

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

W obliczeniach przyjęto następujące założenia:

- beton B 20, B 25
- stal do konstrukcji żelbetowych A-III /zbrojenie główne/, A-I /zbrojenie rozdzielcze, strzemiona/
- stal do konstrukcji stalowych St3Sx
- II strefa obciążenia śniegiem
- I strefa obciążenia wiatrem, teren B

POZ. 1.0 – DACH:

Kąt nachylenia dachu $\alpha=40^\circ$, $\sin \alpha = 0,643$, $\cos \alpha = 0,766$. Poszycie dachu gontem bitumicznym na płycie OSB.

Obciążenia:

gont + płyta OSB	0,40 kN/m ²	1,2	0,48 kN/m ²
wełna mineralna 16 cm, 40 kg/m ³	0,06 kN/m ²	1,2	0,07 kN/m ²
sufity podwieszone	0,25 kN/m ²	1,2	0,30 kN/m ²
	0,71 kN/m ²		0,85 kN/m ²
śnieg, strefa II	0,48 kN/m ²	1,5	0,72 kN/m ²
	0,72 kN/m ²	1,5	1,08 kN/m ²
wiatr, strefa I, teren B	0,18 kN/m ²	1,5	0,27 kN/m ²

Przyjęto krokwie o przekroju 8x16 cm. W miejscu podparcia wymianów lukarn zaprojektowano krokwie podwójne.

Wymian przy lukarnie:

Obciążenia rozłożone na osie I i II:

śnieg	oś I	oś II
0,72 kN/m ² *0,93 m*0,766=0,51 kN/m	0,72 kN/m ² *0,93 m*0,643=0,43 kN/m	
1,5	1,5	
0,77 kN/m	0,65 kN/m	
0,72 kN/m ² *1,60 m*0,766=0,88 kN/m	0,72 kN/m ² *1,60 m*0,643=0,74 kN/m	
1,5	1,5	
1,32 kN/m	1,11 kN/m	

wiatr cały wiatr na oś I

0,18 kN/m ² *1,21m	0,22 kN/m	1,5	0,33 kN/m
0,18 kN/m ² *2,08m	0,37 kN/m	1,5	0,56 kN/m

poszycie oś I

	oś I	oś II
0,71 kN/m ² *1,21m*0,766=0,66 kN/m	0,71 kN/m ² *1,21m*0,643=0,55 kN/m	
1,2	1,2	
0,79 kN/m	0,66 kN/m	
0,71 kN/m ² *2,08m*0,766=1,13 kN/m	0,71 kN/m ² *2,08m*0,643=0,95 kN/m	
1,2	1,2	
1,36 kN/m	1,14 kN/m	

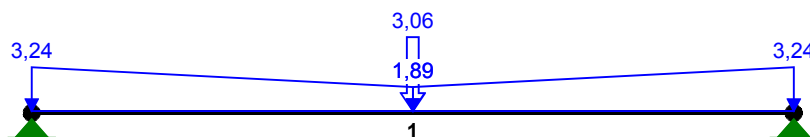
Skupione od kosзовых lukarny

4 kN*0,766	3,06 kN	4 kN*0,643	2,57 kN
------------	---------	------------	---------

Oś I



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA:

([kN] , [kNm] , [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg) :	P2 (Td) :	a [m] :	b [m] :
Grupa:	A	""		Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Skupione	0,0	3,06		1,37	
1	Liniowe	0,0	3,24	1,89	0,00	1,37
1	Liniowe	0,0	1,89	3,24	1,37	2,74

$$M_{\max}^I = 4,3 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^{II} = 3,3 \text{ kN}$$

Przekrój wymiany 16x16 cm, $W_I = W_{II} = 683 \text{ cm}^3$

$$\sigma_I = 0,63 \text{ kN/cm}^2 \quad \sigma_{II} = 0,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2} = 0,79 \text{ kN/m}^2 < 1,66 \text{ kN/m}^2$$

Poz. 1.1.1 – Płatew stalowa:

Płatew liczona jako jednoprzęsłowa o rozpiętości 5,5 m.

Płatew obciążona reakcjami z krokwi.

Reakcje pionowe rozłożone na płatew 9,58 kN/m.

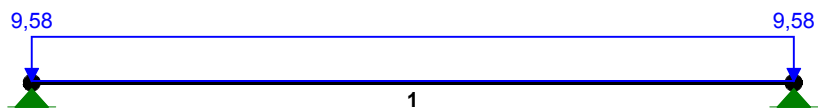
Reakcje poziome przenoszone jętkami na ścianę w osi C.

Ciężar własny uwzględniany przez program Rm-win.

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

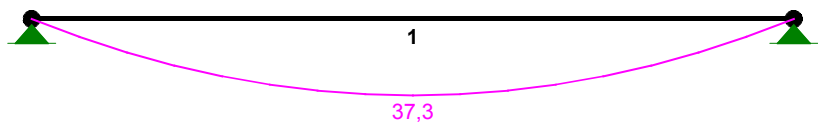
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa: A ""				Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe	0,0	9,58	9,58	0,00	5,50

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

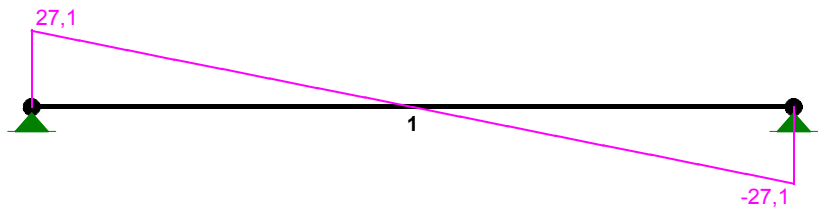
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - ""	Zmienne 1	1,00	1,00

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A


Pręt:	x/L:	x [m]:	M [kNm]:	Q [kN]:	N [kN]:
1	0,00	0,000	0,0	27,1	0,0
	0,50	2,750	37,3*	0,0	0,0
	1,00	5,500	0,0	-27,1	0,0

* = Wartości ekstremalne

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu


Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:	Pręt:	Warunek nośności:	Wykorzystanie:
1	1	Nośność (Stateczność) przy zgi	81,1% 

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:	Pręt:	Warunek nośności:	Wykorzystanie:
1	1	Stan graniczny użytkowania	97,2% 

Przyjęto płatew z I 200 z nakładką drewnianą 14x7 cm.

Poz. 1.1.2 – Płatew stalowa:

Płatew liczona jako jednoprzęsłowa o rozpiętości 6,0 m.

Płatew obciążona reakcjami z krokwi.

Reakcje pionowe rozłożone na płatew 5,05 kN/m.

Reakcje poziome przenoszone jętkami na ścianę w osi C.

Przyjęto jak płatew z poz. 1.1.1.

Poz. 1.1.3 – Płatew stalowa:

Płatew liczona jako jednoprzęsłowa o rozpiętości 6,3 m.

Płatew obciążona reakcjami z krokwi.

Reakcje pionowe rozłożone na płatew 8,42 kN/m.

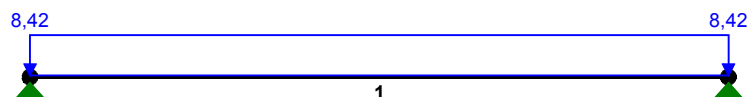
Reakcje poziome rozłożone na płatew 0,95 kN/m /uwzględnione w obliczeniach w module Rm-stal programu Rm-win/.

Ciężar własny uwzględniany przez program Rm-win.

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA:

([kN] , [kNm] , [kN/m])

Pręt: Rodzaj: Kąt: P1 (Tg): P2 (Td): a [m]: b [m]:

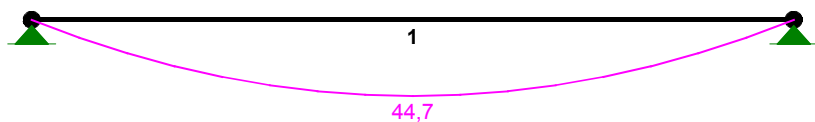
Grupa:	A	""			Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe	0,0	8,42	8,42	0,00	6,30	

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

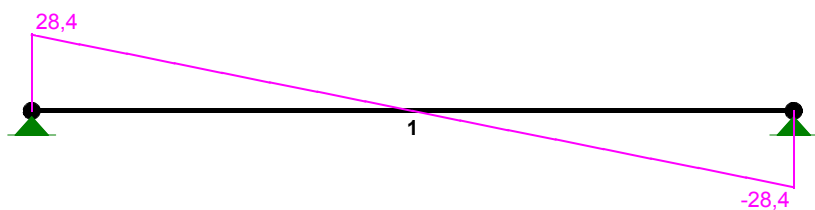
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:		Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.				1,10
A - ""	Zmienne	1	1,00	1,00

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	28,4	0,0
	0,50	3,150	44,7*	0,0	0,0
	1,00	6,300	0,0	-28,4	0,0

* = Wartości ekstremalne

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:	Pręt:	Warunek nośności:	Wykorzystanie:
1	1	Nośność (Stateczność) przy zgi	88,3% <div style="display: inline-block; width: 50px; height: 10px; background: linear-gradient(to right, gray, white); border: 1px solid gray;"></div>

Przyjęto płatew z I 300 z nakładką drewnianą 14x7 cm.

POZ. 2.0 – STROPY:

Poz. 2.1 – Strop nad II piętrem:

Strop nad II piętrem zaprojektowano jako płytę żelbetową, monolityczną o grubości 15 cm.

Obciążenia:

użytkowe	1,50 kN/m ²	1,4	2,10 kN/m ²
posadzka	0,44 kN/m ²	1,2	0,53 kN/m ²
zastępcze od ścianek działowych	1,25 kN/m ²	1,2	1,50 kN/m ²
własny	3,75 kN/m ²	1,1	4,13 kN/m ²
	6,94 kN/m ²		8,26 kN/m ²

Poz. 2.1.1.1, 2.1.1.2, 2.1.2:

Płyty jednoprzęsłowe o maksymalnej rozpiętości 3,94 m.

$M_{\max} = 16,03 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto #10 co 15 cm /A = 5,23 cm²/ dołem w przęśle, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 2.1.3, 2.1.4, 2.1.5:

Płyty ze wspornikami.

$M_{\max} = 14,20 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto #10 co 15 cm /A = 5,23 cm²/ dołem w przęśle, górą na wsporniku, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 2.1.6:

Płyta utwierdzona w płytach poprzecznych.

$M_{\max}^{\text{podpora}} = 5,8 \text{ kNm}$, $M_{\max}^{\text{przęsło}} = 8,68 \text{ kNm}$ /liczone jak dla belki wolnopodpartej/ \rightarrow przyjęto #10 co 15 cm /A = 5,23 cm²/ dołem w przęśle, górą przy podporach, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

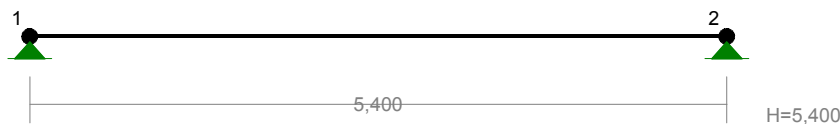
W płytach poprzecznych, w pasie o szerokości 50 cm zagęścić zbrojenie do #10 co 10 cm.

Poz. 2.1.8, 2.1.9, 2.1.10:

Belka stalowa niosąca płytę stropową. Maksymalna rozpiętość 5,4 m.

Obciążenie ze stropu 10,74 kN/m.

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN], [kNm], [kN/m])

Pręt: Rodzaj: Kąt: P1 (Tg): P2 (Td): a[m]: b[m]:

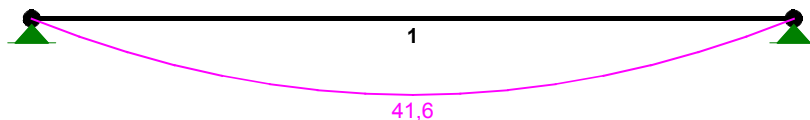
Grupa: A "" Zmienne $\gamma_f = 1,00$
1 Liniowe 0,0 10,74 10,74 0,00 5,40

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu

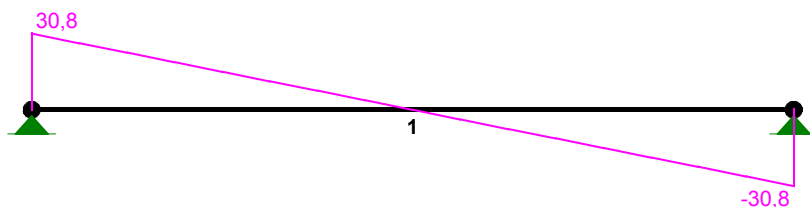
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - ""	Zmienne 1	1,00	1,00

MOMENTY:



TNĄCE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	30,8	0,0
	0,50	2,700	41,6*	0,0	0,0
	1,00	5,400	0,0	-30,8	0,0

* = Wartości ekstremalne

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój: Pręt: Warunek nośności: Wykorzystanie:

1 1 Stan graniczny użytkowania 69,7%

Przyjęto I 200 HEB.

Poz. 2.1.11:

Belka żelbetowa o przekroju 20x25 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 3,00$ m.

Obciążenia:

ze stropu			18,90 kN/m
ciężar własny	1,25 kN/m	1,1	<u>1,38 kN/m</u>
			20,28 kN/m

$M_{\max} = 22,82$ kNm \rightarrow przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.1.12:

Belka żelbetowa o przekroju 24x25 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 2,30$ m.

Obciążenia:

ze stropu			13,00 kN/m
ściana + wieniec + ciężar własny	5,76 kN/m		<u>6,63 kN/m</u>
			19,63 kN/m

$M_{\max} = 10,31$ kNm \rightarrow przyjęto 3#12 /A = 3,39 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.1.13:

Belka żelbetowa o przekroju 20x30 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 3,00$ m.

Obciążenia:

ze stropu			33,40 kN/m
ciężar własny	1,5 kN/m	1,1	<u>1,65 kN/m</u>
			35,05 kN/m

$M_{\max} = 39,3$ kNm \rightarrow przyjęto 6#12 /A = 6,78 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.1.14:

Belka żelbetowa o przekroju 24x30 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 2,70$ m.

Obciążenia :

ze stropu			16,27 kN/m
ciężar własny	1,80 kN/m	1,1	<u>1,98 kN/m</u>
			18,25 kN/m

$M_{\max} = 16,63$ kNm \rightarrow przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.2 – Strop nad I piętem:

Poz. 2.2.1 :

Strop gęstożebrowy Rectobeton firmy Rector o maksymalnej rozpiętości osiowej 6,30 m. Przyjęto strop RS136+RP20+5.

Obciążenia:

ciężar własny stropu	3,33 kN/m ²	1,1	3,66 kN/m ²
użytkowe	1,50 kN/m ²	1,4	2,10 kN/m ²
posadzka	1,25 kN/m ²	1,2	1,50 kN/m ²
zastępcze od ścianek	1,25 kN/m ²	1,2	1,50 kN/m ²
	7,33 kN/m ²		8,76 kN/m ²

Belki w rozstawie 60 cm.

$$M_{sd} = 24,15 \text{ kNm} < M_{rd} = 29,22 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 17,13 \text{ kN} < V_{rd} = 20,40 \text{ kN}$$

Poz. 2.2.2:

Strop gęstożebrowy Rectobeton firmy Rector o rozpiętości osiowej 8,00 m. Przyjęto strop 3xRS138+RP25+5

Obciążenia:

ciężar własny stropu	4,96 kN/m ²	1,1	5,46 kN/m ²
użytkowe	1,50 kN/m ²	1,4	2,10 kN/m ²
posadzka	1,25 kN/m ²	1,2	1,50 kN/m ²
	<u>7,71 kN/m²</u>		<u>9,06 kN/m²</u>

Belki w rozstawie 80 cm	6,17 kN/m		7,25 kN/m
ścianka działowa	<u>2,10 kN/m</u>	1,2	<u>2,52 kN/m</u>
	8,27 kN/m		9,77 kN/m

$$M_{sd} = 73,54 \text{ kNm} < M_{rd} = 75,42 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 28,37 \text{ kN} < V_{rd} = 55,32 \text{ kN}$$

Poz. 2.2.3:

Balkony zaprojektowano jako płyty monolityczne, żelbetowe, wspornikowe o wysięgu 2,05 m. Grubość płyty 15 cm.

Obciążenia:

ciężar własny	3,75 kN/m ²	1,1	4,13 kN/m ²
styropian	0,12 kN/m ²	1,3	0,16 kN/m ²
posadzka	1,54 kN/m ²	1,3	2,00 kN/m ²
użytkowe	<u>5,00 kN/m²</u>	1,3	<u>6,50 kN/m²</u>
	10,51 kN/m ²		12,79 kN/m ²

$$\text{Moment od barierki balkonowej } 1\text{kN} \cdot 1,1\text{m} = 1,1\text{kNm} \quad 1,2 \quad 1,32 \text{ kNm}$$

$M_{\max} = 26,87 \text{ kNm} + 1,32 \text{ kNm} = 28,19 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto #10 co 9 cm /A = 8,72 cm²/górą, pręty rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 2.2.4:

Belka żelbetowa o przekroju 24x30 cm i rozpiętości obliczeniowej l = 2,70 m.

Obciążenia:

ściana	5,94 kN/m	1,2	7,13 kN/m
reakcja ze stropu			27,59 kN/m
ciężar własny	1,80 kN/m	1,1	<u>1,98 kN/m</u>
			36,70 kN/m

$M_{\max} = 33,44 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.2.5:

Belka żelbetowa o przekroju 24x30 cm i rozpiętości obliczeniowej l = 2,30 m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			35,48 kN/m
ciężar własny	1,80 kN/m	1,1	<u>1,98 kN/m</u>
			37,46 kN/m

$M_{\max} = 24,77 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto 3#12 /A = 3,39 cm²/dołem w przęśle, strzemiona #8

co max 20 cm.

Poz. 2.2.6:

Belka żelbetowa o przekroju 24x50 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 2,75$ m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			27,60 kN/m
reakcja z balkonu			26,22 kN/m
ciężar własny	3,00 kN/m	1,1	<u>3,30 kN/m</u>
			57,12 kN/m

$M_{\max} = 54,00$ kNm \rightarrow przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.2.7:

Belka żelbetowa o przekroju 24x50 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 2,75$ m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			42,24 kN/m
reakcja z balkonu			26,22 kN/m
ciężar własny	3,00 kN/m	1,1	<u>3,30 kN/m</u>
			71,76 kN/m

$M_{\max} = 67,84$ kNm \rightarrow przyjęto 5#12 /A = 5,65 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3 – Strop nad parterem:

Poz. 2.3.1:

Strop gęstożebrowy Rectobeton jak poz. 2.2.1.

Poz. 2.3.3:

Taras zaprojektowano jako płytę żelbetową, monolityczną o grubości 15 cm.

Obciążenia:

ciężar własny	3,75 kN/m ²	1,1	4,13 kN/m ²
styropian	0,12 kN/m ²	1,3	0,16 kN/m ²
posadzka	1,54 kN/m ²	1,3	2,00 kN/m ²
użytkowe	<u>2,00 kN/m²</u>	<u>1,4</u>	<u>2,80 kN/m²</u>
	7,41 kN/m ²		9,09 kN/m ²

Moment od barierki balkonowej $1\text{kN} \cdot 1,1\text{m} = 1,1\text{kNm}$ 1,2 1,32 kNm

$M_{\max} = 19,4$ kNm \rightarrow przyjęto #10 co 12 cm /A = 6,54 cm²/ dołem w przęśle i górą we wsporniku, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 2.3.4:

Balkony jak poz. 2.2.3.

Poz. 2.3.5:

Belka jak poz. 2.2.4.

Poz. 2.3.6:

Belka jak poz. 2.2.5.

Poz. 2.3.7:

Belka żelbetowa o przekroju 24x30 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 2,04$ m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			19,71 kN/m
ciężar własny	1,80 kN/m	1,1	1,98 kN/m
ściana	3,82 kN/m	1,2	4,59 kN/m

$M_{\max} = 12,80$ kNm \rightarrow przyjęto 2#12 /A = 2,26 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3.8:

Belka żelbetowa o przekroju 24x30 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 1,80$ m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			15,77 kN/m
ciężar własny	1,80 kN/m	1,1	1,98 kN/m
ściana	2,92 kN/m	1,2	3,50 kN/m

$M_{\max} = 8,10$ kNm \rightarrow przyjęto 2#12 /A = 2,26 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3.9:

Belka żelbetowa o przekroju 24x40 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 3,09$ m.

Obciążenia:

reakcja ze stropu			27,60 kN/m
ciężar własny	2,50 kN/m	1,1	2,75 kN/m
ściana	5,49 kN/m	1,2	6,59 kN/m

$M_{\max} = 36,00$ kNm \rightarrow przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3.10:

Belka żelbetowa o przekroju 24x35 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 3,60$ m.

Obciążenia:

reakcja z balkonu			26,22 kN/m
ciężar własny	2,10 kN/m	1,1	2,31 kN/m

$M_{\max} = 44,59$ kNm \rightarrow przyjęto 5#12 /A = 5,65 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3.11:

Belka żelbetowa o przekroju 24x50 cm i rozpiętości obliczeniowej $l = 3,25$ m.

Obciążenia:

ciężar własny	3,00 kN/m	1,1	3,30 kN/m
ściana	5,62 kN/m	1,2	6,74 kN/m

$M_{\max} = 10,10$ kNm \rightarrow przyjęto 3#12 /A = 3,39 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

Poz. 2.3.12:

Belka jak poz. 2.2.6.

Poz. 2.4 – Strop nad piwnicą:

Poz. 2.4.1:

Strop gęstożebrowy Rectobeton jak poz. 2.2.1.

Poz. 2.4.2, 2.4.3:

Płyta stropowa, żelbetowa, monolityczna o grubości 12 cm i maksymalnej rozpiętości obliczeniowej $l = 2,04$ m.

Obciążenia:

ciężar własny	3,00 kN/m ²	1,1	3,30 kN/m ²
stopnie	3,38 kN/m ²	1,2	4,06 kN/m ²
użytkowe	2,00 kN/m ²	1,4	2,80 kN/m ²
	8,32 kN/m ²		10,16 kN/m ²

$M_{\max} = 5,29$ kNm \rightarrow przyjęto #10 co 15 cm /A = 5,23 cm²/ dołem w przęśle, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 2.4.4:

Belka jak poz. 2.2.4.

Poz. 2.4.5:

Belka jak poz. 2.2.5.

POZ. 3.0 – KLATKA SCHODOWA:

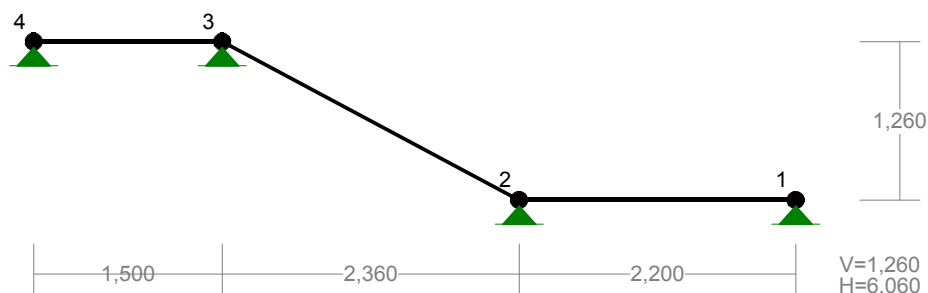
Poz. 3.1, 3.2, 3.3:

Płyta biegu schodów, monolityczna, żelbetowa o grubości 12 cm.

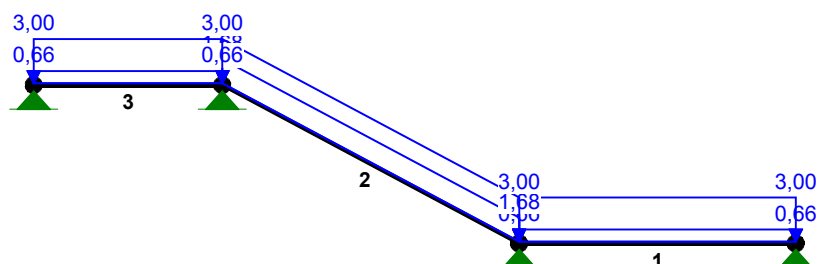
Obciążenia:

ciężar własny	3,00 kN/m ²	1,1	3,30 kN/m ²
posadzka	0,66 kN/m ²	1,3	0,86 kN/m ²
ciężar stopni	1,68 kN/m ²	1,1	1,85 kN/m ²
użytkowe	3,00 kN/m ²	1,3	3,90 kN/m ²

WĘZŁY:



OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA: ([kN] , [kNm] , [kN/m])

Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A "Posadzka"			Stałe	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	0,66	0,66	0,00	2,20
3	Liniowe	0,0	0,66	0,66	0,00	1,50
Grupa:	B "Stopnie"			Stałe	$\gamma_f = 1,10$	
2	Liniowe	0,0	1,68	1,68	0,00	2,68
Grupa:	C "Użytkowe 1"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
2	Liniowe	0,0	3,00	3,00	0,00	2,68
Grupa:	D "Użytkowe 2"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
1	Liniowe	0,0	3,00	3,00	0,00	2,20
Grupa:	E "Użytkowe3"			Zmienne	$\gamma_f = 1,30$	
3	Liniowe	0,0	3,00	3,00	0,00	1,50

W Y N I K I Teoria I-go rzędu Kombinatoryka obciążeń

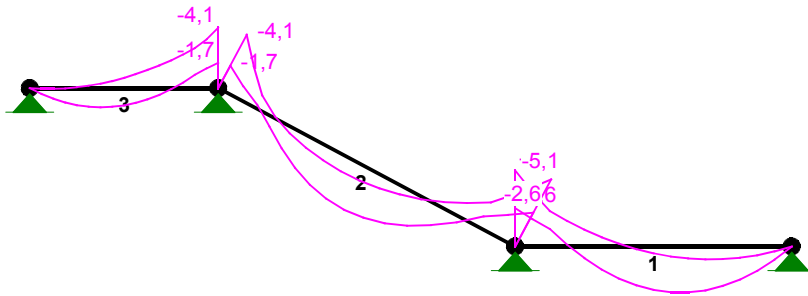
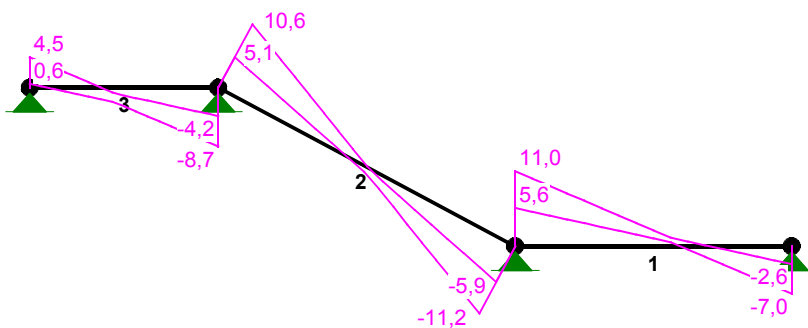
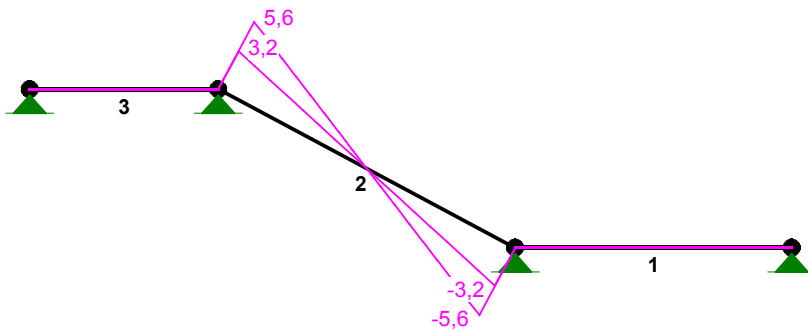
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A -"Posadzka"	Stałe		1,30
B -"Stopnie"	Stałe		1,10
C -"Użytkowe 1"	Zmienne	1	1,30
D -"Użytkowe 2"	Zmienne	1	1,30
E -"Użytkowe3"	Zmienne	1	1,30

KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr: Specyfikacja:

1 ZAWSZE : A+B
 EWENTUALNIE : C+D+E

MOMENTY-OBWIEDNIE:**TNĄCE-OBWIEDNIE:****NORMALNE-OBWIEDNIE:****SIŁY PRZEKROJOWE - WARTOŚCI EKSTREMALNE:** T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Pręt: x[m]: M[kNm]: Q[kN]: N[kN]: Kombinacja obciążeń:

1	1,375	3,1*	-0,5	0,0	ABDE
	0,000	-5,1*	11,0	0,0	ABCD
	0,000	-5,1	11,0*	0,0	ABCD
	0,000	-5,1	11,0	0,0*	ABCD
	1,375	3,1	-0,5	0,0*	ABDE
	0,000	-5,1	11,0	0,0*	ABCD
	1,375	3,1	-0,5	0,0*	ABDE
2	1,338	3,2*	-0,1	0,0	ABC
	2,675	-5,1*	-11,2	-5,6	ABCD
	2,675	-5,1	-11,2*	-5,6	ABCD
	0,000	-4,1	10,6	5,6*	ABCE
	2,675	-5,1	-11,2	-5,6*	ABCD
3	0,563	1,3*	0,1	0,0	ABDE
	1,500	-4,1*	-8,7	-0,0	ABCE
	1,500	-4,1	-8,7*	-0,0	ABCE
	1,500	-4,1	-8,7	-0,0*	ABCE
	0,563	1,3	0,1	0,0*	ABDE
	1,500	-4,1	-8,7	-0,0*	ABCE
	0,563	1,3	0,1	0,0*	ABDE

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE - WARTOŚCI EKSTREMALNE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+"Kombinacja obciążeń"

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	R[kN]:	M[kNm]:	Kombinacja obciążeń:
1	0,0*	7,0	7,0		ABDE
	0,0*	2,6	2,6		ABC
	0,0*	3,2	3,2		AB
	0,0	7,0*	7,0		ABDE
	0,0	2,6*	2,6		ABC
	0,0	7,0	7,0*		ABDE
2	0,4*	17,9	17,9		ABD
	-0,0*	18,0	18,0		ABCE
	0,3	23,6*	23,6		ABCD
	0,0	12,3*	12,3		ABE
	0,3	23,6	23,6*		ABCD
3	0,0*	20,7	20,7		ABCE
	-0,4*	10,2	10,2		ABD
	0,0	20,7*	20,7		ABCE
	-0,4	10,2*	10,2		ABD
	0,0	20,7	20,7*		ABCE
4	-0,0*	4,5	4,5		ABDE
	-0,0*	0,6	0,6		ABC
	-0,0*	1,6	1,6		AB
	-0,0	4,5*	4,5		ABDE
	-0,0	0,6*	0,6		ABC
	-0,0	4,5	4,5*		ABDE

* = Wartości ekstremalne

$M_{\max} = 5,10 \text{ kNm} \rightarrow$ przyjęto #10 co 15 cm /A = 5,23 cm²/ dołem w przęśle i górą nad podporami, zbrojenie rozdzielcze #6 co max. 30 cm.

Poz. 3.4:

Belka żelbetowa, monolityczna o przekroju 20x30 cm o rozpiętości obliczeniowej $l = 3,00$ m.

Obciążenia:

reakcja z biegu schodów

23,6 kN/m

ciężar własny

1,5 kN/m

1,1

1,65 kN/m

$M_{\max} = 28,40$ kNm \rightarrow przyjęto 4#12 /A = 4,52 cm²/ dołem w przęśle, strzemiona #8 co max 20 cm.

POZ. 4.0 – FUNDAMENTY:

Budynek posadowiony na ławach fundamentowych.

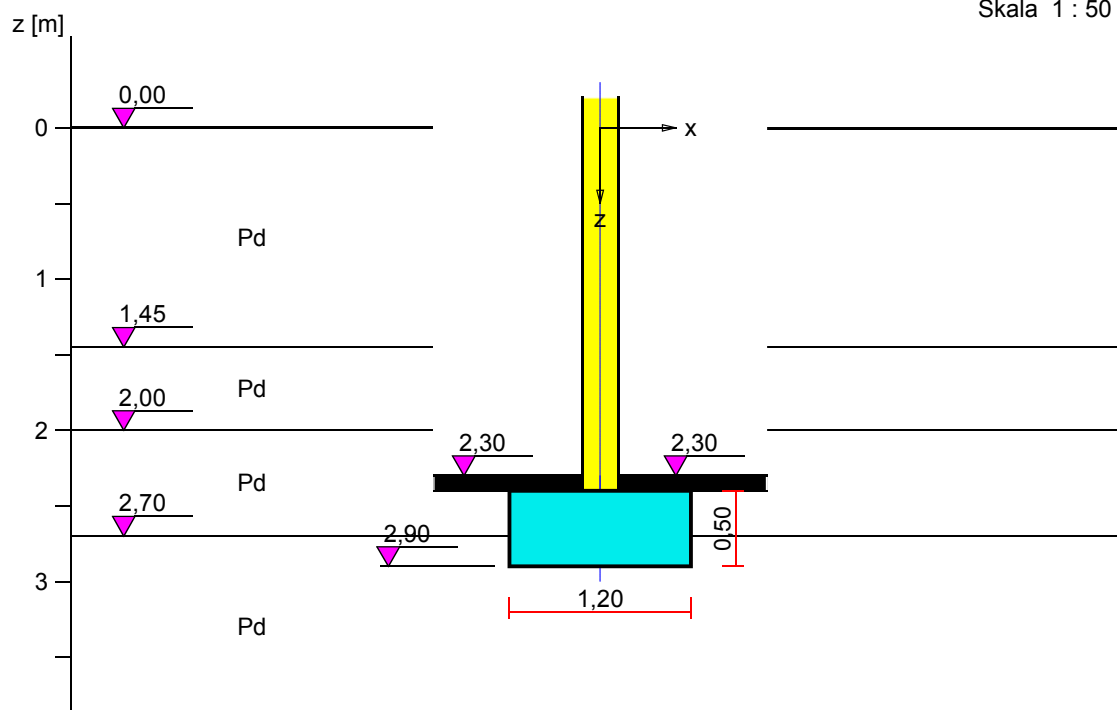
Obciążenia na środkową ławę:

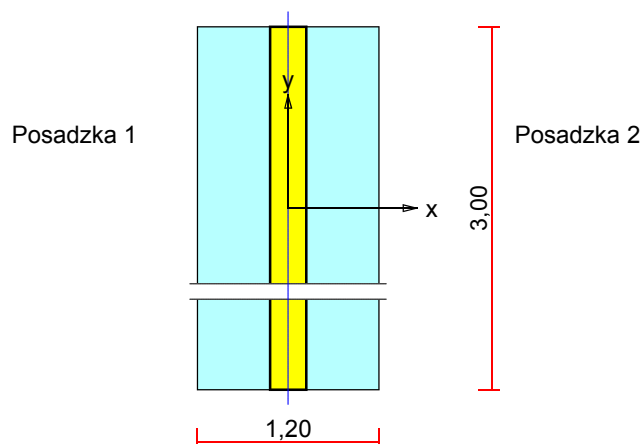
dach 5,00 kN/m

stropy 165,18 kN/m

ściany 51,41 kN/m

221,60 kN/m





1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0,00$ m,

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt. [m]
1	0,00	1,45	Piasek drobny	brak wody
2	1,45	0,55	Piasek drobny	brak wody
3	2,00	0,70	Piasek drobny	brak wody
4	2,70	nieokreśl.	Piasek drobny	brak wody

1.3. Parametry geotechniczne występujących gruntów

Symbol gruntu	I_D [—]	I_L [—]	ρ [t/m ³]	stopień wilgotn.	c_u [kPa]	Φ_u [°]	M_0 [kPa]	M [kPa]
Pd	0,35		1,65	m.wilg.	0,00	29,7	46611	58263
Pd	0,50		1,65	m.wilg.	0,00	30,4	61908	77385
Pd	0,65		1,65	m.wilg.	0,00	31,2	81278	101597
Pd	0,70		1,70	m.wilg.	0,00	31,4	88639	110799
Ps	0,80		1,80	m.wilg.	0,00	34,9	154327	171475

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **ściana**

Szerokość: $b = 0,24$ m,

3. Posadzki

3.1. Posadzka 1

Względny poziom posadzki: $p_{p1} = 2,30$ m,

Grubość: $h = 0,10$ m, charakt. ciężar objętościowy: $\gamma_{p1 \text{ char}} = 22,00$ kN/m³,

Obciążenie posadzki: $q_{p1} = 0,00$ kN/m², współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1,20$,

Wymiar posadzki: $d_x = 2,00$ m.

3.2. Posadzka 2

Względny poziom posadzki: $p_{p2} = 2,30$ m,

Grubość: $h = 0,10 \text{ m}$, charakt. ciężar objętościowy: $\gamma_{p2 \text{ char}} = 22,00 \text{ kN/m}^3$,
 Obciążenie posadzki: $q_{p2} = 0,00 \text{ kN/m}^2$, współczynnik obciążenia: $\gamma_{qf} = 1,20$.
 Wymiar posadzki: $d_x = 2,00 \text{ m}$.

4. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{\text{obc}} = 2,40 \text{ m}$.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	Hx	My	γ
	obciążenia*	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
1	D	221,6	0,0	0,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

5. Materiał

Rodzaj materiału: **beton**

Klasa betonu: B20,

6. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 2,90 \text{ m}$

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B = 1,20 \text{ m}$,

Wysokość: $H = 0,50 \text{ m}$, mimośród: $E = 0,00 \text{ m}$.

7. Stan graniczny I

7.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośródów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	2,90	0,79	0,00

7.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B = 1,20 \text{ m}$, $L = 3,00 \text{ m}$.

Względny poziom posadowienia: $H = 2,90 \text{ m}$.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Pozycja	Obc. char.	Ex	γ	Obc. obl. G	Mom. obl. M_G
	[kN/m]	[m]	[-]	[kN/m]	[kNm/m]
Fundament	14,71	0,00	1,1 (0,9)	16,19	0,00
C.wł. posadzki 1	1,06	-0,36	1,3 (0,8)	1,37	-0,49
C.wł. posadzki 2	1,06	0,36	1,3 (0,8)	1,37	0,49

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji na jednostkę długości fundamentu:

siła pionowa: $N = 221,60 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E = 0,00 \text{ m}$,

siła pozioma: $H_x = 0,00 \text{ kN/m}$, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,50 \text{ m}$,

moment: $M_y = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = (N + G) \cdot L = (221,60 + 18,93 \mid 14,93) \cdot 3,00 = 721,60 \mid 709,60 \text{ kN}.$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_r = (-N \cdot E + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy}) \cdot L = (-221,60 \cdot 0,00 + 0,00 \cdot 0,00) \cdot 3,00 = 0,00 \cdot 0,00 \text{ kNm.}$$

Mimośród siły względem środka podstawy:

$$e_r = |M_r / N_r| = 0,00 / 709,60 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_r = 0,00 \text{ m} < 0,20 \text{ m.}$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B\chi = B - 2 \cdot e_r = 1,20 - 2 \cdot 0,00 = 1,20 \text{ m, } L\chi = L = 3,00 \text{ m.}$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,55 \text{ t/m}^3, \text{ min. wysokość: } D_{\min} = 0,60 \text{ m,}$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,55 \cdot 9,81 \cdot 0,60 = 9,13 \text{ kPa.}$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 31,40 \cdot 0,90 = 28,26^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 0,00 \cdot 0,90 = 0,00 \text{ kPa,}$$

$$N_B = 5,70 \quad N_C = 26,32, \quad N_D = 15,15.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta = |H_x| \cdot L / N_r = 0,00 \cdot 3,00 / 721,60 = 0,0000, \quad \text{tg } \delta / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000 / 0,5375 = 0,000,$$

$$i_B = 1,00, \quad i_C = 1,00, \quad i_D = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,70 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 15,01 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B\chi / L\chi = 0,90, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B\chi / L\chi = 1,12, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B\chi / L\chi = 1,60.$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNB} = B\chi L\chi (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_C + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_D + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B\chi \cdot i_B) = 1129,61 \text{ kN.}$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 721,60 \text{ kN} < m \cdot Q_{fNB} = 0,81 \cdot 1129,61 = 914,98 \text{ kN.}$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

8. Stan graniczny II

8.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

$$\text{Osiadanie pierwotne: } s\chi = 0,12 \text{ cm.}$$

$$\text{Osiadanie wtórne: } s\chi\chi = 0,00 \text{ cm.}$$

$$\text{Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: } \lambda = 0.$$

$$\text{Osiadanie: } s = s\chi + \lambda \cdot s\chi\chi = 0,12 + 0 \cdot 0,00 = 0,12 \text{ cm,}$$

Sprawdzenie warunku osiadania:

Warunek nie jest określony.

8.2. Szczegółowe wyniki osiadania fundamentu

Nr	Poziom	Grubość	Napr.	Napr.	Napr.	Osiadanie	Osiadanie	Osiadanie
warstwy	stropu	warstwy	pierwotne	wtórne	dodatk.	pierwotne	wtórne	sumaryczne
	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[cm]	[cm]	[cm]
1	0,00	0,21	2	0	0	0,00	0,00	0,00
2	0,21	0,21	5	0	0	0,00	0,00	0,00
3	0,41	0,21	8	0	0	0,00	0,00	0,00

4	0,62	0,21	12	0	0	0,00	0,00	0,00
5	0,83	0,21	15	0	0	0,00	0,00	0,00
6	1,04	0,21	18	0	0	0,00	0,00	0,00
7	1,24	0,21	22	0	0	0,00	0,00	0,00
8	1,45	0,18	25	0	0	0,00	0,00	0,00
9	1,63	0,18	28	0	0	0,00	0,00	0,00
10	1,82	0,18	31	0	0	0,00	0,00	0,00
11	2,00	0,20	34	0	0	0,00	0,00	0,00
12	2,20	0,20	37	0	0	0,00	0,00	0,00
13	2,40	0,15	40	0	0	0,00	0,00	0,00
14	2,55	0,15	42	0	0	0,00	0,00	0,00
15	2,70	0,20	45	0	0	0,00	0,00	0,00
16	2,90	0,24	49	0	108	0,03	0,00	0,03
17	3,14	0,24	53	0	85	0,02	0,00	0,02
18	3,38	0,24	57	0	67	0,02	0,00	0,02
19	3,62	0,24	61	0	53	0,01	0,00	0,01
20	3,86	0,24	65	0	42	0,01	0,00	0,01
21	4,10	0,24	69	0	33	0,01	0,00	0,01
22	4,34	0,24	73	0	27	0,01	0,00	0,01
23	4,58	0,24	77	0	22	0,01	0,00	0,01
					Suma	0,12	0,00	0,12

Uwaga: Wartości naprężeń są średnimi wartościami naprężeń w warstwie

9. Wymiarowanie fundamentu

9.1. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		V [kN/m]	V_r [kN/m]	V_s [kN/m]
* 1	1	28	500	–

9.2. Sprawdzenie ławy na przebicie dla obciążenia nr 1

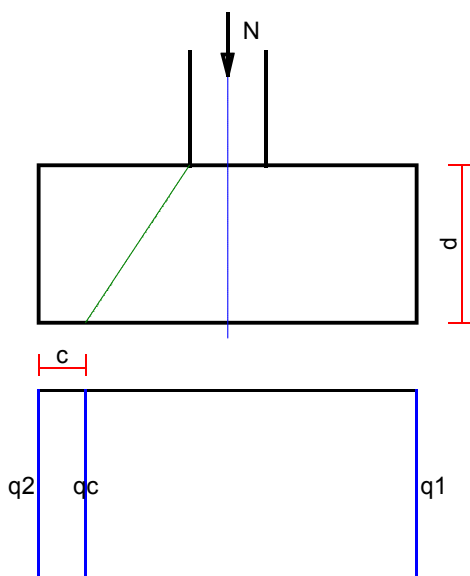
Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 222$ kN/m, moment: $M_r = 0,00$ kNm/m.

Mimośród siły względem środka podstawy:

$e_r = |M_r/N_r| = 0,00$ m.



Oddziaływanie podłoża na fundament:

Oddziaływania na brzegach fundamentu: $q_1 = 185 \text{ kPa}$, $q_2 = 185 \text{ kPa}$.

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $c = 0,15 \text{ m}$, $q_c = 184,67 \text{ kPa}$.

Przebiecie ławy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{sd} = 0,5 \cdot (q_2 + q_c) \cdot c = 0,5 \cdot (184,7 + 184,7) \cdot 0,15 = 28 \text{ kN/m}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = f_{ctd} \cdot d = 1000 \cdot 0,50 = 500 \text{ kN/m}$.

$V_{sd} = 28 \text{ kN/m} < V_{Rd} = 500 \text{ kN/m}$.

Wniosek: warunek na przebiecie jest spełniony.

9.3. Zestawienie wyników sprawdzenia ławy na zginanie

Nr obc.	Przekrój	Moment zginający	Nośność betonu
		$M \text{ [kNm/m]}$	$M_r \text{ [kNm/m]}$
* 1	1	21	73

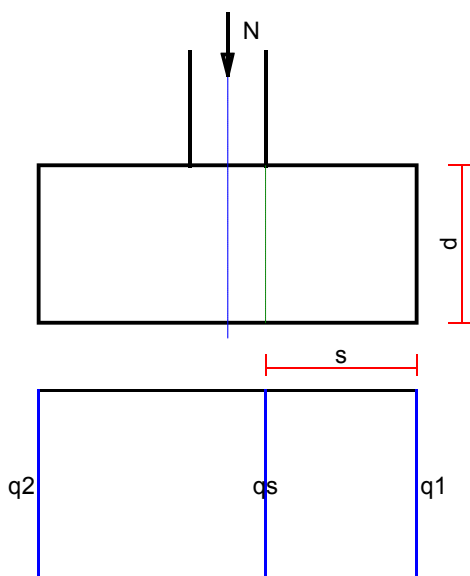
9.4. Sprawdzenie ławy na zginanie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do osi ławy:

siła pionowa: $N_r = 222 \text{ kN/m}$, moment: $M_r = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Mimośród siły względem środka podstawy: $e_r = |M_r/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Oddziaływanie podłoża na fundament:

Oddziaływania na brzegach fundamentu: $q_1 = 185 \text{ kPa}$, $q_2 = 185 \text{ kPa}$.

Oddziaływanie podłoża w przekroju 1: $s = 0,48 \text{ m}$, $q_s = 184,67 \text{ kPa}$.

Zginanie ławy w przekroju 1:

Moment zginający: $M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 184,7 + 184,7) \cdot 0,23 = 21 \text{ kNm/m}$.

Nośność betonu na zginanie: $M_{rd} = 0,292 \cdot f_{ctd} \cdot d^2 = 0,292 \cdot 1000 \cdot 0,25 = 73 \text{ kNm/m}$.

$M_{sd} = 21 \text{ kNm/m} < M_{rd} = 73 \text{ kNm/m}$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

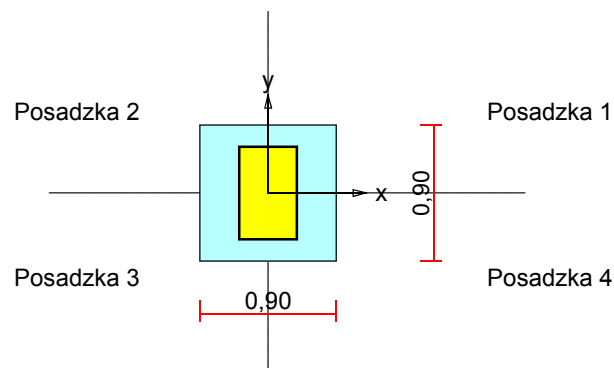
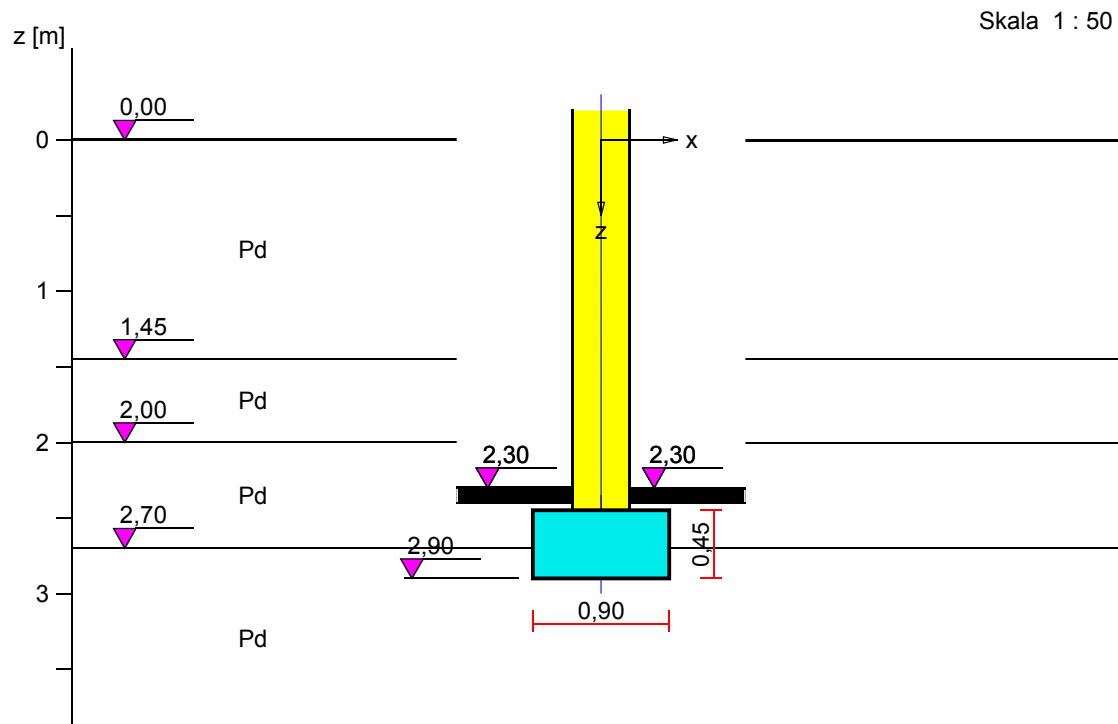
Ilość betonu na 1 mb: $0,60 \text{ m}^3/\text{m}$, ilość betonu na całą ławę: $1,80 \text{ m}^3$.

Ławę w osi C przyjęto o przekroju $120 \times 50 \text{ cm}$, ławy w osiach A, B, F o przekroju $90 \times 50 \text{ cm}$, pozostałe ławy o przekroju $60 \times 50 \text{ cm}$.

Stopa pod słup murowany:

Obciążenia:

z dachu	53,2 kN
ze stropu antresoli	52,6 kN
ciężar słupa	<u>36,42 kN</u>
	142,22 kN



1. Podłoże gruntowe

1.1. Teren

Istniejący względny poziom terenu: $z_t = 0,00$ m,

Projektowany względny poziom terenu: $z_{tp} = 0,00$ m.

1.2. Warstwy gruntu

Lp.	Poziom stropu [m]	Grubość warstwy [m]	Nazwa gruntu	Poz. wody grunt. [m]
1	0,00	1,45	Piasek drobny	brak wody
2	1,45	0,55	Piasek drobny	brak wody
3	2,00	0,70	Piasek drobny	brak wody
4	2,70	nieokreśl.	Piasek drobny	brak wody

2. Konstrukcja na fundamencie

Typ konstrukcji: **słup prostokątny**

Wymiary słupa: $b = 0,38$ m, $l = 0,61$ m,

3. Posadzki

3.1. Posadzka 1

Względny poziom posadzki: $p_{p1} = 2,30$ m, grubość: $h = 0,10$ m,

Charakterystyczny ciężar objętościowy: $\gamma_{p1 \text{ char}} = 22,00$ kN/m³,

Obciążenie posadzki: $q_{p1} = 0,00$ kN/m², współcz. obciążenia: $\gamma_{qf} = 1,20$,

Wymiary posadzki: $d_x = 2,00$ m, $d_y = 2,00$ m.

4. Obciążenie od konstrukcji

Względny poziom przyłożenia obciążenia: $z_{obc} = 2,45$ m.

Lista obciążeń:

Lp	Rodzaj	N	H_x	H_y	M_x	M_y	γ
	obciążenia*	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[–]
1	D	142,2	0,0	0,0	0,00	0,00	1,20

* D – obciążenia stałe, zmienne długotrwałe,

D+K - obciążenia stałe, zmienne długotrwałe i krótkotrwałe.

5. Materiał

Rodzaj materiału: **żelbet**

Klasa betonu: B20, nazwa stali: St3SX-b,

Średnica prętów zbrojeniowych:

na kierunku x: $d_x = 12,0$ mm, na kierunku y: $d_y = 12,0$ mm,

Kierunek zbrojenia głównego: x,

Grubość otuliny: 5,0 cm.

W warunku na przebicie nie uwzględniać strzemion.

6. Wymiary fundamentu

Względny poziom posadowienia: $z_f = 2,90$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 0,90$ m, $B_y = 0,90$ m,

Wysokość: $H = 0,45$ m,

Mimośrod: $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m.

7. Stan graniczny I

7.1. Zestawienie wyników analizy nośności i mimośrodów

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
* 1	D	2,90	0,58	0,00

7.2. Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 1

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 0,90$ m, $B_y = 0,90$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 2,90$ m.

Rodzaj obciążenia: D,

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 142,20$ kN, mimośrody wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m,

siła pozioma: $H_x = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,45$ m,

siła pozioma: $H_y = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,45$ m,

moment: $M_x = 0,00$ kNm, moment: $M_y = 0,00$ kNm.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 12,05 \text{ kN/m}$, momenty: $M_{Gx} = 0,00 \text{ kNm/m}$, $M_{Gy} = 0,00 \text{ kNm/m}$.

Uwaga: Przy sprawdzaniu położenia wypadkowej alternatywnie brano pod uwagę obciążenia obliczeniowe wyznaczone przy zastosowaniu dolnych współczynników obciążenia.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu

Obciążenie pionowe:

$$N_r = N + G = 142,20 + 12,05 \cdot 9,44 = 154,25 \text{ kN}.$$

Momenty względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 142,20 \cdot 0,00 - 0,00 \cdot 0,45 + 0,00 + (0,00) = 0,00 \text{ kNm}.$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -142,20 \cdot 0,00 + 0,00 \cdot 0,45 + 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ kNm}.$$

Mimośrodność sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 0,00/151,64 = 0,00 \text{ m},$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/151,64 = 0,00 \text{ m}.$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,000 + 0,000 = 0,000 \text{ m} < 0,167.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x \chi = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 0,90 - 2 \cdot 0,00 = 0,90 \text{ m}, \quad B_y \chi = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 0,90 - 2 \cdot 0,00 = 0,90 \text{ m}.$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 1):

$$\text{średnia gęstość obliczeniowa: } \rho_{D(r)} = 1,55 \text{ t/m}^3,$$

$$\text{minimalna wysokość: } D_{\min} = 0,60 \text{ m},$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,55 \cdot 9,81 \cdot 0,60 = 9,13 \text{ kPa}.$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{obliczeniowy kąt tarcia wewnętrzznego: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 31,40 \cdot 0,90 = 28,26^\circ,$$

$$\text{spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 0,00 \text{ kPa},$$

$$N_B = 5,70 \quad N_C = 26,32, \quad N_D = 15,15.$$

Wpływ odchylenia wypadkowej obciążenia od pionu:

$$\text{tg } \delta_x = |H_x|/N_r = 0,00/154,25 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_x / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,5375 = 0,000,$$

$$i_{Bx} = 1,00, \quad i_{Cx} = 1,00, \quad i_{Dx} = 1,00.$$

$$\text{tg } \delta_y = |H_y|/N_r = 0,00/154,25 = 0,00, \quad \text{tg } \delta_y / \text{tg } \Phi_{u(r)} = 0,0000/0,5375 = 0,000,$$

$$i_{By} = 1,00, \quad i_{Cy} = 1,00, \quad i_{Dy} = 1,00.$$

Ciężar objętościowy gruntu pod ławą fundamentową:

$$\rho_{B(n)} \cdot \gamma_m \cdot g = 1,70 \cdot 0,90 \cdot 9,81 = 15,01 \text{ kN/m}^3.$$

Współczynniki kształtu:

$$m_B = 1 - 0,25 \cdot B_y \chi / B_x \chi = 0,75, \quad m_C = 1 + 0,3 \cdot B_y \chi / B_x \chi = 1,30, \quad m_D = 1 + 1,5 \cdot B_y \chi / B_x \chi = 2,50$$

Odpór graniczny podłoża:

$$Q_{fNBx} = B_x \chi B_y \chi (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cx} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dx} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_x \chi \cdot i_{Bx}) = 326,92 \text{ kN}.$$

$$Q_{fNBy} = B_x \chi B_y \chi (m_C \cdot N_C \cdot c_{u(r)} \cdot i_{Cy} + m_D \cdot N_D \cdot \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} \cdot i_{Dy} + m_B \cdot N_B \cdot \rho_{B(r)} \cdot g \cdot B_y \chi \cdot i_{By}) = 326,92 \text{ kN}.$$

Sprawdzenie warunku obliczeniowego:

$$N_r = 154,25 \text{ kN} < m \cdot \min(Q_{fNBx}, Q_{fNBy}) = 0,81 \cdot 326,92 = 264,81 \text{ kN}.$$

Wniosek: warunek nośności jest spełniony.

8. Stan graniczny II

8.1. Osiadanie fundamentu

Osiadanie całkowite:

$$\text{Osiadanie pierwotne: } s\chi = 0,05 \text{ cm}.$$

$$\text{Osiadanie wtórne: } s\chi\chi = 0,00 \text{ cm}.$$

Współczynnik stopnia odprężenia podłoża: $\lambda = 0$.

Osiadanie: $s = s_{\chi} + \lambda \cdot s_{\chi} \chi = 0,05 + 0 \cdot 0,00 = 0,05 \text{ cm}$,

Sprawdzenie warunku osiadania:

Warunek nie jest określony.

9. Wymiarowanie fundamentu

9.1. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na przebicie

Nr obc.	Przekrój	Siła tnąca	Nośność betonu	Nośność strzemion
		$V \text{ [kN]}$	$V_r \text{ [kN]}$	$V_s \text{ [kN]}$
* 1	1	0	344	–

9.2. Sprawdzenie stopy na przebicie dla obciążenia nr 1

Zestawienie obciążeń:

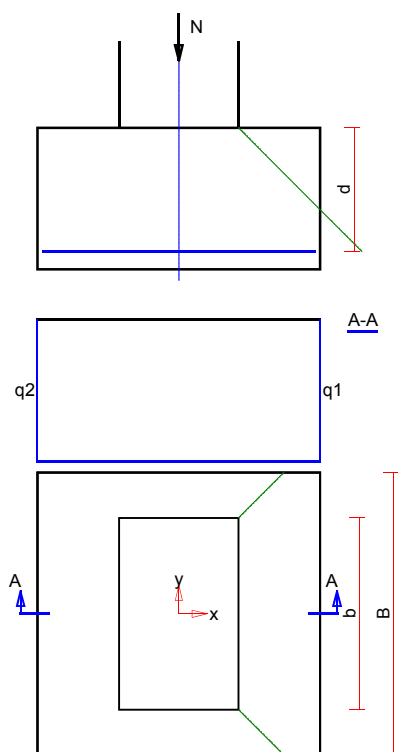
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 142 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,00 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Przebicie stopy w przekroju 1:

Siła ścinająca: $V_{Sd} = o_{Ac} q \cdot dA = 0 \text{ kN}$.

Nośność betonu na ścinanie: $V_{Rd} = (b+d) \cdot d \cdot f_{ctd} = (0,61+0,39) \cdot 0,39 \cdot 870 = 344 \text{ kN}$.

$V_{Sd} = 0 \text{ kN} < V_{Rd} = 344 \text{ kN}$.

Wniosek: warunek na przebicie jest spełniony.

9.3. Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający M [kNm]	Nośność przekroju M _r [kNm]
* 1	x	1	8	34
	y	1	4	33

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wsporników prostokątnych.

9.4. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku x

Zestawienie obciążeń:

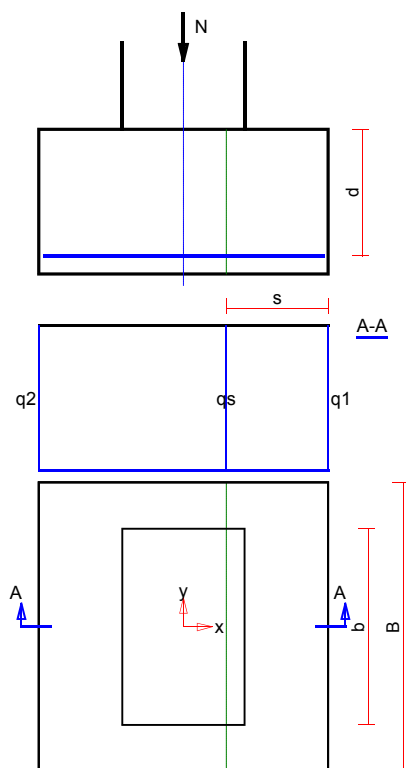
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 142 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,00 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 176 + 176) \cdot 0,90 \cdot 0,10^2 / 6 = 8 \text{ kNm}.$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 1,1 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 4,5 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 1,1 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

9.5. Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 1 na kierunku y

Zestawienie obciążeń:

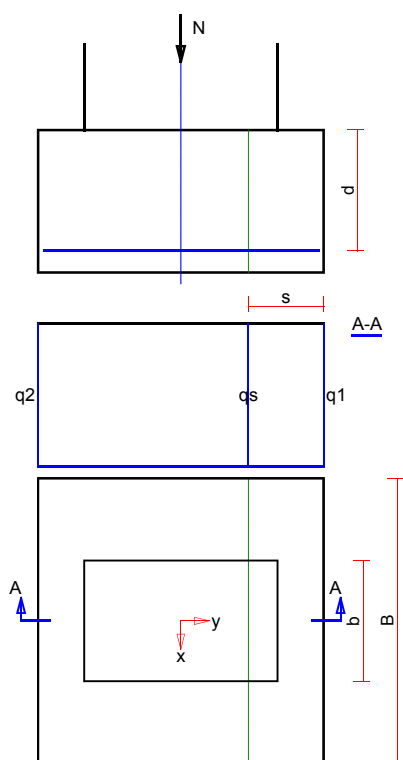
Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 142 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 0,00 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.



Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 176 + 176) \cdot 0,90 \cdot 0,06 / 6 = 4 \text{ kNm}.$$

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 0,6 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 4,5 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

10. Zbrojenie stopy

Zbrojenie główne na kierunku x:

Średnica prętów: $\phi = 12 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{xs} = 4$.

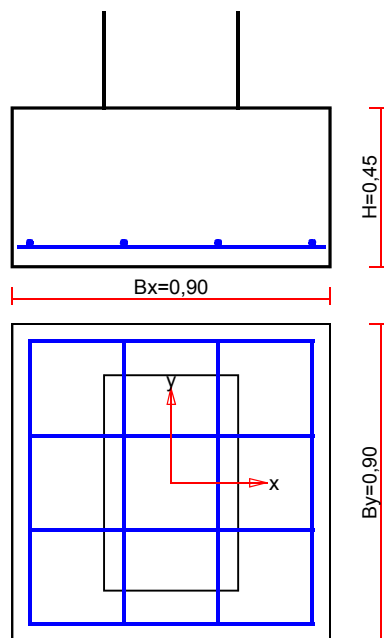
Przyjęta liczba prętów: $L_{xr} = 4$ co $26,7 \text{ cm}$.

Zbrojenie główne na kierunku y:

Średnica prętów: $\phi = 12 \text{ mm}$.

Konieczna liczba prętów: $L_{ys} = 4$.

Przyjęta liczba prętów: $L_{yr} = 4$ co 26,7 cm.



Ilość stali: 6 kg.

Ilość betonu: 0,36 m³.

Ilość stali na 1 m³ betonu: 15,5 kg/m³.

POZ. 5.0 – GARAŻ:

Poz. 5.1 – Płatew stalowa:

Płatew liczona jako jednoprzęsłowa, o rozpiętości 7,86 m.

Obciążenia:

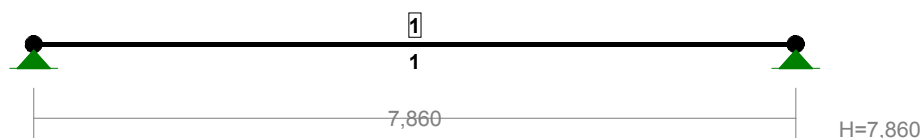
poszycie + sufit podwieszony	0,65 kN/m ²	1,2	0,78 kN/m ²
ciężar konstrukcji	0,04 kN/m ²	1,2	0,05 kN/m ²
maksymalny śnieg z uwzględnieniem worków śnieżnych			
	0,95 kN/m ²	1,5	1,42 kN/m ²
	1,64 kN/m ²		2,25 kN/m ²

Płatew zbiera obciążenia z 3 m.

WĘZŁY:



PRZEKROJE PRĘTÓW:

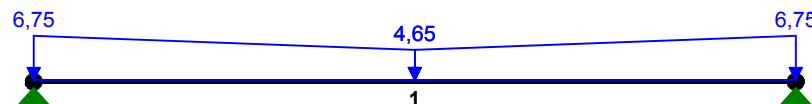


PRĘTY UKŁADU:

Typy prętów: 00 - sztyw.-sztyw.; 01 - sztyw.-przegub;
10 - przegub-sztyw.; 11 - przegub-przegub
22 - ciągnio

Pręt:	Typ:	A:	B:	Lx[m]:	Ly[m]:	L[m]:	Red.EJ:	Przekrój:
1	00	1	2	7,860	0,000	7,860	1,000	1 I 240

OBCIĄŻENIA:



OBCIĄŻENIA:

([kN] , [kNm] , [kN/m])

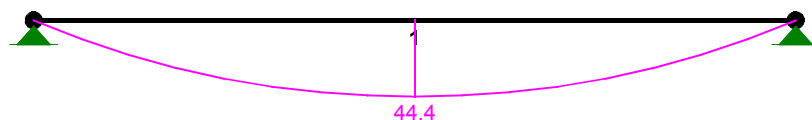
Pręt:	Rodzaj:	Kąt:	P1 (Tg):	P2 (Td):	a [m]:	b [m]:
Grupa:	A	""		Zmienne	$\gamma_f = 1,00$	
1	Liniowe	0,0	6,75	4,65	0,00	3,93
1	Liniowe	0,0	4,65	6,75	3,93	7,86

W Y N I K I Teoria I-go rzędu

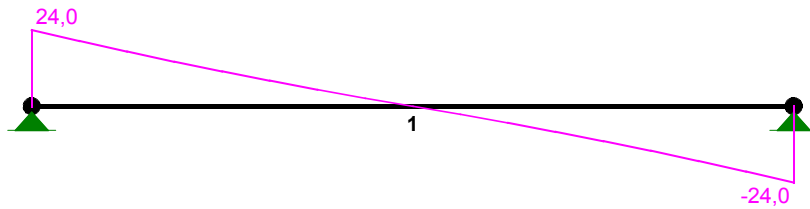
OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - ""	Zmienne 1	1,00	1,00

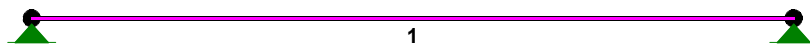
MOMENTY:



TNĄCE:



NORMALNE:



SIŁY PRZEKROJOWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	x/L:	x[m]:	M[kNm]:	Q[kN]:	N[kN]:
1	0,00	0,000	0,0	24,0	0,0
	0,50	3,930	44,4*	-0,0	0,0
	1,00	7,860	-0,0	-24,0	0,0

* = Wartości ekstremalne

REAKCJE PODPOROWE:

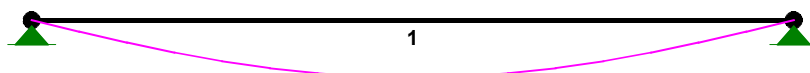


REAKCJE PODPOROWE: T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	H[kN]:	V[kN]:	Wypadkowa[kN]:	M[kNm]:
1	0,0	24,0	24,0	
2	0,0	24,0	24,0	

PRZEMIESZCZENIA:



DEFORMACJE: T.I rzędu


Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Pręt:	Wa[m]:	Wb[m]:	F _{Ia} [deg]:	F _{Ib} [deg]:	f[m]:	L/f:
1	-0,0000	-0,0000	-0,776	0,776	0,0331	237,4

NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:	Pręt:	Warunek nośności:	Wykorzystanie:
1	1	Stan graniczny użytkowania	83,7% 

Przyjęto płatew z I 240 z nakładką drewnianą 14x7 cm.

Poz. 5.2 – Nadproże żelbetowe:

Zaprojektowano nadproże żelbetowe o przekroju 24x19 cm. Belka trójprzęsłowa.

Obciążenia zbierane z 1,5 m dachu:

poszycie + konstrukcja	1,04 kN/m	1,2	1,25 kN/m
śnieg z uwzględnieniem worków śnieżnych	1,56 kN/m	1,5	2,34 kN/m

$$M_{\max} = 3,1 \text{ kNm}$$

Przyjęto zbrojenie dolne w przęsłach 3#12, zbrojenie górne nad podporami 3#12, strzemiona #8 co max. 20 cm, przy podporach zagęszczone.