

OBLICZENIA STATYCZNE

Budynek A - Baza Techniczna dla potrzeb Portu Lotniczego Gdańsk, ul. Słowackiego 200

POZ.1.0. DACH.

Zebranie obciążeń na 1m2 - projektowane.

obc. z połaci dachu:

Obciążenie stałe.		gk [kN/m2]	γ	go [kN/m2]
warstwy dachu	-	0,40	1,20	0,48
		0,40		0,48
Obciążenie śniegiem.				
strefa śniegowa - III =>	Sk = 1,20 kN/m2, γ = 1,50		c = 0,80	
	s1k = 0,96 kN/m2		s1o = 1,44 kN/m2	
Obciążenie wiatrem				
strefa wiatrowa - II =>	qk = 0,35 kN/m2 , β = 2,20 ce = 1,00		cp = -0,90 cs = 0,40 γ = 1,30	
parcie	ssanie			
Wpk = -0,69 kN/m2	Wsk = 0,31 kN/m2			
Wpo = -0,90 kN/m2	Wso = 0,40 kN/m2			

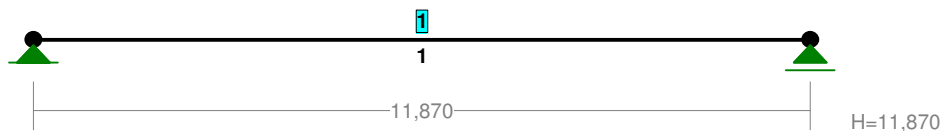
POZ. 1.1. POKRYCIE.

Przyjęto pokrycie wg standartów Llentab.

POZ. 1.2. PŁATWIE OSIE E-H

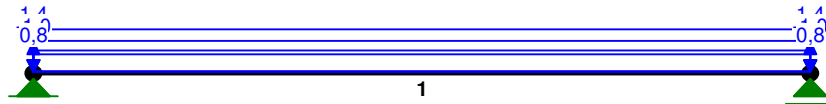
Zebranie obciążeń na 1m2.

obciążenie z dachu		0,48 kN/m2	0,37	
		0,48 kN/m2		
obciążenie śniegiem		1,44 kN/m2	1,03	
wiatr działający na ścianę		parcie -0,90 kN/m2	ssanie 0,40 kN/m2	
pasmo obciążenia	a1 = 1,50 m	1,92	1,40	1,37
obc. równomierne	P1 = 0,72 kN/m S = 2,16 kN/m	0,60	1,20	
		1,44	1,50	
	parcie	w1 = -1,35 kN/m	-1,04	
	ssanie	w2 = 0,60 kN/m	0,46	
obc. od instalacji	q = 0,75 kN/m			



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	11,870	0,000	11,870	1,000	1 I 300 PE



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1(Tg):	P2(Td):	a[m]:	b[m]:
Grupa:	A	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,20$	
1	Liniowe	0,0	0,60	0,60	0,00	11,87
Grupa:	P	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe	0,0	0,75	0,75	0,00	11,87
Grupa:	S	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,50$	
1	Liniowe	0,0	1,44	1,44	0,00	11,87
Grupa:	W	"		Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	-1,04	-1,04	0,00	11,87

SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Pręt:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:	Kombinacja obciążeń:
1	5,935	71,4*	0,0	0,0	APS
	5,935	-3,7*	0,0	0,0	AW
	0,000	-0,0	24,1*	0,0	APS
	11,870	0,0	-24,1	0,0*	APS
	5,935	71,4	0,0	0,0*	APS
	0,000	0,0	19,6	0,0*	AS
	11,870	0,0	-24,1	0,0*	APS
	5,935	71,4	0,0	0,0*	APS
	0,000	0,0	19,6	0,0*	AS

NAPRĘŻENIA - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Pręt:	x[m]:	SigmaG:	SigmaD:	Sigma:	Kombinacja obciążeń:
				[MPa]	
			Ro		
1	5,935	0,031*		6,6	AW
	5,935	-0,596*		-128,1	APS
	5,935		0,596*	128,1	APS
	5,935		-0,031*	-6,6	AW

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,0*	24,1	24,1		APS
	0,0*	-1,2	1,2		AW
	0,0*	6,8	6,8		A
	0,0	24,1*	24,1		APS
	0,0	-1,2*	1,2		AW
	0,0	24,1	24,1*		APS
2	0,0*	24,1	24,1		APS
	0,0*	-1,2	1,2		AW
	0,0*	6,8	6,8		A
	0,0	24,1*	24,1		APS
	0,0	-1,2*	1,2		AW
	0,0	24,1	24,1*		APS

DEFORMACJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Pręt:	L/f:	Kombinacja obciążeń:
1	194,2	APS

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW: T.I rzędu

Przekój:	Pręt:	Warunek:	Wykorzystanie:	Kombinacja obc.
1	1	SGU	81,6%	<div style="width: 81.6%; background-color: #cccccc; border: 1px solid black;"></div>

POZ. 1.3. PODCIĄGI.

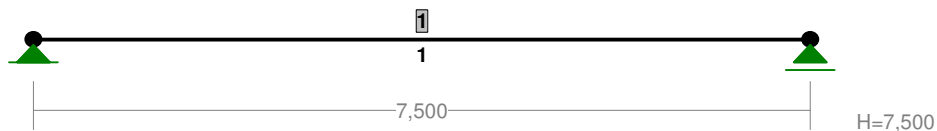
POZ. 1.3.1. PD7/1.

Zebranie obciążeń.

obc. ze stropu	-	0,48 kN/m ²
obc. użytkowe	-	1,84 kN/m ²
ściana żelbetowa	-	6,60 kN/m ²

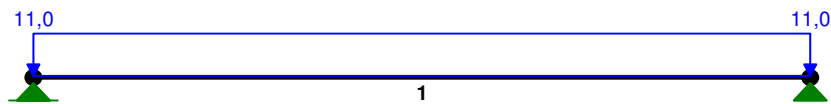
pasma obciążenia	a1 =	1,50 m	q1 =	0,72 kN/m
	a2 =	1,50 m	q2 =	2,76 kN/m
	a3 =	1,00 m	q3 =	6,60 kN/m
				<u>10,08 kN/m</u>

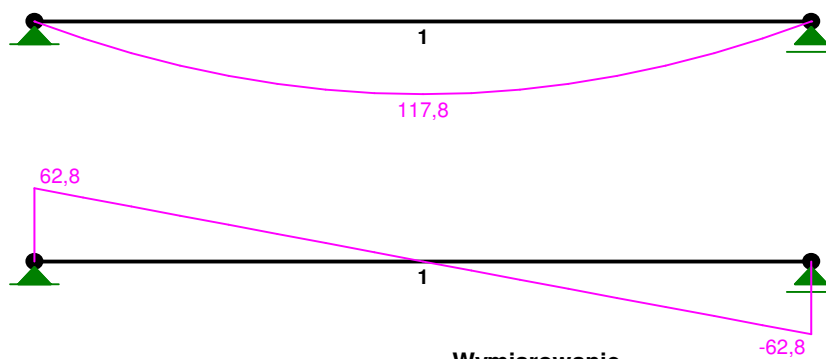
Obliczenia statyczne.



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	7,500	0,000	7,500	1,000	1 B 1000x240





Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54 \text{ MPa}$, stal A3N o $f_{dy} = 420,00 \text{ MPa}$
 $f_{dy} = 1,20 \text{ MPa}$
 $h = 100,00 \text{ cm}$, $b = 24,00 \text{ cm}$, $d = 97,00 \text{ cm}$

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. F_a cm ²	Przyjęte F_a		
					Φ	szt.	F_a
M1P	118,00	522,55	0,13	2,95	12	4	4,52 cm²

Ścinanie.

$$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 209,52 \text{ kN}$$

POZ. 1.3.2. PD19/1 - przyjęto jak PD7/1.

POZ. 2.0. PARTER.

Zebranie obciążeń na 1m².

		gk		go
Obciążenie stałe.		[kN/m2]	γ	[kN/m2]
gres	-	0,27	1,20	0,32
gładź cementowa 0.05*21 =	-	1,05	1,30	1,37
styropian 0.04*0.45 =	-	0,02	1,20	0,02
tynek cem.-wap. 0.015*19=	-	0,29	1,30	0,37
		1,62		2,08
Obciążenie zastępcze od śc. działowych		1,25	1,20	1,50
Obciążenie użytkowe - część biurowa		2,00	1,40	2,80

POZ. 2.1. PŁYTA STROPOWA.

Przyjęto strop typu filigran o gr. 25cm i 22cm.

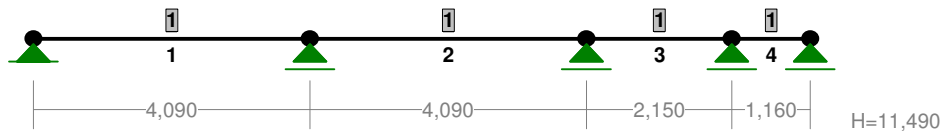
POZ. 2.2. PODCIĄGI.

POZ. 2.2.1. PD14/0.

Zebranie obciążeń.

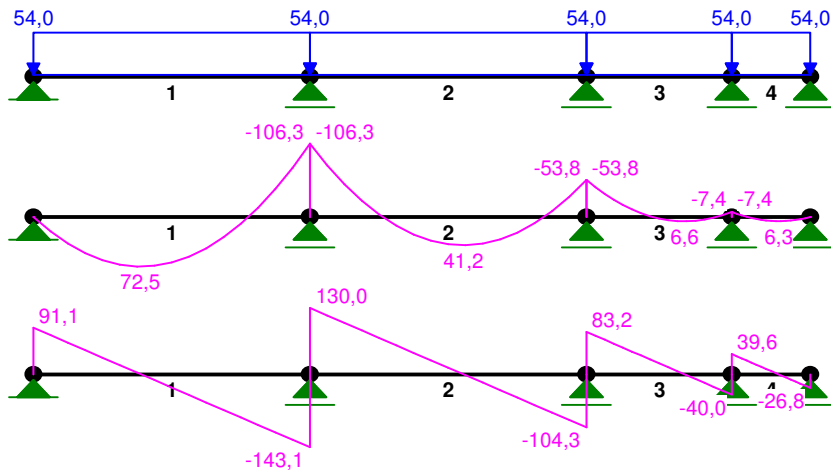
obc. ze stropu	-	0,48 kN/m ²		
plyta stropowa gr. 22cm	-	6,05 kN/m ²		
pasma obciążenia	a1 =	4,80 m	q1 =	2,30 kN/m
	a2 =	4,80 m	q2 =	23,04 kN/m
				25,34

Obliczenia statyczne.



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,090	0,000	4,090	1,000	1 B 570x240
2	00	2	3	4,090	0,000	4,090	1,000	1 B 570x240
3	00	3	4	2,150	0,000	2,150	1,000	1 B 570x240
4	00	4	5	1,160	0,000	1,160	1,000	1 B 570x240



Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54$ MPa, stal A3N o $f_{dy} = 420,00$ MPa
 $f_{dy} = 1,20$ MPa
 $h = 57,00$ cm, $b = 24,00$ cm, $d = 54,00$ cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	szt.	Fa
M1P	72,50	1035,95	0,26	3,32	12	4	4,52 cm ²
M2	106,30	1518,92	0,38	4,96	12	5	5,65 cm ²
M2P	41,20	588,71	0,14	1,85	12	2	2,26 cm ²
M3	53,80	768,75	0,19	2,44	12	3	3,39 cm ²
M3P	6,60	94,31	0,02	0,29	12	2	2,26 cm ²
M4	7,40	105,74	0,03	0,33	12	2	2,26 cm ²

Ścinanie.

$$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 116,64 \text{ kN}$$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $d=8$ mm ze stali A-0, dla której $R_{as} = 0,8 R_a = 152$ MPa.

Maksymalny rozstaw strzemion:

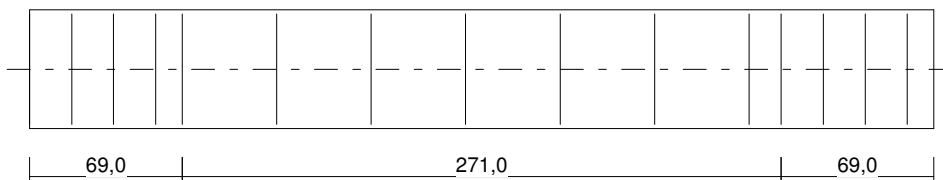
$$s_1 = 0,75 h = 0,75 \times 57,0 = 42,8 \quad s_1 \leq 50 \text{ cm}$$

przyjęto $s_1 = 42,8$ cm.

Zagęszczony rozstaw strzemion:

$$s_2 = 1/3 h = 1/3 \times 57,0 = 19,0 \quad s_2 \leq 30 \text{ cm}$$

przyjęto $s_2 = 19,0$ cm.



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0 \quad x_b = 69,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 69,0 \quad x_b = 340,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 42,8 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 42,8 \times 10 = 35,7 \text{ kN/m}$$

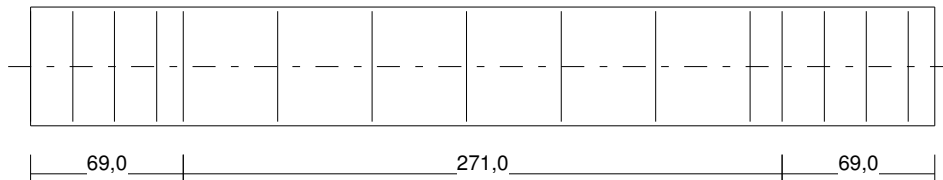
Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: $x_a = 340,0 \quad x_b = 409,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0 \quad x_b = 69,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 69,0 \quad x_b = 340,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 42,8 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 42,8 \times 10 = 35,7 \text{ kN/m}$$

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: $x_a = 340,0 \quad x_b = 409,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$

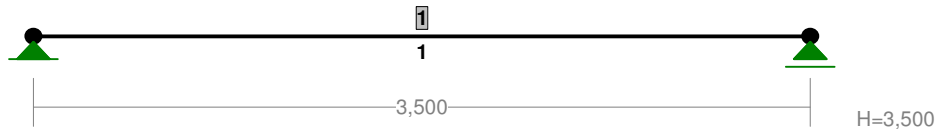
POZ. 2.2.2. PD17/0.

Zebranie obciążeń.

obc. ze stropu	-	0,48 kN/m ²
plyta stropowa gr. 22cm	-	6,05 kN/m ²
plyta stropowa gr. 25cm	-	6,88 kN/m ²

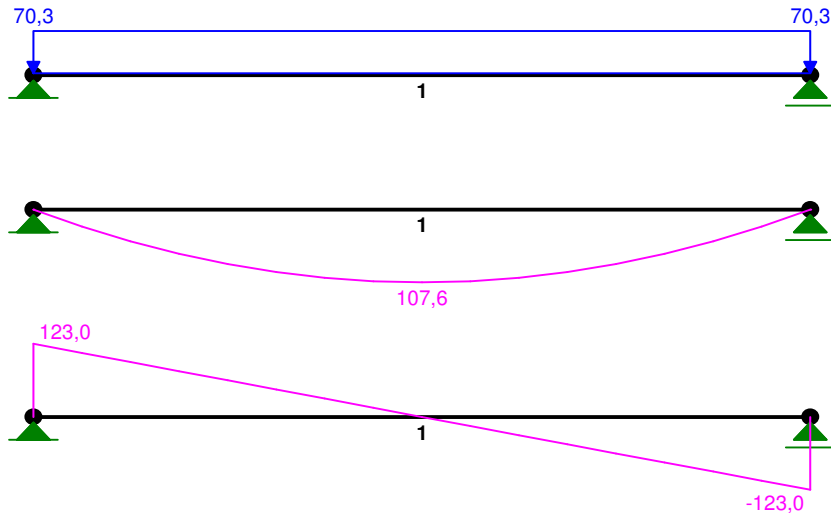
pasma obciążenia	a1 =	6,32 m	q1 =	3,03 kN/m
	a2 =	2,40 m	q2 =	14,52 kN/m
	a3 =	3,92 m	q3 =	15,37 kN/m
				<u>32,92 kN/m</u>

Obliczenia statyczne.



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	3,500	0,000	3,500	1,000	1 B 570x240



Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54$ MPa, stal A3N o $f_{dy} = 420,00$ MPa
 $f_{dy} = 1,20$ MPa
 $h = 57,00$ cm, $b = 24,00$ cm, $d = 54,00$ cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. F_a cm ²	Przyjęte F_a		
					Φ	szt.	F_a
M1P	107,60	1537,49	0,39	5,03	12	5	5,65 cm ²

Ścinanie.

$$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 116,64 \text{ kN}$$

Zbrojenie poprzeczne (strzemiona)

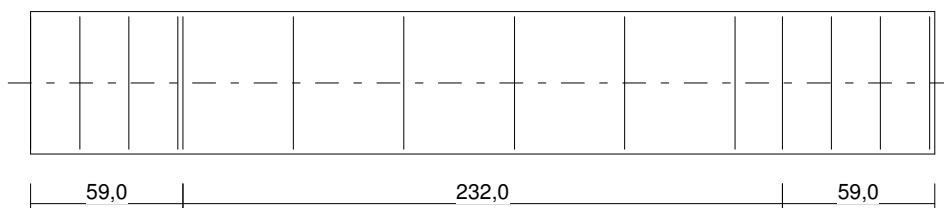
Na całej długości pręta przyjęto strzemiona o średnicy $d=8$ mm ze stali A-0, dla której $R_{as} = 0,8 R_a = 152$ MPa.

Maksymalny rozstaw strzemion: $s_1 = 0,75 h = 0,75 \times 57,0 = 42,8$ $s_1 \leq 50$ cm

przyjęto $s_1 = 42,8$ cm.

Zagęszczony rozstaw strzemion: $s_2 = 1/3 h = 1/3 \times 57,0 = 19,0$ $s_2 \leq 30$ cm

przyjęto $s_2 = 19,0$ cm.



Rozstaw strzemion:

Strefa nr 1

Początek i koniec strefy: $x_a = 0,0 \quad x_b = 59,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$

Strefa nr 2

Początek i koniec strefy: $x_a = 59,0 \quad x_b = 291,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 42,8 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 42,8 \times 10 = 35,7 \text{ kN/m}$$

Strefa nr 3

Początek i koniec strefy: $x_a = 291,0 \quad x_b = 350,0 \text{ cm}$

Strzemiona 2-cięte o rozstawie 19,0 cm.

$$F_s = n f_s = 2 \times 0,50 = 1,01 \text{ cm}^2,$$

$$q_s = F_s R_{as} / s = 1,01 \times 152 / 19,0 \times 10 = 80,4 \text{ kN/m}$$

POZ. 3.0. PIWNICA.

Zebranie obciążeń na 1m².

Obciążenie stałe.		gk	γ	go
		[kN/m ²]		[kN/m ²]
gres	-	0,27	1,20	0,32
gładź cementowa 0.05*21 =	-	1,05	1,30	1,37
styropian 0.04*0.45 =	-	0,02	1,20	0,02
tynk cem.-wap. 0.015*19=	-	0,29	1,30	0,37
		1,62		2,08
Obc. użytkowe - magazyn	-	7,50	1,10	8,25
Obc. użytkowe - część socjalna	-	5,00	1,30	6,50
Obc. użytkowe - magazyn na chemikalia	-	20,00	1,00	20,00
Obc. użytkowe - garaż	-	15,00	1,00	15,00
Współczynnik dynamiczny	-	1,20		

POZ. 3.1. PŁYTA STROPOWA.

Przyjęto strop typu filigran o gr. 22cm, 30cm i 35cm.

POZ. 3.2. PODCIĄGI.

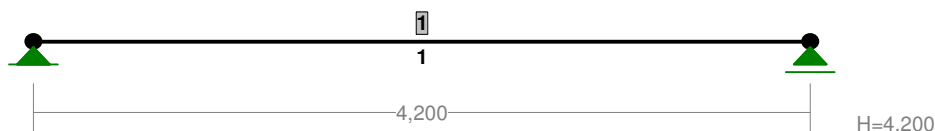
POZ. 3.2.1. PDA/P1.

Zebranie obciążeń.

obc. ze stropu	-	20,00 kN/m ²
płyta stropowa gr. 30cm	-	8,25 kN/m ²

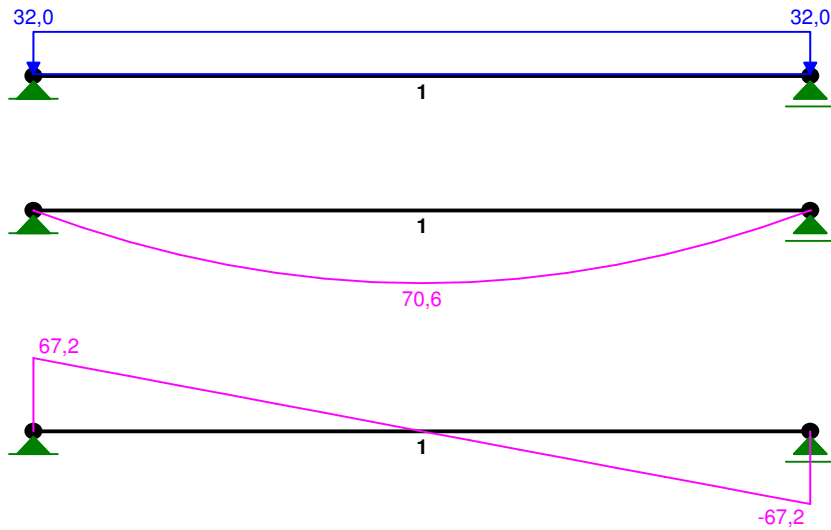
pasma obciążenia	a1 =	1,00 m	q1 =	20,00 kN/m
	a2 =	1,00 m	q2 =	8,25 kN/m
				28,25

Obliczenia statyczne.



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	4,200	0,000	4,200	1,000	1 B 980x240



Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54 \text{ MPa}$, stal A3N o $f_{dy} = 420,00 \text{ MPa}$
 $f_{dy} = 1,20 \text{ MPa}$
 $h = 98,00 \text{ cm}$, $b = 24,00 \text{ cm}$, $d = 95,00 \text{ cm}$

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	szt.	Fa
M1P	70,60	325,95	0,15	3,42	12	4	4,52 cm ²

Ścinanie.

$$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 205,20 \text{ kN}$$

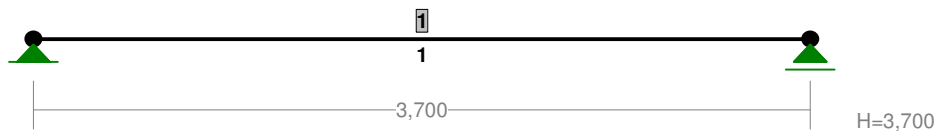
POZ. 3.2.2. PDA/P2.

Zebranie obciążeń.

obc. ze stropu - 17,08 kN/m²
 płyta stropowa gr. 35cm - 9,63 kN/m²

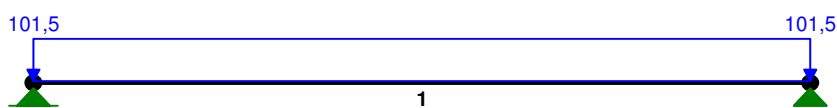
pasma obciążenia $a_1 = 3,80 \text{ m}$ $q_1 = 64,91 \text{ kN/m}$
 $a_2 = 3,80 \text{ m}$ $q_2 = 36,58 \text{ kN/m}$
 $\frac{101,48}{101,48}$

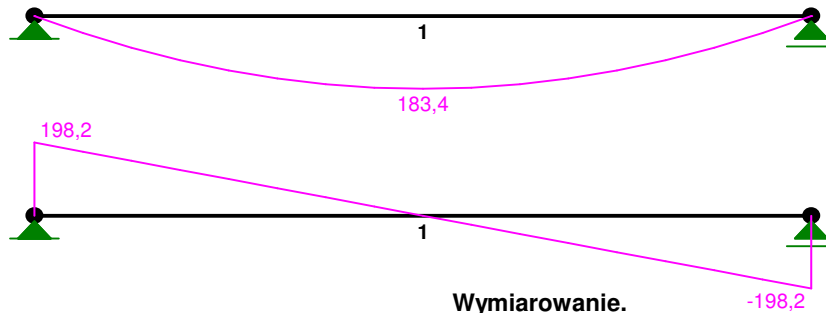
Obliczenia statyczne.



PRĘTY UKŁADU:

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	3,700	0,000	3,700	1,000	1 B 980x240





Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54$ MPa, stal A3N o $f_{dy} = 420,00$ MPa
 $f_{dy} = 1,20$ MPa
 $h = 98,00$ cm, $b = 24,00$ cm, $d = 95,00$ cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	szt.	Fa
M1P	183,40	846,72	0,21	4,74	12	5	5,65 cm²

Ścinanie.

$$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 205,20 \text{ kN}$$

POZ. 3.3. SCHODY.

$$\tan(a) = 0,61 \quad a = 31,26 \quad \cos(a) = 0,85$$

Zebranie obciążeń na 1 m².

	gk kN/m ²	γ	go kN/m ²
gres	0,54	1,20	0,65
stopnie $0,1945 \cdot 24/2 =$	2,33	1,10	2,57
plyta $0,20 \cdot 24/\cos(a) =$	5,62	1,10	6,18
tynek $0,015 \cdot 19/\cos(a) =$	0,33	1,30	0,43
obciążenie użytkowe	3,00	1,30	3,90
	11,82		13,73

POZ. 3.3.1. BG1 i BG2.

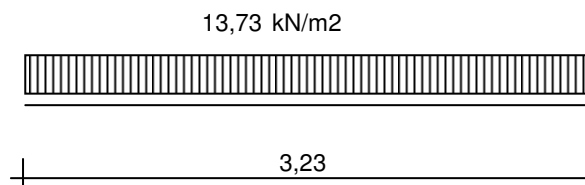
Zebranie obciążeń na 1m².

obc. biegu - 13,73 kN/m²

Obliczenia statyczne.

$$R1 = 22,19 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 17,94 \text{ kN/m}$$



Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54$ MPa, stal A3N o $f_{dy} = 400,00$ MPa
 $h = 12,00$ cm, $b = 100,00$ cm, $d = 10,00$ cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					ϕ	co	Fa
M	17,94	1794,44	0,48	4,80	12	15,0	7,54 cm²

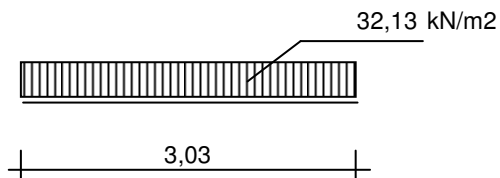
POZ. 3.3.2. PŁYTA Ps.

Zebranie obciążeń na 1m2.

		kN/m2	γ	kN/m2
wykładzina gres gr.1cm	-	0,25	1,20	0,30
plyta 0.15*25 =	-	3,75	1,10	4,13
tynek 0.015*19 =	-	0,24	1,30	0,31
obciążenie użytkowe	-	4,00	1,30	5,20
		8,24		9,93

reakcja z Bg1 - 22,19 kN/m

Obliczenia statyczne.



R = 48,67 kN/m
M = 36,87 kN

Wymiarowanie.

beton B30 - α_{fcd} = 14,54 MPa, stal A3N o f_{cy} = 400,00 MPa
h = 18,00 cm, b = 100,00 cm, h_o = 15,00 cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	co	Fa
M	36,87	1638,71	0,44	6,54	12	15,0	7,54 cm ²

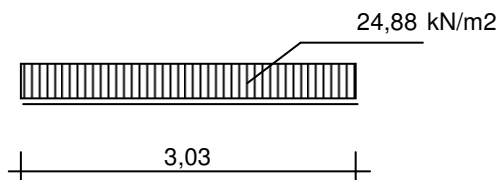
POZ. 3.3.3. BELKA Bs.

Zebranie obciążeń na 1m2.

		kN/m2	γ	kN/m2
wykładzina gres gr.1cm	-	0,25	1,20	0,30
plyta 0.15*25 =	-	3,75	1,10	4,13
tynek 0.015*19 =	-	0,24	1,30	0,31
obciążenie użytkowe	-	4,00	1,30	5,20
		8,24		9,93

reakcja z Bg1 - 22,19 kN/m

Obliczenia statyczne.



R = 37,69 kN/m
M = 28,55 kN

Wymiarowanie.

Beton B30 o α_{fcd} = 14,54 MPa, stal A3N o f_{dy} = 420,00 MPa
 f_{dy} = 1,20 MPa
h = 30,00 cm, b = 27,00 cm, d = 27,00 cm

Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	szt.	Fa
M1P	28,45	1445,41	0,36	2,65	12	3	3,39 cm ²

Ścinanie.

$Q_{min} = 0,75 \cdot f_{dr} \cdot d \cdot b = 65,61$ kN

POZ. 3.4. ŚCIANY PIWNIC.

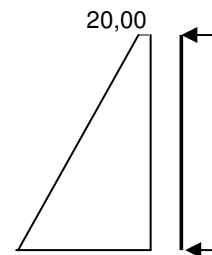
Zebranie obciążeń.

Obciążenie gruntem dla $h = 1,5$ m
Obciążenie gruntem dla $h = 3,0$ m

$q_1 = 20,00$ kN/m
 $q_2 = 68,84$ kN/m

Obliczenia statyczne.

$l_0 = 4,00$ m
 $M_{max} = 90,17$ kNm



Wymiarowanie.

Beton B30 o $a \cdot f_{dc} = 14,54$ MPa, stal A3N o $f_{dy} = 420,00$ MPa
 $h = 24,00$ cm, $b = 100,00$ cm, $h_0 = 21,00$ cm

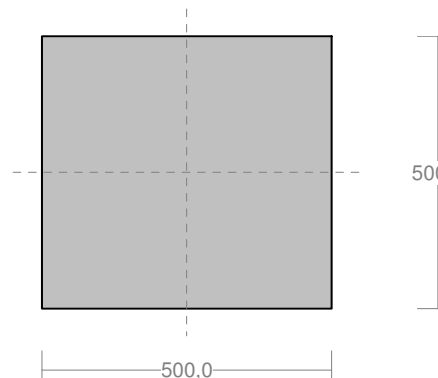
Moment -	Wartość kNm	A kPa	μ %	Obl. Fa cm ²	Przyjęte Fa		
					Φ	co	Fa
M	90,17	2044,64	0,53	11,07	16	15	13,40 cm²

POZ. 4.0. SŁUPY.

POZ. 4.1. S1.

Zebranie obciążeń.

Siła pionowa $N = 123,70$ kN
 $M_x = 106,94$ kN



$H=50,0$ $S=50,0$.

BETON: **B30**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = \mathbf{22,2 \text{ MPa}},$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = \mathbf{17,1 \text{ MPa}}.$$

$$F_b = \mathbf{2500 \text{ cm}^2}, I_{bx} = \mathbf{520833 \text{ cm}^4}, I_{by} = \mathbf{520833 \text{ cm}^4}$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

Położenie przekroju: $a = 0,00$ m, $b = 4,00$ m,

Momenty zginające: $M_x = 106,9$ kNm $M_y = 0,0$ kNm,

Siły poprzeczne: $Q_y = 26,7$ kN, $Q_x = 0,0$ kN,

Siła osiowa: $N = -123,7$ kN,

Mimośrodki statyczne $e_x = -M_y/N = - (0,0)/(-123,7) = 0,000$ m,

$e_y = M_x/N = (106,9)/(-123,7) = -0,865$ m.

Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 0,00$ m, $b = 4,00$ m,

Siły obliczeniowe:

$N = -123,7$ kN, $M = 109,4$ kNm

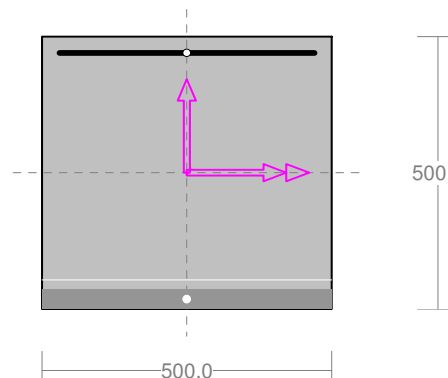
Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b = 17,1$ MPa, stali: $R_a = 400$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr} = 0,50$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$$x = 3,6 \quad (\xi = 0,076), \quad F_{bc} = 179 \text{ cm}^2,$$

$$h = 50,0, \quad h_0 = 47,0, \quad a = 3,0,$$



Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$F_a = 4,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2),$$

$$F_{ac} = 0,00 \text{ cm}^2 < \min F_{ac} = \min \mu_{ac} F_b = 0,0015 \times 2500 = 3,75 \text{ cm}^2, \text{ przyjęto } F_{ac} = 3,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2).$$

POZ. 4.2. S2.

Zebranie obciążeń.

$$\begin{aligned} \text{Siła pionowa} \quad N &= 123,70 \text{ kN} \\ M_x &= 106,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

Wymiary przekroju [cm]:

$$H=50,0 \quad S=67,0.$$

BETON: B30,

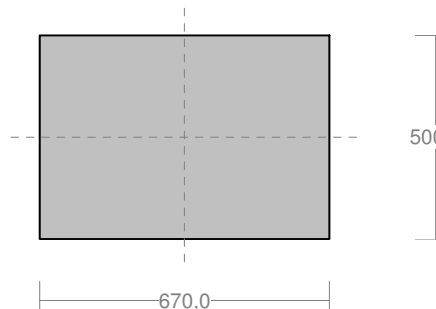
Wytrzymałość charakterystyczna:

$$R_{bk} m_{bl} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 22,2 \text{ MPa},$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b m_{bl} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{bl} \gamma_{b2} \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 17,1 \text{ MPa}.$$

$$F_b = 3350 \text{ cm}^2, I_{bx} = 697917 \text{ cm}^4, I_{by} = 1253179 \text{ cm}^4$$



Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: A

Położenie przekroju: $a = 0,00 \text{ m}, b = 4,00 \text{ m},$

Momenty zginające: $M_x = 106,9 \text{ kNm}, \quad M_y = 0,0 \text{ kNm},$

Siły poprzeczne: $Q_y = 26,7 \text{ kN}, \quad Q_x = 0,0 \text{ kN},$

Siła osiowa: $N = -123,7 \text{ kN},$

Mimośrodności statyczne $e_x = -M_y/N = - (0,0)/(-123,7) = 0,000 \text{ m},$

$e_y = M_x/N = (106,9)/(-123,7) = -0,865 \text{ m}.$

Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 0,00 \text{ m}, b = 4,00 \text{ m},$

Siły obliczeniowe:

$$N = -123,7 \text{ kN}, \quad M = 109,4 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b = 17,1 \text{ MPa}, \text{ stali: } R_a = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,50$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

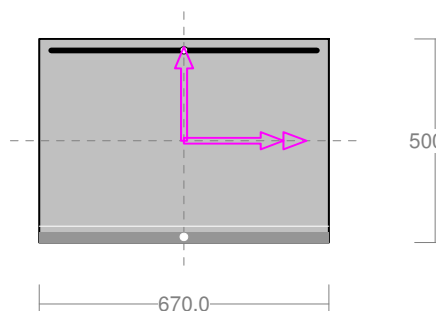
$$x = 2,6 \quad (\xi = 0,056), \quad F_{bc} = 177 \text{ cm}^2,$$

$$h = 50,0, \quad h_o = 47,2, \quad a = 2,8,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$F_a = 4,36 \text{ cm}^2 < \min F_a = \min \mu_a F_b = 0,0015 \times 3350 = 5,03 \text{ cm}^2, \text{ przyjęto } F_a = 5,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2),$$

$$F_{ac} = 0,00 \text{ cm}^2 < \min F_{ac} = \min \mu_{ac} F_b = 0,0015 \times 3350 = 5,03 \text{ cm}^2, \text{ przyjęto } F_{ac} = 5,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2).$$



POZ. 4.3. S3 - przyjęto jak S1.

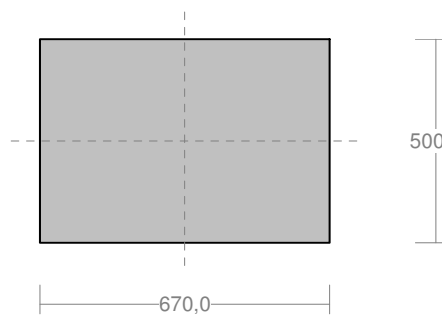
POZ. 4.4. S4 - przyjęto jak S2.

POZ. 4.5. S5 - przyjęto jak S2.

POZ. 4.6. S6.

Zebranie obciążeń.

Siła pionowa $N = 202,00 \text{ kN}$
Mx = 0,00 kN



Położenie przekroju: $a = 2,00 \text{ m}$, $b = 2,00 \text{ m}$,

Wymiary przekroju [cm]:

$H = 50,0$ $S = 67,0$.

BETON: **B30**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 22,2 \text{ MPa}$,

Wytrzymałość obliczeniowa:

$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 17,1 \text{ MPa}$.

$F_b = 3350 \text{ cm}^2$, $I_{bx} = 697917 \text{ cm}^4$, $I_{by} = 1253179 \text{ cm}^4$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

Położenie przek $a = 2,00 \text{ m}$, $b = 2,00 \text{ m}$,

Momenty zgin $M_x = 0,0 \text{ kNm}$, $M_y = 0,0 \text{ kNm}$,

Siły poprzeczne $Q_y = 0,0 \text{ kN}$, $Q_x = 0,0 \text{ kN}$,

Siła osiowa: $N = -202,0 \text{ kN}$,

Mimośrod stat $e_x = -M_y/N = - (0,0)/(-202,0) = 0,000 \text{ m}$,

$e_y = M_x/N = (0,0)/(-202,0) = 0,000 \text{ m}$.

Zbrojenie wymagane: (w przekroju: $a = 2,00 \text{ m}$, $b = 2,00 \text{ m}$.)

Obliczeniowe zbrojenie nie jest wymagane. Wymagane zbrojenia minimalne:

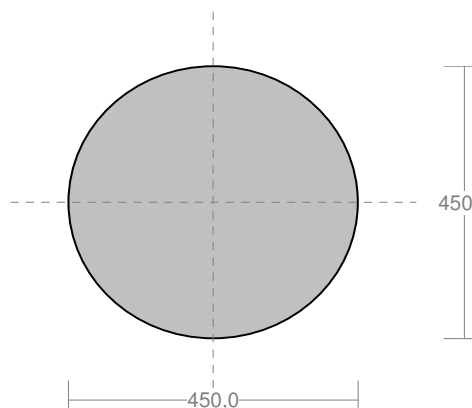
- w strefie b. ściskanej: $F_{ac} = \min \mu_{ac} F_b = 0,0015 \times 3350 = 5,03 \text{ cm}^2$ ($3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2$)

- w strefie m. ściskanej: $F_a = \min \mu_a F_b = 0,0015 \times 3350 = 5,03 \text{ cm}^2$ ($3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2$)

POZ. 4.7. S7.

Zebranie obciążeń.

Siła pionowa $N = 1818,01 \text{ kN}$
Mx = 90,00 kN
My = 1,00 kN



Wymiary przekroju [cm]:

$D = 45,0$, $d = 22,5$.

BETON: **B30**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 22,2 \text{ MPa}$,

Wytrzymałość obliczeniowa:

$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 17,1 \text{ MPa}$.

$F_b = 1590 \text{ cm}^2$, $I_{bx} = 201289 \text{ cm}^4$, $I_{by} = 201289 \text{ cm}^4$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

Położenie przekroju: $a = 0,00 \text{ m}$, $b = 4,00 \text{ m}$,

Momenty zginające: $M_x = 90,0 \text{ kNm}$,

$M_y = 1,0 \text{ kNm}$,

Siły poprzeczne: $Q_y = 22,5 \text{ kN}$,

$Q_x = -0,3 \text{ kN}$,

Siła osiowa: $N = -1820,0 \text{ kN}$,

Mimośrodry statyczne

$$e_x = -M_y/N = -(1,0)/(-1820,0) = 0,001 \text{ m},$$

$$e_y = M_x/N = (90,0)/(-1820,0) = -0,049 \text{ m}$$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie ustroju:

$$M_x = \eta_x (e_{ny} + e_{sy}) N = 1,296 \times (-0,020 - 0,049) \times (-1820,0) = 163,8 \text{ kNm},$$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

$$M_y = \eta_y (e_{nx} + e_{sx}) N = -1,297 \times (0,000 + 0,001) \times (-1820,0) = 1,0 \text{ kNm}.$$

Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 0,00 \text{ m}$, $b = 4,00 \text{ m}$,

Siły obliczeniowe:

$$N = -1820,0 \text{ kN}, \quad M = 165,4 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b = 17,1 \text{ MPa}, \text{ stali: } R_a = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,50$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

$$x = 23,4 \quad (\xi = 0,588), \quad F_{bc} = 857 \text{ cm}^2,$$

$$h = 44,6, \quad h_o = 39,8, \quad a = 4,9, \quad a' = 14,2,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$F_a = 3,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \text{ } \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2),$$

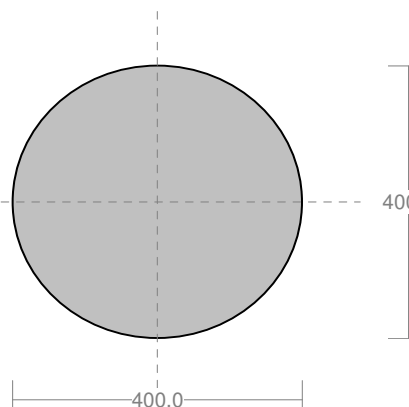
$$F_{ac} = 12,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow (4 \text{ } \varnothing 20 = 12,57 \text{ cm}^2).$$

POZ. 4.8. S8.

Zebranie obciążeń.

Siła pionowa

$$\begin{aligned} N &= 482,21 \text{ kN} \\ M_x &= 122,00 \text{ kNm} \\ M_y &= 6,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$



$$D=40,0, \quad d=20,0.$$

BETON: **B30**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$$R_{bk} m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 22,2 \text{ MPa},$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b m_{b1} m_{b2} m_{b3} m_{b4} / (\gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 17,1 \text{ MPa}.$$

$$F_b = 1257 \text{ cm}^2, \quad I_{bx} = 125664 \text{ cm}^4, \quad I_{by} = 125664 \text{ cm}^4$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

Położenie przekroju: $a = 0,00 \text{ m}$, $b = 4,00 \text{ m}$,

$$\text{Momenty zginające: } M_x = 122,0 \text{ kNm}, \quad M_y = 6,0 \text{ kNm},$$

$$\text{Siły poprzeczne: } Q_y = 30,5 \text{ kN}, \quad Q_x = -1,5 \text{ kN},$$

$$\text{Siła osiowa: } N = -1100,0 \text{ kN},$$

$$\text{Mimośrodry statyczne } e_x = -M_y/N = -(6,0)/(-1100,0) = 0,005 \text{ m},$$

$$e_y = M_x/N = (122,0)/(-1100,0) = -0,111 \text{ m}$$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie ustroju:

$$M_x = \eta_x (e_{ny} + e_{sy}) N = 1,279 \times (-0,020 - 0,111) \times (-1100,0) = 184,2 \text{ kNm},$$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

$$M_y = \eta_y (e_{nx} + e_{sx}) N = -1,279 \times (0,000 + 0,005) \times (-1100,0) = 6,0 \text{ kNm}.$$

Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 0,00$ m, $b = 4,00$ m,

Siły obliczeniowe:

$$N = -1100,0 \text{ kN}, \quad M = 186,1 \text{ kNm}$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$\text{betonu: } R_b = 17,1 \text{ MPa}, \text{ stali: } R_a = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \xi_{gr} = 0,50$$

Wielkości geometryczne: [cm]:

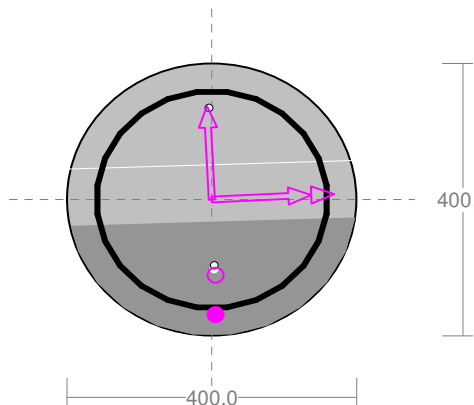
$$x = 15,6 \quad (\xi = 0,466), \quad F_{bc} = 494 \text{ cm}^2,$$

$$h = 39,8, \quad h_o = 33,4, \quad a = 6,4, \quad a' = 10,3,$$

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$$F_a = 10,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow (4 \varnothing 20 = 12,57 \text{ cm}^2),$$

$$F_{ac} = 17,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow (6 \varnothing 20 = 18,85 \text{ cm}^2).$$

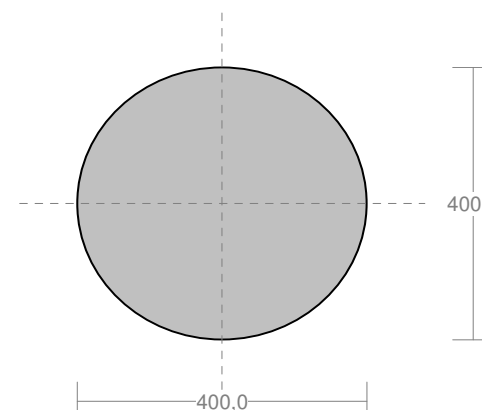


POZ. 4.9. S9.

Zebranie obciążeń.

Siła pionowa

$$\begin{aligned} N &= 423,50 \text{ kN} \\ M_x &= 127,00 \text{ kNm} \\ M_y &= 8,00 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Wymiary przekroju [cm]:

$$D=40,0, \quad d=20,0.$$

BETON: **B30**,

Wytrzymałość charakterystyczna:

$$R_{bk} \ m_{b1} \ m_{b2} \ m_{b3} \ m_{b4} = 22,2 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 = 22,2 \text{ MPa},$$

Wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b \ m_{b1} \ m_{b2} \ m_{b3} \ m_{b4} / (\gamma_{b1} \ \gamma_{b2} \ \gamma_{b3}) = 17,1 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 1,00 / (1,00 \times 1,00 \times 1,00) = 17,1 \text{ MPa}.$$

$$F_b = 1257 \text{ cm}^2, \quad I_{bx} = 125664 \text{ cm}^4, \quad I_{by} = 125664 \text{ cm}^4$$

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: **A**

Położenie przekroju: $a = 0,00$ m, $b = 4,00$ m,

Momenty zginające: $M_x = 127,0 \text{ kNm}$, $M_y = 8,0 \text{ kNm}$,

Siły poprzeczne: $Q_y = 31,7 \text{ kN}$, $Q_x = -2,0 \text{ kN}$,

Siła osiowa: $N = -900,0 \text{ kN}$,

Mimośrodność statyczne $e_x = -M_y/N = -(8,0)/(-900,0) = 0,009 \text{ m}$,

$e_y = M_x/N = (127,0)/(-900,0) = -0,141 \text{ m}$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie ustroju:

$$M_x = \eta_x (e_{ny} + e_{sy}) N = 1,242 \times (-0,020 - 0,141) \times (-900,0) = 180,1 \text{ kNm},$$

Uwzględnienie smukłości pręta w płaszczyźnie prostopadłej do ustroju:

$$M_y = \eta_y (e_{nx} + e_{sx}) N = -1,227 \times (0,000 + 0,009) \times (-900,0) = 8,0 \text{ kNm}.$$

Zbrojenie wymagane:

Położenie przekroju: $a = 0,00$ m, $b = 4,00$ m,

Siły obliczeniowe:

$N = -900,0$ kN, $M = 180,2$ kNm

Wytrzymałość obliczeniowa:

betonu: $R_b = 17,1$ MPa, stali: $R_a = 400$ MPa $\Rightarrow \xi_{gr} = 0,50$

Wielkości geometryczne: [cm]:

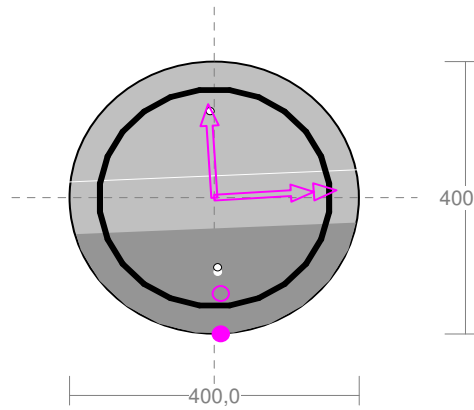
$x = 14,1$ ($\xi = 0,431$), $F_{bc} = 444$ cm²,

$h = 39,9$, $h_o = 32,6$, $a = 7,2$, $a' = 9,7$,

Zbrojenie wymagane (obliczone):

$F_a = 11,81$ cm² $\Rightarrow (4 \text{ } \varnothing 20 = 12,57$ cm²),

$F_{ac} = 13,96$ cm² $\Rightarrow (5 \text{ } \varnothing 20 = 15,71$ cm²) .



POZ. 5.0. FUNDAMENTY.

POZ. 5.1. STOPY FUNDAMENTOWE.

POZ. 5.1.1. STOPA FL1.

Siła w słupie:

$P_x = 0,00$ kN

$P_y = 0,00$ kN

$H_{vl} = 25,19$ kN

$V_{hl} = -37,04$ kN

$P_x = 0,00$ kN

$P_y = 0,00$ kN

Przyjęto stopę fundamentową o wym.:

cokół

B =	220	cm
L =	110	cm
h =	40	cm
B1 =	60	cm
L1 =	60	cm
h1 =	60	cm

Ciężar stopy :

- cokół żelbetowy B1*L1*h1*24 =

- płyta h*B*L*24 =

- grunt h1*(B*B1-L1)*18 =

Gk	γ	Go
5,18	1,10	5,70
	0,90	4,67
23,23	1,10	25,56
	0,90	20,91
25,96	1,00	25,96
	Gmax =	57,21
	Gmin =	51,53

Ściana osłonowa + podwalina + posadzka

54,22 kN

Całkowite obc. pionowe

Gmax =

74,39 kN

Siła pozioma w kierunku -

25,19 kN

Moment zginający przy podstawie fundamentu

M = 25,19 kN/m

Mimośród całkowitego obciążenia względem punktu "0".

$$e = 0,34 \text{ m}$$

Powierzchnia stopy fundamentowej.

$$F = 2,42 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności i wskaźnik bezwładności:

$$\begin{aligned} J_x &= 0,9761 \text{ m}^4 \\ W_x &= 0,89 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Napężenia pod fundamentem.

$$\begin{aligned} q_{\max} &= G_c/F + M_c/W = 59,13 \text{ kPa} \\ q_{\min} &= G_c/F - M_c/W = 2,35 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Dane gruntowe:

piaski drobne o $J_d=0,5$

$$\begin{aligned} \text{dla } \Phi^r &= 27,45^\circ \Rightarrow N_c = 24,50 \\ &N_b = 5,00 \\ &N_d = 14,00 \\ D_{\min} &= 1,00 \text{ m}, \quad m = 0,90 \\ B' &= B - 2 \cdot e = 1,52 \text{ m} \\ L' &= L = 1,10 \text{ m} \\ \text{tg } \delta_b &= 0,34 \Rightarrow i_c = 0,45 \quad C_u = 0,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{tg } \Phi^r &= 0,52 \quad i_b = 0,25 \quad \gamma_d^{(r)} = 15,75 \text{ kN/m}^3 \\ \text{tg } \delta_b & \quad i_d = 0,48 \quad \gamma_b^{(r)} = 15,75 \text{ kN/m}^3 \\ \text{-----} &= 0,65 \\ \text{tg } \Phi^r & \end{aligned}$$

$$\text{Odpór gruntu } Q_f = B' \cdot L' \cdot (N_c \cdot C_u \cdot i_c + N_d \cdot D_{\min} \cdot \gamma_d^{(r)} \cdot i_d + N_b \cdot \gamma_b^{(r)} \cdot B' \cdot i_b) \cdot m \cdot m$$

$$Q_f = 184,28 \text{ kN} > G = 74,39 \text{ kN}$$

POZ. 5.1.2. STOPA FL2.

Siła w słupie:

$$\begin{aligned} P_x &= 0,00 \text{ kN} \\ P_y &= 0,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_{vl} &= 8,39 \text{ kN} \\ V_{hl} &= -150,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_x &= 0,00 \text{ kN} \\ P_y &= 0,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Przyjęto stopę fundamentową o wym.:

$$\begin{aligned} B &= 280 \text{ cm} \\ L &= 140 \text{ cm} \\ h &= 40 \text{ cm} \\ \text{cokół } B_1 &= 60 \text{ cm} \\ L_1 &= 60 \text{ cm} \\ h_1 &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

Ciężar stopy :

	Gk	γ	Go
- cokół żelbetowy B1*L1*h1*24 =	5,18	1,10	5,70
		0,90	4,67
- płyta h*B*L*24 =	37,63	1,10	41,40
		0,90	33,87
- grunt h1*(B*H-B1*L1)*18 =	44,86	1,00	44,86
		Gmax =	91,95
		Gmin =	83,39

Ściana osłonowa + podwalina + posadzka 81,97 kN

Całkowite obc. pionowe Gmax = 23,72 kN

Siła pozioma w kierunku - 8,39 kN

Moment zginający przy podstawie fundamentu

M = 8,39 kN/m

Mimośród całkowitego obciążenia względem punktu "0".

e = 0,35 m

Powierzchnia stopy fundamentowej.

F = 3,92 m²

Moment bezwładności i wskaźnik bezwładności:

Jx = 2,5611 m⁴

Wx = 1,83 m³

Napężenia pod fundamentem.

qmax = Gc/F + Mc/W = 10,64 kPa

qmin = Gc/F - Mc/W = 1,47 kPa

Dane gruntowe:

piaski drobne o Jd=0,5

dla $\Phi^r = 27,45^\circ \Rightarrow N_c = 24,50$
 $N_b = 5,00$
 $N_d = 14,00$

Dmin = 1,00 m, m = 0,90

B' = B - 2*e = 2,09 m

L' = L = 1,40 m

tg $\delta_b = 0,35 \Rightarrow i_c = 0,40$ Cu = 0,00 kN/m²

tg $\Phi^r = 0,52$ ib = 0,22 $\gamma_d^{(r)} = 15,75$ kN/m³

tg δ_b id = 0,45 $\gamma_b^{(r)} = 15,75$ kN/m³

----- = 0,68

tg Φ^r

Odpór gruntu Qf = B'*L'*(Nc*Cu*ic + Nd*Dmin* $\gamma_d^{(r)}$ *id+Nb* $\gamma_b^{(r)}$ *B'*ib)*m*m

Qf = 321,51 kN > G = 23,72 kN

POZ. 5.1.3. STOPA FL3.

Siła w słupie:

$$P_x = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_y = 0,00 \text{ kN}$$

$$H_{vl} = 32,40 \text{ kN}$$

$$V_{hl} = 12,50 \text{ kN}$$

$$P_x = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_y = 0,00 \text{ kN}$$

Przyjęto stopę fundamentową o wym.:

$$B = 180 \text{ cm}$$

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

cokół

$$B_1 = 60 \text{ cm}$$

$$L_1 = 60 \text{ cm}$$

$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

Ciężar stopy :

	Gk	γ	Go
- cokół żelbetowy $B_1 \cdot L_1 \cdot h_1 \cdot 24 =$	5,18	1,10	5,70
		0,90	4,67
- płyta $h \cdot B \cdot L \cdot 24 =$	20,74	1,10	22,81
		0,90	18,66
- grunt $h_1 \cdot (B \cdot H - B_1 \cdot L_1) \cdot 18 =$	22,68	1,00	22,68
		Gmax =	51,19
		Gmin =	46,01

$$\text{Ściana osłonowa + podwalina + posadzka} \quad 49,41 \text{ kN}$$

$$\text{Całkowite obc. pionowe} \quad G_{\max} = 113,10 \text{ kN}$$

$$\text{Siła pozioma w kierunku -} \quad 32,40 \text{ kN}$$

Moment zginający przy podstawie fundamentu

$$M = 32,40 \text{ kN/m}$$

Mimośród całkowitego obciążenia względem punktu "0".

$$e = 0,29 \text{ m}$$

Powierzchnia stopy fundamentowej.

$$F = 2,16 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności i wskaźnik bezwładności:

$$J_x = 0,5832 \text{ m}^4$$

$$W_x = 0,65 \text{ m}^3$$

Napężenia pod fundamentem.

$$q_{\max} = G_c/F + M_c/W = 102,36 \text{ kPa}$$

$$q_{\min} = G_c/F - M_c/W = 2,36 \text{ kPa}$$

Dane gruntowe:

piaski drobne o $J_d=0,5$

dla	$\Phi^r =$	27,45 °	=> $N_c =$	24,50	
			$N_b =$	5,00	
			$N_d =$	14,00	
	$D_{min} =$	1,00 m,	$m =$	0,90	
	$B' =$	$B - 2 \cdot e =$	1,23 m		
	$L' =$	$L =$	1,20 m		
$tg \delta_b =$	0,29	=> $i_c =$	0,48	$C_u =$	0,00 kN/m ²
$tg \Phi^r =$	0,52	$i_b =$	0,28	$\gamma_d^{(r)} =$	15,75 kN/m ³
$tg \delta_b$		$i_d =$	0,50	$\gamma_b^{(r)} =$	15,75 kN/m ³
----- =	0,55				
$tg \Phi^r$					

$$\text{Odpór gruntu } Q_f = B' \cdot L' \cdot (N_c \cdot C_u \cdot i_c + N_d \cdot D_{min} \cdot \gamma_d \cdot i_d + N_b \cdot \gamma_b \cdot B' \cdot i_b) \cdot m \cdot m$$

$$Q_f = 163,77 \text{ kN} > G = 113,10 \text{ kN}$$

POZ. 5.1.4. STOPA FL4.

Siła w słupie:

$$P_x = 12,30 \text{ kN}$$

$$P_y = -61,00 \text{ kN}$$

$$H_{vl} = 29,60 \text{ kN}$$

$$V_{hl} = 86,50 \text{ kN}$$

$$P_x = 0,00 \text{ kN}$$

$$P_y = 0,00 \text{ kN}$$

Przyjęto stopę fundamentową o wym.:

	$B =$	180 cm
	$L =$	140 cm
	$h =$	40 cm
cokół	$B_1 =$	60 cm
	$L_1 =$	60 cm
	$h_1 =$	60 cm

Ciężar stopy :

	Gk	γ	Go
- cokół żelbetowy $B_1 \cdot L_1 \cdot h_1 \cdot 24 =$	5,18	1,10	5,70
		0,90	4,67
- płyta $h \cdot B \cdot L \cdot 24 =$	24,19	1,10	26,61
		0,90	21,77
- grunt $h_1 \cdot (B \cdot H - B_1 \cdot L_1) \cdot 18 =$	27,22	1,00	27,22
		$G_{max} =$	59,53
		$G_{min} =$	53,65

$$\text{Ściana osłonowa + podwalina + posadzka} \quad 56,07 \text{ kN}$$

$$\text{Całkowite obc. pionowe} \quad G_{max} = 141,10 \text{ kN}$$

$$\text{Siła pozioma w kierunku -} \quad 41,90 \text{ kN}$$

Moment zginający przy podstawie fundamentu

$$M = 41,90 \text{ kN/m}$$

Mimośród całkowitego obciążenia względem punktu "0".

$$e = 0,30 \text{ m}$$

Powierzchnia stopy fundamentowej.

$$F = 2,52 \text{ m}^2$$

Moment bezwładności i wskaźnik bezwładności:

$$\begin{aligned} J_x &= 0,6804 \text{ m}^4 \\ W_x &= 0,76 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Naprężenia pod fundamentem.

$$\begin{aligned} q_{\max} &= G_c/F + M_c/W = 111,42 \text{ kPa} \\ q_{\min} &= G_c/F - M_c/W = 0,57 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Dane gruntowe:

piaski drobne o $J_d=0,5$

$$\begin{aligned} \text{dla } \Phi^r &= 27,45^\circ \Rightarrow N_c = 24,50 \\ &N_b = 5,00 \\ &N_d = 14,00 \\ D_{\min} &= 1,00 \text{ m}, \quad m = 0,90 \\ B' &= B - 2 \cdot e = 1,21 \text{ m} \\ L' &= L = 1,40 \text{ m} \\ \text{tg } \delta_b &= 0,30 \Rightarrow i_c = 0,48 \quad C_u = 0,00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{tg } \Phi^r &= 0,52 \quad i_b = 0,28 \quad \gamma_d^{(r)} = 15,75 \text{ kN/m}^3 \\ \text{tg } \delta_b & \quad i_d = 0,50 \quad \gamma_b^{(r)} = 15,75 \text{ kN/m}^3 \\ \text{-----} &= 0,57 \\ \text{tg } \Phi^r & \end{aligned}$$

$$\text{Odpór gruntu } Q_f = B' \cdot L' \cdot (N_c \cdot C_u \cdot i_c + N_d \cdot D_{\min} \cdot \gamma_d \cdot i_d + N_b \cdot \gamma_b \cdot B' \cdot i_b) \cdot m \cdot m$$

$$Q_f = 187,16 \text{ kN} > G = 141,10 \text{ kN}$$

POZ. 5.1.5. STOPA F1.

Zebranie obciążeń.

$$\text{Siła w słupie} \quad 150,00 \text{ kN}$$

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

$$\begin{aligned} B &= 1,20 \text{ m} \\ L &= 0,90 \text{ m} \\ h &= 0,40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Naprężenia pod stopą } q = 149,45 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.1.6. STOPA F2.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 150,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 1,20 m
L = 0,90 m
h = 0,40 m

Napężenia pod stopą $q = 149,45 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.7. STOPA F3.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 150,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 1,20 m
L = 0,90 m
h = 0,40 m

Napężenia pod stopą $q = 149,45 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.8. STOPA F4.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 150,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 1,20 m
L = 0,90 m
h = 0,40 m

Napężenia pod stopą $q = 149,45 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.9. STOPA F5.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 150,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 1,20 m
L = 0,90 m
h = 0,40 m

Napężenia pod stopą $q = 149,45 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.10. STOPA F6.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 220,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 1,60 m
L = 1,00 m
h = 0,40 m

Naprężenia pod stopą $q = 148,06 \text{ kPa} < q_f = 200,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.11. STOPA F7.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 1820,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 3,50 m
L = 3,50 m
h = 0,40 m

Naprężenia pod stopą $q = 159,13 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.1.12. STOPA F8.

Zebranie obciążeń.

Siła w słupie 1100,00 kN

Przejęto ławę fundamentową o wym.:

B = 2,70 m
L = 2,70 m
h = 0,40 m

Naprężenia pod stopą $q = 161,45 \text{ kPa} < q_f = 200,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2. ŁAWY FUNDAMENTOWE.

Dane gruntowe.

Odpór gruntu $q_f = 170,00 \text{ kPa}$

Zebranie obciążeń na 1m².

a) obc. z dachu	-	2,32	kN/m ²
b) stropodach	-	2,32	-"
c) strop - obc. stałe	-	2,08	-"
22 cm		6,05	-"
25 cm		6,88	-"
30 cm		8,25	-"
35 cm		9,63	-"
obc. użytkowe		2,80	-"
		6,50	-"
		9,00	-"
		15,00	-"
		20,00	-"
d) ściana gr. 24 cm	-	6,17	-"
e) ściana żelbetowa gr. 25 cm	-	7,31	-"

POZ. 5.2.1. ŁAWA 1.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	4,32	8,99	- " -
	4,32	41,58	- " -
	4,32	64,80	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		144,62	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	100,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	10,56	kN/m
RAZEM -	155,18	kN/m

Naprężenia pod ławą $q = 155,18 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2.2. ŁAWA 2.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	3,80	7,90	- " -
	3,80	36,58	- " -
	3,80	57,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		130,73	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	90,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	9,50	kN/m
RAZEM -	140,23	kN/m

Naprężenia pod ławą $q = 155,82 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2.3. ŁAWA 3.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	3,80	7,90	- " -
	3,80	36,58	- " -
	6,00	90,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		<hr/>	
		163,73	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	110,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	11,62	kN/m
RAZEM -	<hr/>	
	175,35	kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 159,41 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.4. ŁAWA 4.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	3,80	7,90	- " -
	3,80	36,58	- " -
	3,80	34,20	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		<hr/>	
		107,93	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	75,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	7,92	kN/m
RAZEM -	<hr/>	
	115,85	kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 154,47 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.5. ŁAWA 5.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	3,80	7,90	- " -
	3,80	36,58	- " -
	6,00	54,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,35	- " -
		<hr/>	
		127,83	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	85,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	8,98	kN/m
RAZEM -	<hr/>	
	136,81	kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 160,95 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.6. ŁAWA 6.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	2,00	4,16	- " -
	1,00	14,30	- " -
	1,00	9,30	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		<hr/>	
		57,01	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	40,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	4,22	kN/m
RAZEM -	<hr/>	61,23 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 153,09 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.7. ŁAWA 7.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	6,00	13,92	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	2,00	4,16	- " -
	1,00	14,36	- " -
	4,00	37,20	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	12,00	87,76	- " -
		<hr/>	
		157,40	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	110,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	11,62	kN/m
RAZEM -	<hr/>	169,02 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 153,65 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.8. ŁAWA 8.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	2,00	4,16	- " -
	2,00	16,50	- " -
	2,00	40,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,26	- " -
		<hr/>	
		89,92	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	60,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	6,34	kN/m
RAZEM -	<hr/>	96,26 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 160,43 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.9. ŁAWA 9.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	2,00	4,16	- " -
	1,00	14,30	- " -
	4,00	37,20	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		<hr/>	
		84,91	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	60,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	6,34	kN/m
RAZEM -	<hr/>	91,25 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 152,08 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.10. ŁAWA 10.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	2,00	4,16	- " -
	2,00	16,50	- " -
	4,00	80,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	26,25	- " -
		<hr/>	
		126,91	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	90,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	9,50	kN/m
RAZEM -	<hr/>	136,41 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 151,57 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.11. ŁAWA 11.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	6,30	13,10	- " -
	6,30	60,64	- " -
	6,30	94,50	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		<hr/>	
		197,49	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	140,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	14,78	kN/m
RAZEM -	<hr/>	212,27 kN/m

$$\text{Napężenia pod ławą } q = 151,62 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.12. ŁAWA 12.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	4,20	8,74	- " -
	2,40	14,52	- " -
	2,40	6,72	- " -
	1,80	14,85	
	1,80	16,20	
d -	4,00	24,69	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		114,97	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	80,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	8,45	kN/m
RAZEM -	123,42	kN/m

$$\text{Naprężenia pod ławą } q = 154,27 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.13. ŁAWA 13.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	9,60	19,97	- " -
	4,80	29,04	- " -
	4,80	13,44	- " -
	4,80	39,60	
	4,80	31,20	
d -	4,00	24,69	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		187,19	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	130,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	13,73	kN/m
RAZEM -	200,92	kN/m

$$\text{Naprężenia pod ławą } q = 154,55 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.14. ŁAWA 14 - przyjęto jak 13.

POZ. 5.2.15. ŁAWA 15 - przyjęto jak 13.

POZ. 5.2.16. ŁAWA 16 - przyjęto jak 13.

POZ. 5.2.17. ŁAWA 17.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	7,84	16,31	- " -
	3,92	23,72	- " -
	3,92	10,98	- " -
	3,92	32,34	
	3,92	25,48	
d -	4,00	24,69	- " -
e -	4,00	29,25	- " -
		162,77	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	110,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	11,62	kN/m
RAZEM -	174,39	kN/m

Naprężenia pod ławą $q = 158,53 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2.18. ŁAWA 18.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.		
a -	0,00	0,00 kN/m
b -	0,00	0,00 - " -
c -	5,52	11,48 - " -
	1,52	21,74 - " -
	1,52	14,14 - " -
	4,00	60,50 - " -
	4,00	37,20 - " -
d -	4,00	24,69 - " -
e -	4,00	29,25 - " -
		199,00 kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	140,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	14,78	kN/m
RAZEM -	213,78	kN/m

Naprężenia pod ławą $q = 152,70 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2.19. ŁAWA 19.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.		
a -	0,00	0,00 kN/m
b -	0,00	0,00 - " -
c -	11,00	22,88 - " -
	4,00	60,50 - " -
	4,00	37,20 - " -
	3,00	24,75 - " -
	3,00	60,00 - " -
d -	0,00	0,00 - " -
e -	8,00	58,50 - " -
		263,83 kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	180,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	19,01	kN/m
RAZEM -	282,84	kN/m

Naprężenia pod ławą $q = 157,13 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$

POZ. 5.2.20. ŁAWA 20.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	3,00	6,24	- " -
	3,00	24,75	- " -
	3,00	60,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	8,00	58,50	- " -
		149,49	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	100,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	10,56	kN/m
RAZEM -	160,05	kN/m

$$\text{Naprężenia pod ławą } q = 160,05 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.21. ŁAWA 21.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	1,50	3,48	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	6,00	12,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	8,00	58,50	- " -
		73,98	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	50,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	5,28	kN/m
RAZEM -	79,26	kN/m

$$\text{Naprężenia pod ławą } q = 158,52 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.22. ŁAWA 22.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	9,90	22,97	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	6,00	12,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	8,00	58,50	- " -
		93,47	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	65,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	6,86	kN/m
RAZEM -	100,33	kN/m

$$\text{Naprężenia pod ławą } q = 154,36 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$$

POZ. 5.2.23. ŁAWA 23.

Zebranie obciążeń na 1mb.

pasmo obc.			
a -	0,00	0,00	kN/m
b -	0,00	0,00	- " -
c -	4,00	60,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
	0,00	0,00	- " -
d -	0,00	0,00	- " -
e -	1,00	7,31	- " -
		67,31	kN/m

Przyjęto ławę fundamentową o wym.:

Szerokość ławy b -	60,00	cm
Wysokość ławy h -	40,00	cm
ciężar ławy $b \cdot h \cdot 24 \cdot 1,1 =$	6,34	kN/m
RAZEM -	73,65	kN/m

Napężenia pod ławą $q = 122,74 \text{ kPa} < q_f = 170,00 \text{ kPa}$