text{ m}, y_0 = 0.37 \text{ m}, \theta = 13^\circ \\ \text{area effettiva di fondazione} &88.54\% \end{aligned}$$



Rottura allo stato limite Rd ≥ Vd

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

$$\text{eccentricità di carico relative } e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.051, e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.200$$

$$\text{eccentricità di carico relative } \leq 0.333$$

(EC7 §6.5.4)

$$\text{progettazione effettiva lunghezza del plinto } L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.051) = 1.527 \text{ m}$$

(EC7 Annessi D)

$$\text{progettazione effettiva larghezza del plinto } B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.200) = 0.900 \text{ m}$$

$$\text{area di progetto effettiva del plinto } L'B' = 1.527 \times 0.900 = 1.37 \text{ m}^2$$

$$\text{Portata di progetto del plinto } R_d = 1000 \times 1.37 \times 0.200 / 1.40 = 195.71 \text{ kN} > V_d = 172.54 \text{ kN}$$

$$\text{Area effettiva del plinto } 88.54\% > 50.00\%$$

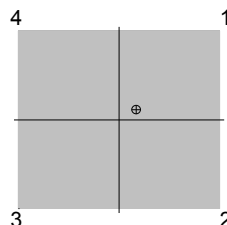
(EC7 §6.5.4)

1.3.4. Azione sismica (x-x +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico xx

Carichi di progetto

$$\begin{aligned} N_{ed} &= 1.00 \times 133.54 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (50.00) = 192.54 \text{ kN} \\ M_{edxx} &= 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (0.00) + (-0.25) \times 129.00 = 16.75 \text{ kNm} \\ M_{edyy} &= 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (30.00) + (-0.35) \times 129.00 = 27.85 \text{ kNm} \\ &(1.00 \times 70.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times 50.00 = 129.00) \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto
 eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.085$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.058$
 pressione del terreno $q_1 = 0.140 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.088 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.011 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.063 \text{ N/mm}^2$
 area effettiva di fondazione 100.00%



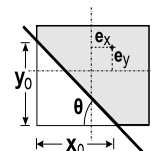
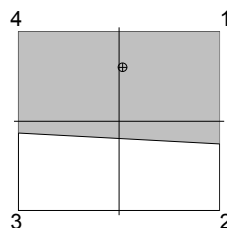
Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.085$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.058$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.085) = 1.411 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.058) = 1.326 \text{ m}$
 area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 1.411 \times 1.326 = 1.87 \text{ m}^2$
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.87 \times 0.200 / 1.40 = 267.14 \text{ kN} > V_d = 192.54 \text{ kN}$
 Area effettiva del plinto 100.00% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

1.3.5. Azione sismica (x-x -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico xx

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 133.54 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-50.00) = 92.54 \text{ kN}$
 $M_{edxx} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (0.00) + (-0.25) \times 29.00 = 41.75 \text{ kNm}$
 $M_{edyy} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (-30.00) + (-0.35) \times 29.00 = 2.85 \text{ kNm}$
 $(1.00 \times 70.00 + 0.30 \times 30.00 - 1.00 \times 50.00 = 29.00)$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto
 eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.018$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.301$
 pressione del terreno $q_1 = 0.128 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.116 \text{ N/mm}^2$
 line a pressione nulla $x_0 = 12.28 \text{ m}$, $y_0 = 0.65 \text{ m}$, $\theta = 3^\circ$
 area effettiva di fondazione 59.51%



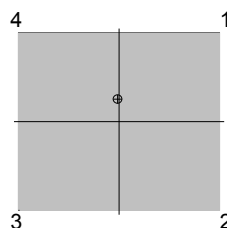
Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.018$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.301$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.018) = 1.639 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.301) = 0.597 \text{ m}$
 area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 1.639 \times 0.597 = 0.98 \text{ m}^2$
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 0.98 \times 0.200 / 1.40 = 140.00 \text{ kN} > V_d = 92.54 \text{ kN}$
 Area effettiva del plinto 59.51% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

1.3.6. Azione sismica (y-y +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico yy

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 133.54 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times 50.00 = 192.54 \text{ kN}$
 $M_{edxx} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (20.00) + (-0.25) \times 129.00 = 36.75 \text{ kNm}$
 $M_{edyy} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (0.00) + (-0.35) \times 129.00 = -2.15 \text{ kNm}$
 $(1.00 \times 70.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times 50.00 = 129.00)$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto
 eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = -0.007$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.127$
 pressione del terreno $q_1 = 0.130 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_2 = 0.015 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_3 = 0.021 \text{ N/mm}^2$
 pressione del terreno $q_4 = 0.136 \text{ N/mm}^2$
 area effettiva di fondazione 100.00%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.007$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.127$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.007) = 1.676$ m (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.127) = 1.119$ m
 area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 1.676 \times 1.119 = 1.88$ m²
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.88 \times 0.200 / 1.40 = 268.57$ kN > $V_d = 192.54$ kN
 Area effettiva del plinto 100.00% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

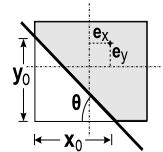
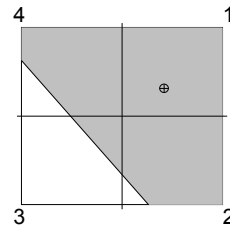
1.3.7. Azione sismica (y-y -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico yy

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times 133.54 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-50.00) = 92.54$ kN
 $M_{edxx} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 30.00 + 1.00 \times (-20.00) + (-0.25) \times 29.00 = 21.75$ kNm
 $M_{edyy} = 1.00 \times 40.00 + 0.30 \times 10.00 + 1.00 \times (0.00) + (-0.35) \times 29.00 = 32.85$ kNm
 (1.00x70.00+0.30x30.00-1.00x50.00=29.00)

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità relativa $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.209$
 eccentricità relativa $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.157$
 pressione del terreno $q_1 = 0.134$ N/mm²
 pressione del terreno $q_2 = 0.043$ N/mm²
 pressione del terreno $q_3 = 0.000$ N/mm²
 pressione del terreno $q_4 = 0.017$ N/mm²
 line a pressione nulla $x_0 = 1.07$ m, $y_0 = 1.22$ m, $\theta = 49^\circ$
 area effettiva di fondazione 74.32%



Rottura allo stato limite $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)
 eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.209$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.157$
 eccentricità di carico relative ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 progettazione effettiva lunghezza del plinto $L' = 1.700 \times (1 - 2 \times 0.209) = 0.989$ m (EC7 Annessi D)
 progettazione effettiva larghezza del plinto $B' = 1.500 \times (1 - 2 \times 0.157) = 1.029$ m
 area di progetto effettiva del plinto $L' \cdot B' = 0.989 \times 1.029 = 1.02$ m²
 Portata di progetto del plinto $R_d = 1000 \times 1.02 \times 0.200 / 1.40 = 145.71$ kN > $V_d = 92.54$ kN
 Area effettiva del plinto 74.32% > 50.00% (EC7 §6.5.4)

1.4. Sforzi interni per la progettazione del CA

Momenti M e forze di taglio V sono calcolati alle facce della colonna.
 Le forze di taglio V^* sono calcolate a distanza $d = 0.70$ m dalla faccia della colonna.
 Esse sono calcolate per integrazione numerica della pressione sul terreno sotto il plinto.

1.4.1. Carico 1.30xPermanente + 1.50xVariabile

Carichi di progetto

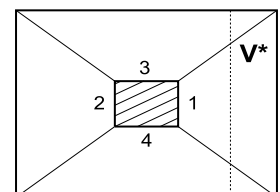
$N_{ed} = 1.30 \times 133.54 + 1.50 \times 30.00 = 218.60$ kN
 $M_{edxx} = 1.30 \times 40.00 + 1.50 \times 30.00 + (-0.25) \times 136.00 = 63.00$ kNm
 $M_{edyy} = 1.30 \times 40.00 + 1.50 \times 10.00 + (-0.35) \times 136.00 = 19.40$ kNm
 (1.30x70.00+1.50x30.00=136.00)

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.052$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.192$
 peso del terreno $q_1 = 0.216$, $q_2 = 0.010$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.158$ N/mm²
 line a pressione nulla $x_0 = 1.40$ m, $y_0 = 0.35$ m, $\theta = 14^\circ$
 pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (36.00 + 27.54) / 2.55 = 0.032$ N/mm²
 Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{cont} + q_g \cdot A = 150.83$ kN

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) = 59.45$ kNm, $V(1) = 105.67$ kN, $V^*(1) = 39.79$ kN
 $M_{yy}(2) = 3.66$ kNm, $V(2) = 21.89$ kN, $V^*(2) = 0.00$ kN
 $M_{xx}(3) = 71.04$ kNm, $V(3) = 139.47$ kN, $V^*(3) = 36.77$ kN
 $M_{xx}(4) = 0.03$ kNm, $V(4) = 0.57$ kN, $V^*(4) = 0.00$ kN



1.4.2. Azione sismica (x-x +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico xx

Carichi di progetto

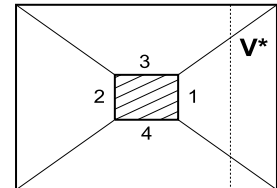
$$\begin{aligned}
 Ned &= 1.00x \quad 133.54 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad 50.00) &= 192.54 \text{ kN} \\
 Med_{xx} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad 0.00) + (-0.25)x \quad 129.00 &= 16.75 \text{ kNm} \\
 Med_{yy} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 10.00 + 1.00x(\quad 30.00) + (-0.35)x \quad 129.00 &= 27.85 \text{ kNm} \\
 (1.00x70.00 + 0.30x30.00 + 1.00x50.00 &= 129.00)
 \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

$$\begin{aligned}
 \text{eccentricità di carico relative } ex/Lx &= Myy/(N \cdot Lx) = 0.085, \quad ey/Ly = Mxx/(N \cdot Ly) = 0.058 \\
 \text{peso del terreno } q_1 &= 0.140, \quad q_2 = 0.088, \quad q_3 = 0.011, \quad q_4 = 0.063 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno } qg &= 0.001x1.30x(36.00+27.54)/2.55 = 0.032 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) } q \cdot A_{\text{cont}} + qg \cdot A &= 134.89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$$\begin{aligned}
 Myy(1) &= 54.37 \text{ kNm}, \quad V(1) = 91.08 \text{ kN}, \quad V^*(1) = 38.19 \text{ kN} \\
 Myy(2) &= 1.13 \text{ kNm}, \quad V(2) = 7.53 \text{ kN}, \quad V^*(2) = 0.00 \text{ kN} \\
 Mxx(3) &= 36.37 \text{ kNm}, \quad V(3) = 78.84 \text{ kN}, \quad V^*(3) = 16.94 \text{ kN} \\
 Mxx(4) &= 2.41 \text{ kNm}, \quad V(4) = 14.49 \text{ kN}, \quad V^*(4) = 0.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



1.4.3. Azione sismica (x-x -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico xx

Carichi di progetto

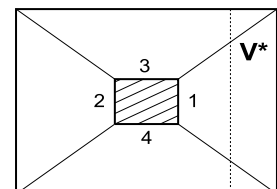
$$\begin{aligned}
 Ned &= 1.00x \quad 133.54 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad -50.00) &= 92.54 \text{ kN} \\
 Med_{xx} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad 0.00) + (-0.25)x \quad 29.00 &= 41.75 \text{ kNm} \\
 Med_{yy} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 10.00 + 1.00x(\quad -30.00) + (-0.35)x \quad 29.00 &= 2.85 \text{ kNm} \\
 (1.00x70.00 + 0.30x30.00 - 1.00x50.00 &= 29.00)
 \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

$$\begin{aligned}
 \text{eccentricità di carico relative } ex/Lx &= Myy/(N \cdot Lx) = 0.018, \quad ey/Ly = Mxx/(N \cdot Ly) = 0.301 \\
 \text{peso del terreno } q_1 &= 0.128, \quad q_2 = 0.000, \quad q_3 = 0.000, \quad q_4 = 0.116 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{line a pressione nulla } x_0 &= 12.28\text{m}, \quad y_0 = 0.65\text{m}, \quad \theta = 3^\circ \\
 \text{pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno } qg &= 0.001x1.30x(36.00+27.54)/2.55 = 0.032 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) } q \cdot A_{\text{cont}} + qg \cdot A &= 92.44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$$\begin{aligned}
 Myy(1) &= 17.53 \text{ kNm}, \quad V(1) = 32.50 \text{ kN}, \quad V^*(1) = 11.27 \text{ kN} \\
 Myy(2) &= 1.55 \text{ kNm}, \quad V(2) = 9.07 \text{ kN}, \quad V^*(2) = 0.00 \text{ kN} \\
 Mxx(3) &= 31.45 \text{ kNm}, \quad V(3) = 49.89 \text{ kN}, \quad V^*(3) = 20.15 \text{ kN} \\
 Mxx(4) &= 0.00 \text{ kNm}, \quad V(4) = 0.00 \text{ kN}, \quad V^*(4) = 0.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



1.4.4. Azione sismica (y-y +) Permanente + 0.30xVariabile + Sismico yy

Carichi di progetto

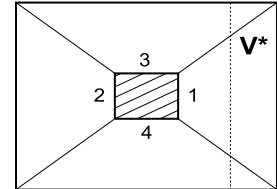
$$\begin{aligned}
 Ned &= 1.00x \quad 133.54 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad 50.00) &= 192.54 \text{ kN} \\
 Med_{xx} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 30.00 + 1.00x(\quad 20.00) + (-0.25)x \quad 129.00 &= 36.75 \text{ kNm} \\
 Med_{yy} &= 1.00x \quad 40.00 + 0.30x \quad 10.00 + 1.00x(\quad 0.00) + (-0.35)x \quad 129.00 &= -2.15 \text{ kNm} \\
 (1.00x70.00 + 0.30x30.00 + 1.00x50.00 &= 129.00)
 \end{aligned}$$

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

$$\begin{aligned}
 \text{eccentricità di carico relative } ex/Lx &= Myy/(N \cdot Lx) = -0.007, \quad ey/Ly = Mxx/(N \cdot Ly) = 0.127 \\
 \text{peso del terreno } q_1 &= 0.130, \quad q_2 = 0.015, \quad q_3 = 0.021, \quad q_4 = 0.136 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno } qg &= 0.001x1.30x(36.00+27.54)/2.55 = 0.032 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) } q \cdot A_{\text{cont}} + qg \cdot A &= 145.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) =$	34.80 kNm,	$V(1) =$	67.77 kN,	$V^*(1) =$	21.71 kN
$M_{yy}(2) =$	4.25 kNm,	$V(2) =$	23.87 kN,	$V^*(2) =$	0.00 kN
$M_{xx}(3) =$	48.31 kNm,	$V(3) =$	98.32 kN,	$V^*(3) =$	24.12 kN
$M_{xx}(4) =$	0.10 kNm,	$V(4) =$	1.64 kN,	$V^*(4) =$	0.00 kN



1.4.5. Azione sismica (y-y -) Permanente + 0.30xVariabile - Sismico yy

Carichi di progetto

$N_{ed} = 1.00 \times$	133.54+0.30x	30.00+1.00x(-50.00)	=	92.54 kN
$M_{edxx} = 1.00 \times$	40.00+0.30x	30.00+1.00x(-20.00)+(-0.25)x	29.00=	21.75 kNm
$M_{edyy} = 1.00 \times$	40.00+0.30x	10.00+1.00x(0.00)+(-0.35)x	29.00=	32.85 kNm
(1.00x70.00+0.30x30.00-1.00x50.00=29.00)					

Eccentricità, pressione del terreno, area del plinto

eccentricità di carico relative $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.209$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.157$

peso del terreno $q_1 = 0.134$, $q_2 = 0.043$, $q_3 = 0.000$, $q_4 = 0.017$ N/mm²

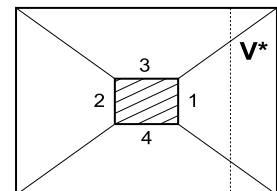
line a pressione nulla $x_0 = 1.07$ m, $y_0 = 1.22$ m, $\theta = 49^\circ$

pressione dovuta al peso proprio+peso del terreno $q_g = 0.001 \times 1.30 \times (36.00 + 27.54) / 2.55 = 0.032$ N/mm²

Taglio alla sezione critica + (peso proprio+peso del terreno) $q \cdot A_{cont} + q_g \cdot A = 90.38$ kN

Azioni interne (momenti flettenti, forze di taglio)

$M_{yy}(1) =$	28.42 kNm,	$V(1) =$	40.59 kN,	$V^*(1) =$	22.87 kN
$M_{yy}(2) =$	0.00 kNm,	$V(2) =$	0.02 kN,	$V^*(2) =$	0.00 kN
$M_{xx}(3) =$	18.98 kNm,	$V(3) =$	36.75 kN,	$V^*(3) =$	10.22 kN
$M_{xx}(4) =$	0.15 kNm,	$V(4) =$	1.20 kN,	$V^*(4) =$	0.00 kN



1.5. Progettazione per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Momenti massimi di progetto

$M_{ed}(yy) =$	59.45 kNm,	$b =$	300 mm,	$d =$	701 mm
$M_{ed}(xx) =$	71.04 kNm,	$b =$	300 mm,	$d =$	701 mm

$M_{ed} = 59.45$ kNm, $b = 300$ mm, $d = 701$ mm, $K_d = 4.98$, $x/d = 0.06$

$\epsilon_c/\epsilon_s = 1.2/20.0$, $K_s = 2.61$, **$A_s = 2.22$ cm²**

Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 8.42$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)

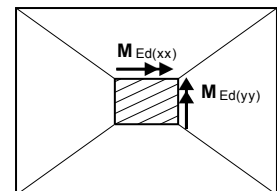
Armatura minima $\phi 16/23.5$ (8.55 cm²/m)

$M_{ed} = 71.04$ kNm, $b = 300$ mm, $d = 701$ mm, $K_d = 4.56$, $x/d = 0.07$

$\epsilon_c/\epsilon_s = 1.4/20.0$, $K_s = 2.62$, **$A_s = 2.65$ cm²**

Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 8.42$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)

Armatura minima $\phi 16/23.5$ (8.55 cm²/m)



Armatura del plinto

Armatura in acciaio nella direzione x-x: $\phi 16/23.5$ (8.55 cm²/m), 7 $\phi 16$ (14.07 cm²)

Armatura in acciaio nella direzione y-y: $\phi 16/23.5$ (8.55 cm²/m), 8 $\phi 16$ (16.08 cm²)

1.6. Progettazione a taglio

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)

La progettazione a taglio è coperta dalla progettazione a punzonatura per taglio dal momento che la superficie critica di rottura viene considerata per un angolo di 45°

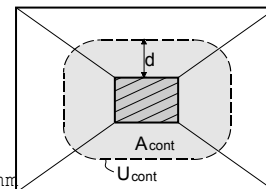
1.7. Progettazione per punzonatura a taglio

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)

Mensole di fondazione in x-x, $L_1 = 1.050 > d = 0.701$ m, $L_2 = 0.350 < d = 0.701$ m

Mensole di fondazione in y-y, $L_1 = 0.850 > d = 0.701$ m, $L_2 = 0.350 < d = 0.701$ m

Perimetro di controllo, a $1.0d=0.701m < 2.0d$ (EC2 §6.4.2.2)
 si considera la superficie di rottura per l'angolo di 45°
 $U_{cont}=(0.300+0.000+0.000+0.300)+3.14 \times (0.350+0.350)=2.801m$
 Area di base nel perimetro di controllo
 $A_{cont}=0.300 \times 0.300+0.300 \times 0.701+0.300 \times 0.701+3.14 \times 0.350 \times 0.350=0.90m^2$
 Altezza minima effettiva del plinto alla sezione di controllo $d_m=301mm$



Forza di taglio applicata al perimetro di controllo $V_{ed}=N_{ed}-\sigma \cdot A_{cont}$, $v_{ed}=V_{ed} \times \beta / U_{cont}$
 $v_{ed}=(218.60-150.83) \times 1.50 / 2.80=36.29 \text{ kN/m}$, $\beta=1.50$

(EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)

Armatura in trazione alla sezione di controllo $A_{sxx}=8.55cm^2/m$, $A_{syy}=8.55cm^2/m$
 $A_{s1}^2=(A_{sxx})(A_{syy})=8.55 \times 8.55$, $A_{s1}=8.55 \text{ cm}^2$

Resistenza alla punzonatura a taglio senza armatura a taglio V_{rdc}

(EC2 §6.4.4)

$$V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 Eq.6.50})$$

$$V_{rdc} \geq [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d, \quad d=d_m=301mm, \quad a=701mm$$

$$C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120, \quad f_{ck}=25.00MPa, \quad b_w=1000mm, \quad d=301mm$$

$$k=1+\sqrt{(200/d)} < 2, \quad k=1.82$$

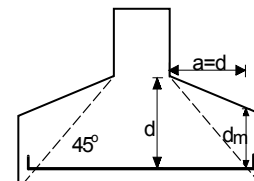
$$\rho_l=A_{s1}/(b_w \cdot d)=855/(1000 \times 301)=0.0028$$

$$v_{min}=0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}}=0.43N/mm^2 \quad (\text{EC2 Eq.6.3N})$$

$$V_{rdc(min)}=0.001 \times (0.43 \times 2 \times 301 / 701) \times 1000 \times 301=111.15kN/m$$

$$V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.82 \times (0.28 \times 25.00)^{0.33} \times 2 \times 301 / 701] \times 1000 \times 301=107.99, \quad V_{rdc}=V_{rdc(min)}=111.15kN/m$$

$$V_{ed}=36.29 \text{ kN/m} \leq V_{rdc}=111.15 \text{ kN/m}, \quad \text{taglio e punzonatura OK}$$



1.8. Ancoraggio dell'armatura

(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.8.2.2, §8.4)

$$x=h/2=0.200m, \quad R=1000 \times 0.216 \times 0.200 \times 1.500=64.85 \text{ kN}$$

$$e=0.15b=0.045m, \quad z_e=0.645m, \quad z_i=0.900d=0.631m$$

$$F_s=R \cdot z_e/z_i=64.85 \times 0.645 / 0.631=66.30 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 66.30 / 1407=47 \text{ MPa}$$

$$\text{Lunghezza richiesta dell'ancoraggio} \quad (\text{EC2 Eq.8.3})$$

$$l_b, r_{qd}=(\sigma_{sd}/f_{bd})=(16/4) \times (47/2.30)=82mm$$

$$f_{bd}=2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk}0.05/\gamma_c)=2.30 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 §8.4.2})$$

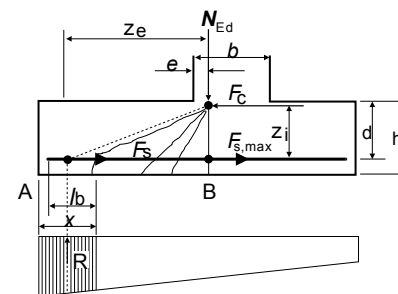
$$\text{Lunghezza dell'ancoraggio di progetto} \quad (\text{EC2 §8.4.4, T.8.2})$$

$$l_{bd}=0.70 \times 82=57mm, \quad C_{nom}=75mm > 3\phi=48mm$$


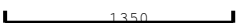

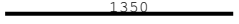
$$\text{Lunghezza dell'ancoraggio minima } l_{b,min}=\max(0.30l_{brqd}, 10\phi, 100mm)=160mm$$

$$\text{Lunghezza di ancoraggio necessaria per l'armatura longitudinale } L_{bd}=160mm=0.160m$$

$$l_{bd}=160mm > (x-C_{nom})=125.00. \text{ Necessarie piegature } 80mm \text{ alle estremità delle barre.}$$



1.9. Distinta barre di armatura

Num	tipo	Barre di armatura [mm]	quant	Ø	g/m [kg/m]	lunghe [m]	peso [kg]
1	①	80  80	7	16	1.580	1.710	18.91
2	②	80  80	8	16	1.580	1.510	19.09
3	③		2	8	0.395	1.550	1.22
4	④		2	8	0.395	1.350	1.07

Peso totale [kg]

40.29

