

OBLICZENIA STATYCZNE

DO PROJEKTU TECHNICZNEGO RPZBUDOWY BOISKA GMINNEGO W STĘŻYCY OLAGAJĄCEGO NA BUDOWIE BUDYNKU BIUROWO-SOCJALNO-ZAPLECZOWEGO RZY UL. ABRAHAMA W STĘŻYCY

ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ OD PRZEGRÓD POZIOMYCH I PIONOWYCH PODDASZE NIEUŻYTKOWE

Deski	9,00 kN/m ³	0,02 m		1,0	=	0,18 kN/m ²
Wełna mineralna	1,20 kN/m ³	0,30 m		1,0	=	0,36 kN/m ²
Paroizolacja	0,10 kN/m ²			1,0	=	0,10 kN/m ²
Tynk od spodu	19,00 kN/m ³	0,02 m		1,0	=	0,38 kN/m ²
		SUMA	1,02 kN/m ²			
Zmienne	2,00 kN/m ²			1,0	=	2,00 kN/m ²

ATTYKA

Silka 24cm	16,00 kN/m ³	0,24 m	0,80 m	1,0	=	3,07 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	0,80 m	1,0	=	0,61 kN/m
		SUMA	3,68 kN/m			

ŚCIANA Z SILKI

Silka 24cm	16,00 kN/m ³	0,24 m	4,00 m	1,0	=	15,36 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	4,00 m	1,0	=	3,04 kN/m
		SUMA	18,40 kN/m			

ŚCIANA Z GAZOBETONU

Gazobeton 24cm	9,00 kN/m ³	0,24 m	4,00 m	1,0	=	8,64 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	4,00 m	1,0	=	3,04 kN/m
		SUMA	11,68 kN/m			

STROPY

STROPY SPRĘŻONE Z PŁYT KANAŁOWYCH

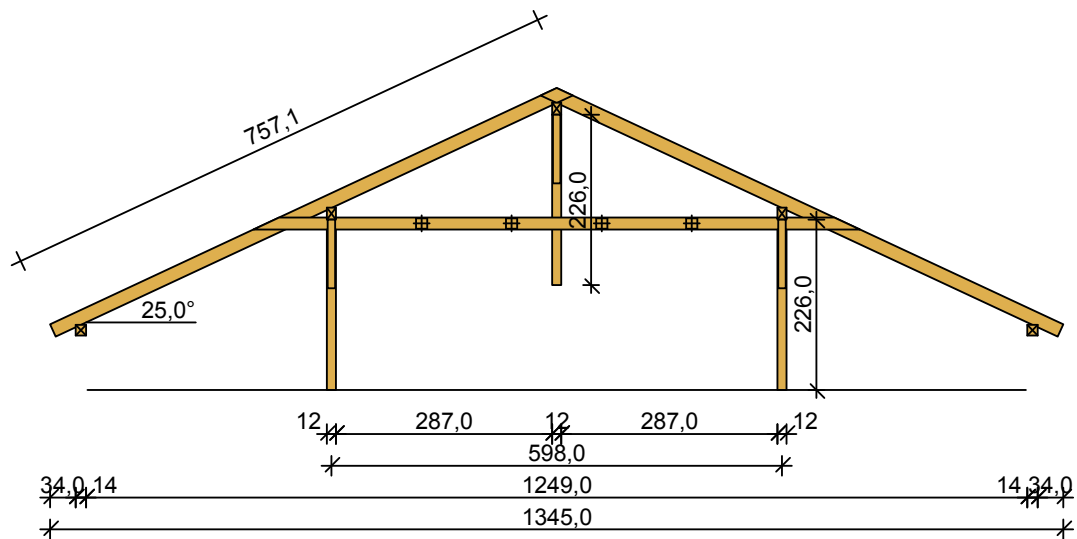
Zaprojektowano stropy z płyt sprężonych SPK grubości 26,5cm. Kierunki rozparcia i proponowane grubości stropu przedstawiono na rysunkach. Dokładny projekt doboru i rozmieszczenia płyt wykona firma dostarczająca prefabrykaty. Zabrania się zmian kierunków ułożenia stropów.

DACH

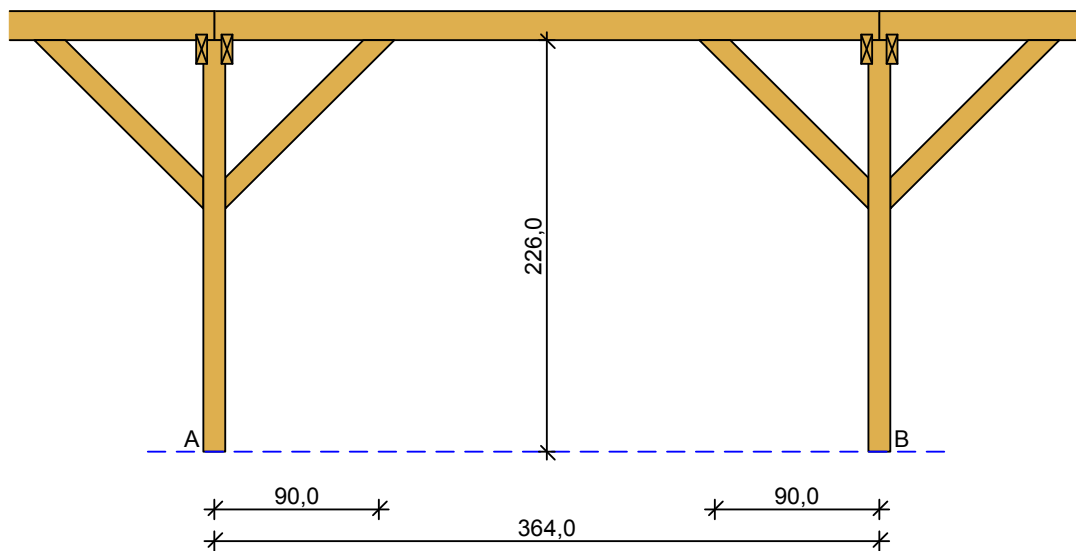
Blachodachówka na deskowaniu	0,40 kN/m ²
Ocieplenie z STG	0,60 kN/m ²

D-1 DACH GŁÓWNY

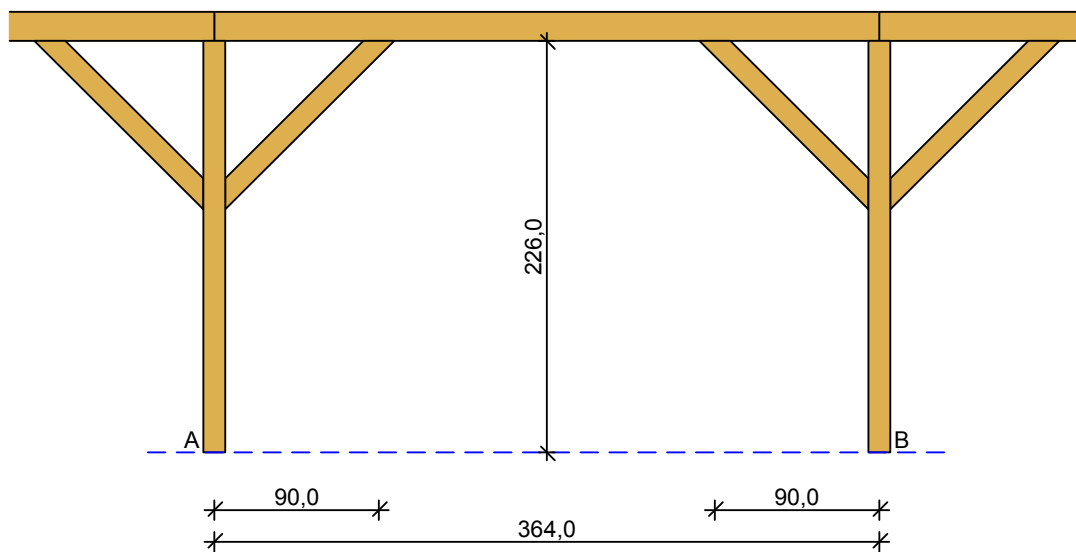
Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 25,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 13,45 \text{ m}$

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 12,49 \text{ m}$

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 5,98 \text{ m}$

Rozstaw krokwi $a = 0,91 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Płatew pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 3,64 \text{ m}$

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

Płatew kalenicowa o długości osiowej między słupami $l = 3,64 \text{ m}$

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,90 \text{ m}$

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,90 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 2,26 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew kalenicową $h_s = 2,26 \text{ m}$

Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 2,00 \text{ m}$

Dane materiałowe:

- krokiew 8/18cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 12/16 cm z drewna C24

- płatew kalenicowa 12/16 cm z drewna C24

- słup 12/12 cm z drewna C24

- słup kalenicowy 12/12 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 6/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 120 cm z drewna C24

- murłata 14/14 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,400 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,540 \text{ kN/m}^2$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połąć bardziej obciążona, strefa 3, $A=300 \text{ m}$ n.p.m., nachylenie połaci $25,0^\circ$):

- na połaci lewej $s_{kl} = 1,280 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 1,920 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,960 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,440 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 7,3 \text{ m}$):

- na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,315 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol I} = -0,473 \text{ kN/m}^2$

- na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,082 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol II} = 0,123 \text{ kN/m}^2$

- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,187 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,280 \text{ kN/m}^2$

- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,600 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,810 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie montażowe kleszczy $F_k = 1,0 \text{ kN}$, $F_o = 1,2 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

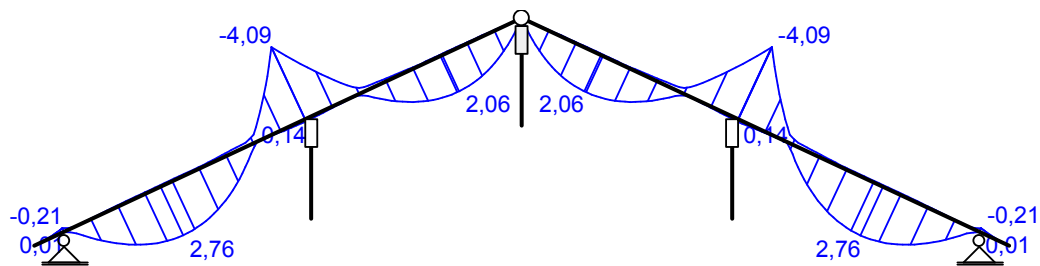
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:

 w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie

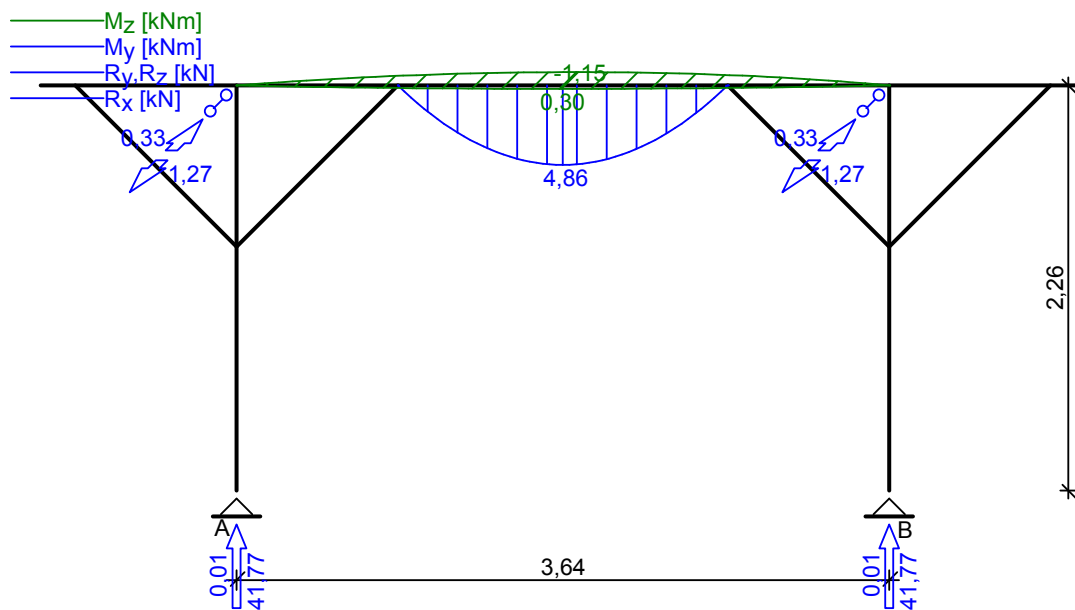
 w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

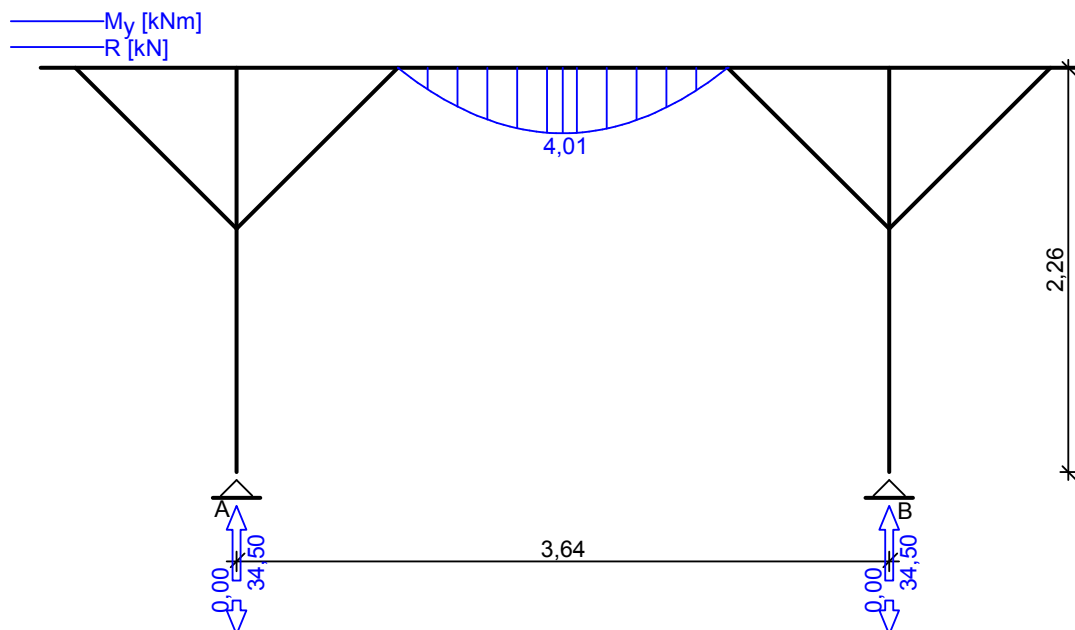
Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 8/18 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 70,6 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$\begin{aligned} M_y &= 2,76 \text{ kNm}, & N &= 10,98 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 6,38 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 0,76 \text{ MPa} \\ k_{c,y} &= 0,569 \end{aligned}$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,536 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,306 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$\begin{aligned} M_y &= -4,09 \text{ kNm}, & N &= 8,84 \text{ kN} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{c,0,d} &= 12,92 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 13,64 \text{ MPa}, & \sigma_{c,0,d} &= 0,74 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,926 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 6,81 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3669 / 200 = 18,34 \text{ mm} \quad (37,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 3,06 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 452 / 200 = 4,52 \text{ mm} \quad (67,7\%)$$

Płatew 12/16 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,7 < 150$$

$$\lambda_z = 26,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 11,48 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,18 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-ssanie

$$\begin{aligned} M_y &= 4,14 \text{ kNm}, & M_z &= -1,04 \text{ kNm} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa}, & f_{m,z,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 8,09 \text{ MPa}, & \sigma_{m,z,d} &= 2,70 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,676 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,566 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,80 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9,20 \text{ mm} \quad (41,3\%)$$

Płatew kalenicowa 12/16 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,7 < 150$$

$$\lambda_z = 26,3 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 9,48 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$\begin{aligned} M_y &= 4,01 \text{ kNm} \\ f_{m,y,d} &= 14,77 \text{ MPa} \\ \sigma_{m,y,d} &= 7,83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,530 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,371 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 3,35 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9,20 \text{ mm} \quad (36,5\%)$$

Słup 12/12 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 96,7 < 150$$

$$\lambda_z = 65,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 41,77 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,330, \quad k_{c,z} = 0,641$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,680 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,350 < 1$$

Słup kalenicowy 12/12 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 96,7 < 150$$

$$\lambda_z = 65,2 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 34,50 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,40 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,330, \quad k_{c,z} = 0,641$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,562 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,289 < 1$$

Kleszcze 2x 6/16 cm o prześwicie gałęzi 8 cm, z przewiązkami co 120 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 129,5 < 150$$

$$\lambda_z = 161,1 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 2,12 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,204 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

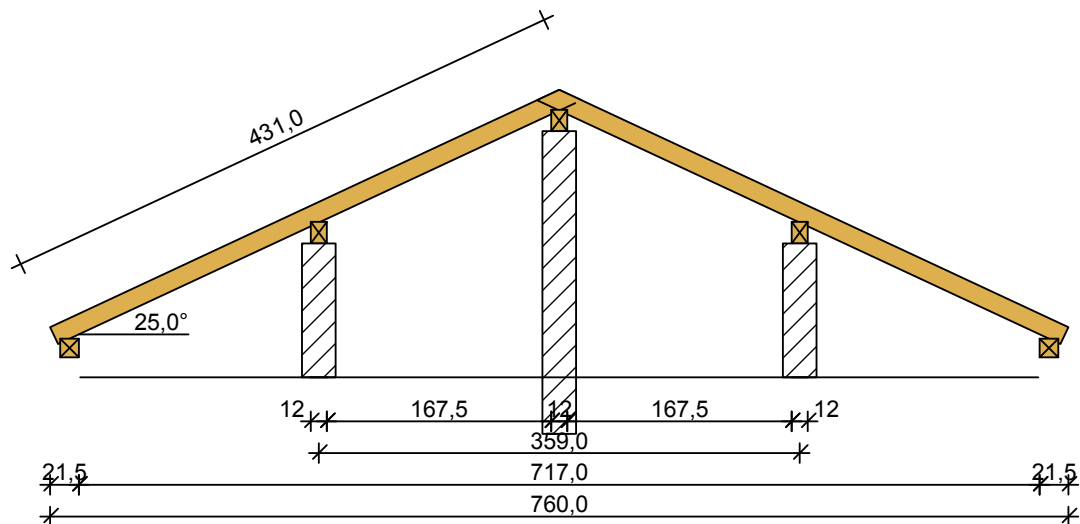
$$u_{fin} = 14,27 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 5980 / 200 = 29,90 \text{ mm} \quad (47,7\%)$$

Na podstawie obliczeń przyjęto przekroje z drewna C24:

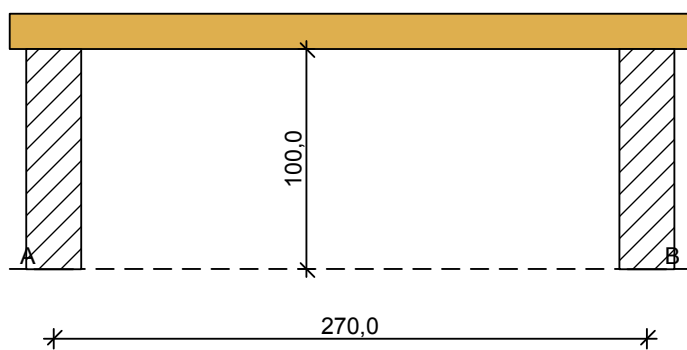
KROKIEW	8x18 cm
PŁATEW DOLNĄ	12x16 cm
PŁATEW GÓRNĄ	12x16 cm
SŁUPY	12x12 cm
KLESZCZE	2x 6x16 cm
MURŁATA	14x14 cm

D-2 DACH NAD DOBUDÓWKĄ

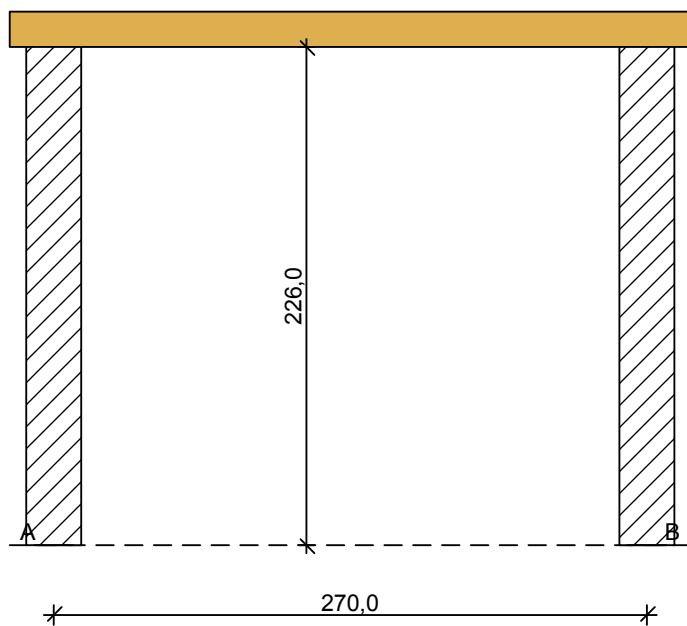
Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Szkic układu podłużnego - płatwi kalenicowej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 25,0^\circ$

Rozpiętość wazara $l = 7,60$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 7,17$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,59$ m
Rozstaw krokwi $a = 0,90$ m
Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu
Płatw pośrednia złożona z jednego odcinka:
- odcinek A - B o rozpiętości $l = 2,70$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka oparty na murze
Płatw kalenicowa złożona z jednego odcinka:
- odcinek A - B o rozpiętości $l = 2,70$ m
lewy koniec odcinka oparty na murze
prawy koniec odcinka oparty na murze

Dane materiałowe:

- krokiew 6/14cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatw 12/16 cm z drewna C24
- płatw kalenicowa 12/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

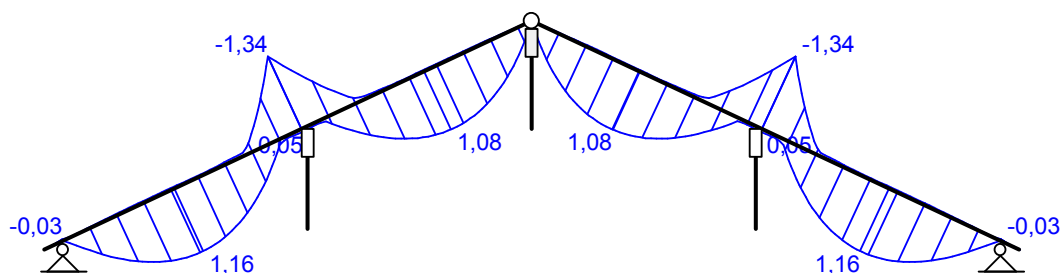
- pokrycie dachu : $g_k = 0,400 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,540 \text{ kN/m}^2$
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=300$ m n.p.m., nachylenie połaci $25,0$ st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,280 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 1,920 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,960 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 1,440 \text{ kN/m}^2$
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 7,3$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,315 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol I} = -0,473 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,082 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol II} = 0,123 \text{ kN/m}^2$
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,187 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,280 \text{ kN/m}^2$
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,600 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,810 \text{ kN/m}^2$

Założenia obliczeniowe:

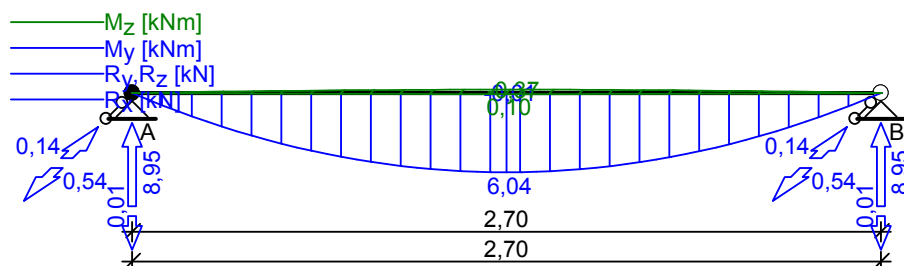
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYNIKI

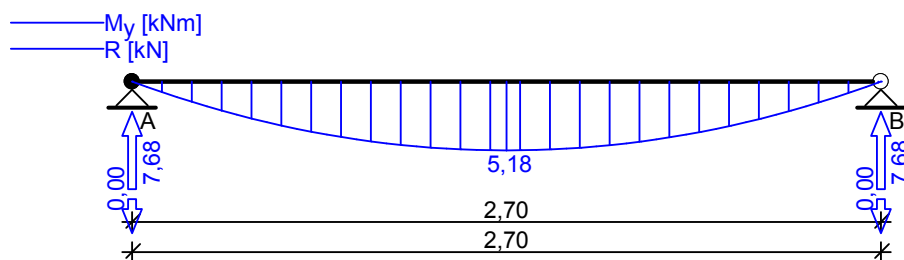
Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi kalenicowej:



WYMIAROWANIE

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Krokiew 6/14 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 50,8 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 1,16 \text{ kNm}, \quad N = 7,04 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,92 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,839$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,478 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,285 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -1,34 \text{ kNm}, \quad N = 5,28 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 11,11 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,756 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 6,89 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 4033 / 200 = 20,16 \text{ mm} \quad (34,1\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 1,23 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 160 / 200 = 1,60 \text{ mm} \quad (77,2\%)$$

Płatew 12/16 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,5 < 150$$

$$\lambda_z = 26,0 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 6,63 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,10 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,01 \text{ kN/m} \text{ (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 6,04 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,09 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 11,79 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,809 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,574 < 1$$

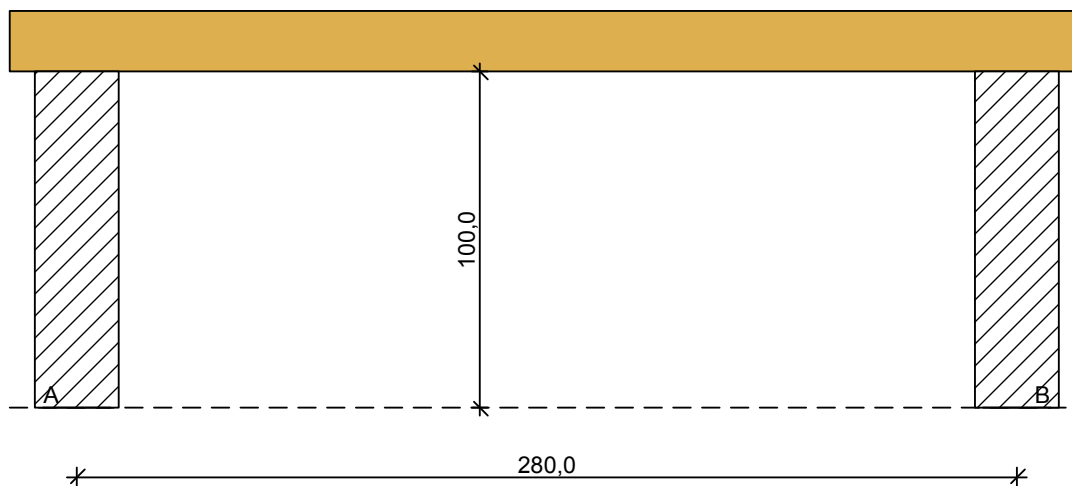
Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 10,28 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 13,50 \text{ mm} \quad (76,2\%)$$

Płatew kalenicowa 12/16 cm

Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 25,0^\circ$
- Rozpiętość wiażara $l = 6,00$ m
- Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 5,62$ m
- Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,44$ m
- Rozstaw krokwi $a = 0,80$ m
- Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu
- Płatek pośrednia złożona z jednego odcinka:
 - odcinek A - B o rozpiętości $l = 2,80$ m
 - lewy koniec odcinka oparty na murze
 - prawy koniec odcinka oparty na murze

Dane materiałowe:

- krokiew 6/14cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- płatek 12/18 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

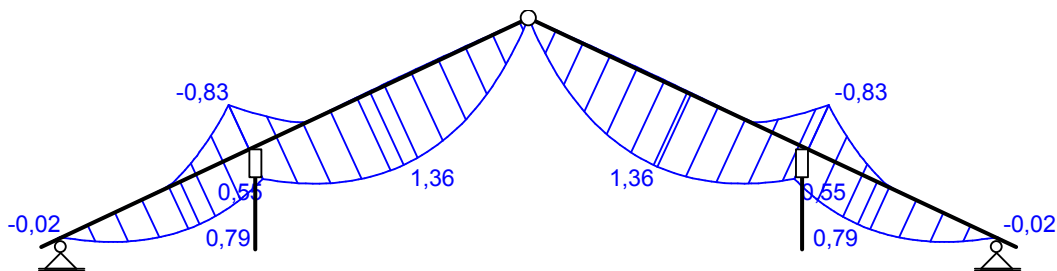
- pokrycie dachu : $g_k = 0,400$ kN/m², $g_o = 0,540$ kN/m²
- uwzględniono ciężar własny wiażara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połąć bardziej obciążona, strefa 3, $A=300$ m n.p.m., nachylenie połaci $25,0$ st.):
 - na połaci lewej $s_{kl} = 1,280$ kN/m², $s_{ol} = 1,920$ kN/m²
 - na połaci prawej $s_{kp} = 0,960$ kN/m², $s_{op} = 1,440$ kN/m²
 - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 7,3$ m):
 - na połaci nawietrznej $p_{kl I} = -0,315$ kN/m², $p_{ol I} = -0,473$ kN/m²
 - na połaci nawietrznej $p_{kl II} = 0,082$ kN/m², $p_{ol II} = 0,123$ kN/m²
 - na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,187$ kN/m², $p_{op} = -0,280$ kN/m²
- ocieplenie na całej długości krokwi $g_{kk} = 0,600$ kN/m², $g_{ok} = 0,810$ kN/m²

Założenia obliczeniowe:

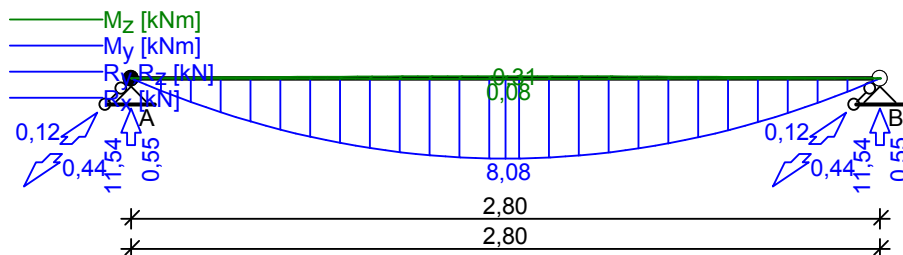
- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

WYNIKI

Obwiednia momentów zginających w układzie poprzecznym:



Obwiednia momentów w układzie podłużnym - płatwi pośredniej:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

→ $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Krokiew 6/14 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 47,0 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 1,36 \text{ kNm}, \quad N = 5,42 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,92 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,882$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,525 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,330 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -0,83 \text{ kNm}, \quad N = 4,77 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,84 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,466 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 6,92 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3178 / 200 = 15,89 \text{ mm} \quad (43,6\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 0,88 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 132 / 200 = 1,32 \text{ mm} \quad (66,8\%)$$

Płatew 12/18 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 15,4 < 150$$

$$\lambda_z = 23,1 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,24 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,08 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = 8,08 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,07 \text{ kNm}$$

$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,y,d} = 12,47 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,17 \text{ MPa}$
 $\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,852 < 1$
 $k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,602 < 1$
Maksymalne ugięcie
 decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg
 $u_{fin} = 10,49 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 14,00 \text{ mm} \quad (74,9\%)$

Na podstawie obliczeń przyjęto przekroje z drewna C24:

KROKIEW **6x14 cm**
PŁATEW **12x18 cm**
MURŁATA **14x14 cm**

BALKONY

BN/0.1 ZADASZENIE NAD WEJŚCIEM

Silka 24cm	16,00 kN/m ³	0,24 m	1,27 m	1,0	=	4,86 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	1,27 m	1,0	=	0,96 kN/m
		SUMA	5,83 kN/m			
Reakcja z płatwi z D3 (obl.)	11,00 kN	/	3,00 m		=	3,67 kN/m
Warstwy						1,00 kN/m
Zmienne						2,00 kN/m

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

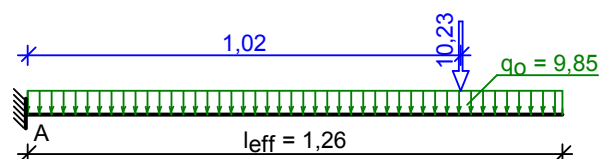
Obciążenia powierzchniowe [kN/m²]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Warstwy	1,00	1,35	--	1,35
2.	Zmienne	2,00	1,50	--	3,00
3.	Płyta żelbetowa grub.20 cm	5,00	1,10	--	5,50
Σ :		8,00	1,23		9,85

Obciążenia liniowe [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Ściana	4,86	1,02	1,35	--	6,56
2.	Reakcja z D3	2,72	1,02	1,35	--	3,67

SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff} = 1,26 \text{ m}$

Grubość płyty **20,0 cm**

WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 18,26 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = 14,08 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 14,08 \text{ kNm/m}$

Reakcja podporowa obliczeniowa $R_A = 22,64 \text{ kN/m}$

DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C20/25 (B25)** $\rightarrow f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}, E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów nad podporą $\phi_g = 10$ mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali A-IIIN (**RB500**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 8$ mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty $c_{nom,g} = 30$ mm

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty $c_{nom,d} = 30$ mm

ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/150$

WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,70$ cm²/mb. Przyjęto **$\phi 10$ co 24,0 cm** o $A_s = 3,27$ cm²/mb ($\rho = 0,20\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd,p} = 18,26$ kNm/mb < $M_{Rd,p} = 21,97$ kNm/mb (83,1%)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 22,64$ kN/mb < $V_{Rd1} = 102,73$ kN/mb (22,0%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,03$ mm < $a_{lim} = 8,40$ mm (12,3%)

Na podstawie obliczeń przyjęto płytę jednokierunkowo zbrojoną o grubości **20cm** zbrojoną prętami podłużnymi górą **$\phi 10$ co 20cm** (A-IIIN), prętami podłużnymi dołem **$\phi 8$ co 20cm** (A-IIIN) oraz prętami rozdzielczymi **$\phi 8$ co 20cm** (A-IIIN). Beton C20/25, otulina 3cm.

WIENIE

W/0.1 WIENIEC

Na wysokości stropu nad piętrem przyjęto wieniec o wymiarach **24x29cm** zbrojoną prętami podłużnymi **2 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **$\phi 12$** (A-IIIN) w rozstawie **co 20cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

W/0.2 WIENIEC

Na wysokości stropu nad piętrem przyjęto wieniec o wymiarach **24x29cm** zbrojoną prętami podłużnymi **2 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **$\phi 12$** (A-IIIN) w rozstawie **co 20cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

W/0.3 WIENIEC

Na wysokości stropu nad piętrem przyjęto wieniec o wymiarach **24x29cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 6$** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

W/0.4 WIENIEC

Na wysokości stropu nad piętrem przyjęto wieniec o wymiarach **18x29cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 6$** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

W/0.5; W/1.1 WIENIEC

Na wysokości stropu nad piętrem przyjęto wieniec o wymiarach **24x24cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 6$** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

PODCIĄGI I NADPROŻA

P/0.1 PODCIĄG (L=580cm)

Strop SPK z wypełnieniem	25,00	kN/m ³	1,58	m	0,27	m	=	10,67	kN/m
Wartswy na stropie	1,00	kN/m ²	1,58	m			=	1,58	kN/m
			SUMA		12,25	kN/m			
Zmienne	1,00	kN/m ²	1,58	m			=	1,58	kN/m
Reakcja z BN/0.1 (obl.)								23,00	kN/m
Reakcja z S4 (obl.)								19,00	kN/m

GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0$ cm

Wysokość przekroju $h = 64,0$ cm

OBCIĄŻENIA NA BELCE

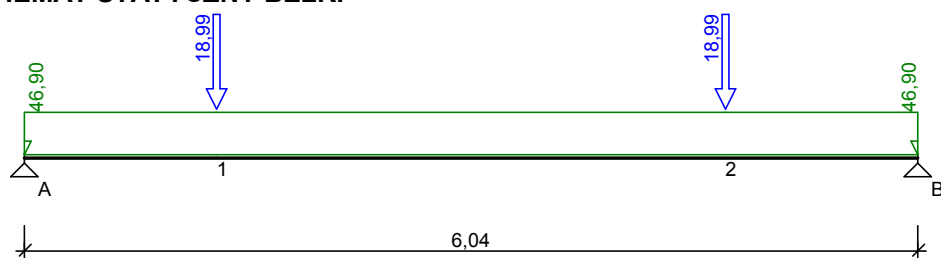
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Strop	12,25	1,35	--	16,54	cała belka
2.	Zmienne	1,58	1,50	--	2,37	cała belka
3.	Reakcja z BN/0.1	17,04	1,35	--	23,00	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m · 0,64m · 25,0kN/m ³]	3,84	1,30	--	4,99	cała belka
Σ :		34,71	1,35		46,90	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

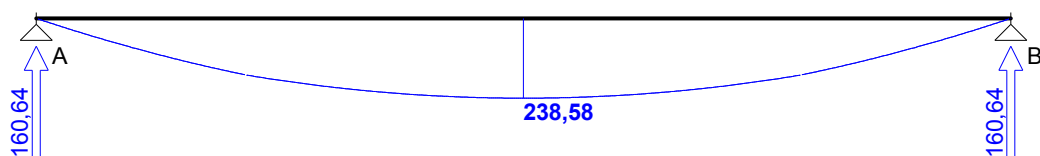
Lp	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Reakcja z S4	14,07	1,18	1,35	--	18,99
2.	Reakcja z S4	14,07	4,62	1,35	--	18,99

SCHEMAT STATYCZNY BELKI

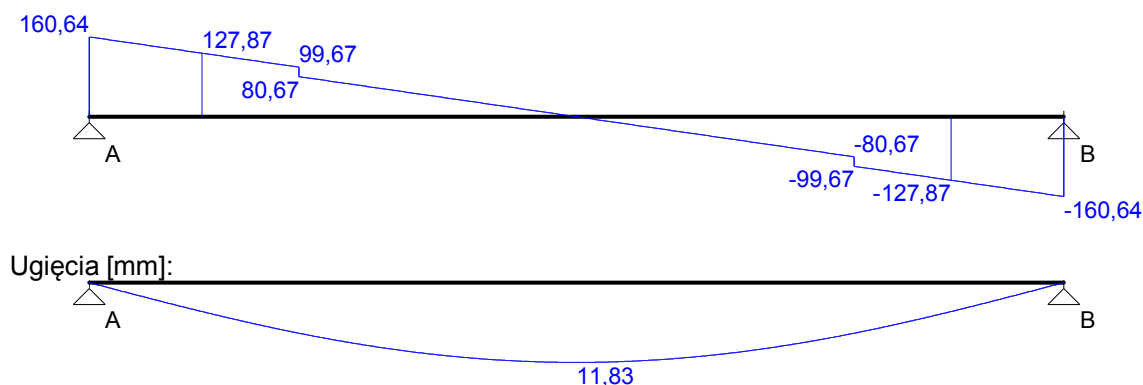


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 238,58 \text{ kNm}$

Przyjęto indywidualnie dołem $6\phi 20$ o $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1,36\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 238,58 \text{ kNm} < M_{Rd} = 360,19 \text{ kNm}$ (66,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 127,87 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 200 mm na odcinku 140,0 cm przy podporach oraz co 400 mm w środku rozpiętości przęsła

(decyduje warunek granicznej szerokości rys ukośnych)

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 127,87 \text{ kN} < V_{Rd3} = 219,90 \text{ kN}$ (58,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 176,58 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 176,58 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,134 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (44,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 11,83 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$ (39,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 114,73 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: $w_k = 0,290 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (96,8%)

Na podstawie obliczeń przyjęto belkę o wymiarach **24x64cm** zbrojoną prętami podłużnymi góra **3 $\phi 20$** i dołem **6 $\phi 20$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 8$** (A-IIIN) w rozstawie **co 15cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

P/0.2 PODCIĄG (L=700cm)

Attyka z Siliatów	16,00 kN/m ³	0,24 m	0,80 m	=	3,07 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,02 m	0,80 m	=	0,30 kN/m
Strop SPK 26,5cm	3,65 kN/m ²	3,87 m		=	14,13 kN/m
Wartswy na stropie	1,00 kN/m ²	3,87 m		=	3,87 kN/m
		SUMA	21,37 kN/m		
Zmienne	2,00 kN/m ²	3,87 m		=	7,74 kN/m
Reakcja z dachu D1 (obl.)					8,00 kN/m

GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

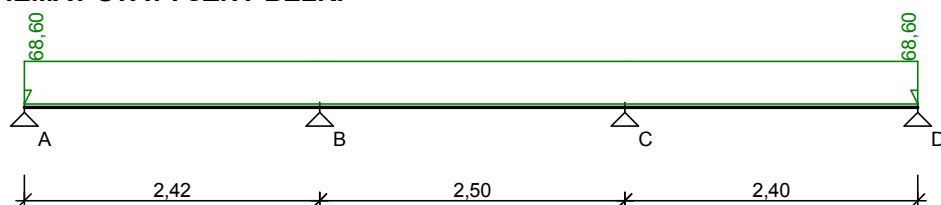
Wysokość przekroju $h = 53,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

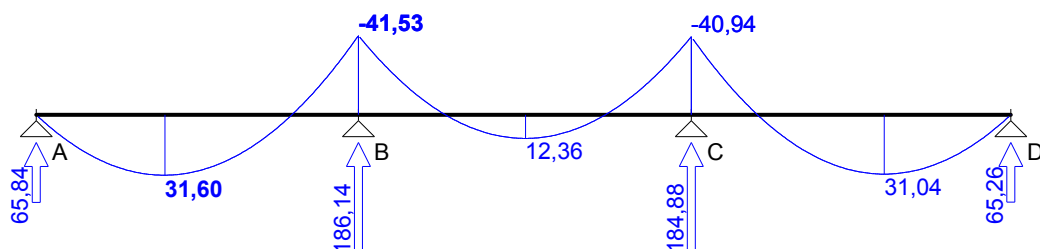
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Stałe	21,37	1,35	--	28,85	cała belka
2.	Zmienne	7,74	1,50	--	11,61	cała belka
3.	Reakcja z D1	5,93	1,35	--	8,01	cała belka
4.	Reakcja ze słupków na stropie	11,85	1,35	--	16,00	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,24m·0,53m·25,0kN/m ³]	3,18	1,30	--	4,13	cała belka
Σ :		50,07	1,37		68,60	

SCHEMAT STATYCZNY BELKI

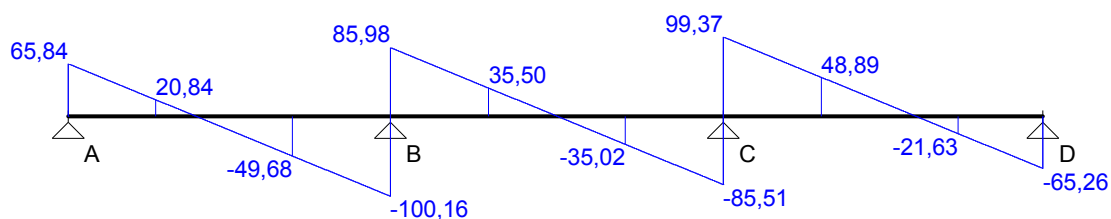


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

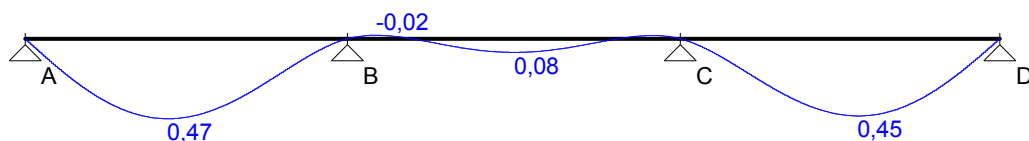
Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 31,60$ kNm

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,58$ cm². Przyjęto 2φ12 o $A_s = 2,26$ cm² ($\rho = 0,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 31,60$ kNm < $M_{Rd} = 44,76$ kNm (70,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)49,68$ kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ8 co 360 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)49,68$ kN < $V_{Rd1} = 58,10$ kN (85,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 23,06$ kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 23,06$ kNm

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,47 \text{ mm} < a_{lim} = 2420/200 = 12,10 \text{ mm}$ (3,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 60,59 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)41,53 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,09 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,29\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)41,53 \text{ kNm} < M_{Rd} = 66,08 \text{ kNm}$ (62,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)30,31 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)30,31 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,168 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (55,9%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 12,36 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 1,52 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 12,36 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,76 \text{ kNm}$ (27,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 35,50 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 360 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 35,50 \text{ kN} < V_{Rd1} = 58,10 \text{ kN}$ (61,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 9,02 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 9,02 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,08 \text{ mm} < a_{lim} = 2500/200 = 12,50 \text{ mm}$ (0,6%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 50,24 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Podpora C:

Zginanie: (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)40,94 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,06 \text{ cm}^2$. Przyjęto **3φ12** o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,29\%$)
(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)40,94 \text{ kNm} < M_{Rd} = 66,08 \text{ kNm}$ (62,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny $M_{Sk} = (-)29,88 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)29,88 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,163 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (54,3%)

Przęsło C - D:

Zginanie: (przekrój **e-e**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 31,04 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 1,55 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,19\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 31,04 \text{ kNm} < M_{Rd} = 44,76 \text{ kNm}$ (69,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 48,89 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 360 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 48,89 \text{ kN} < V_{Rd1} = 58,10 \text{ kN}$ (84,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 22,66 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 22,66 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ($M_{cr} > M_{Sk}$)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 0,45 \text{ mm} < a_{lim} = 2400/200 = 12,00 \text{ mm} \quad (3,7\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 60,01 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Na podstawie obliczeń przyjęto belkę o wymiarach **24x53cm** zbrojoną prętami podłużnymi górną **3 ϕ 12** i dolną **3 ϕ 12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi ϕ 8** (A-IIIN) w rozstawie **co 15cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

P/0.3 PODCIĄG (L=200cm)

Attyka z Siliatów	16,00 kN/m ³	0,24 m	0,80 m	=	3,07 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,02 m	0,80 m	=	0,30 kN/m
Strop SPK 26,5cm	3,65 kN/m ²	3,87 m		=	14,13 kN/m
Wartswy na stropie	1,00 kN/m ²	3,87 m		=	3,87 kN/m
		SUMA	21,37 kN/m		
Zmienne	2,00 kN/m ²	3,87 m		=	7,74 kN/m
Reakcja z dachu D1 (obl.)					8,00 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie					16,00 kN/m

GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju $b_w = 24,0 \text{ cm}$

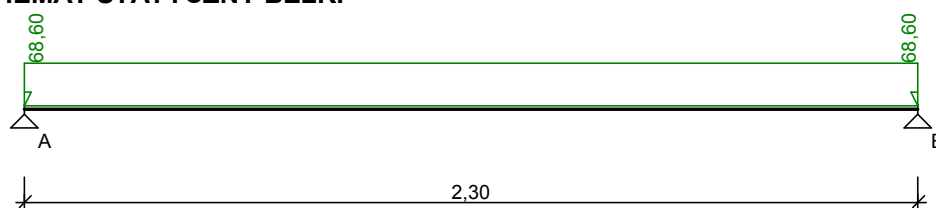
Wysokość przekroju $h = 53,0 \text{ cm}$

OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

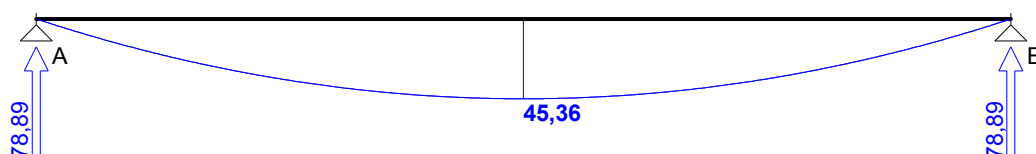
Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Stałe	21,37	1,35	--	28,85	cała belka
2.	Zmienne	7,74	1,50	--	11,61	cała belka
3.	Reakcja z D1	5,93	1,35	--	8,01	cała belka
4.	Reakcja ze słupków na stropie	11,85	1,35	--	16,00	cała belka
5.	Ciężar własny belki [0,24m·0,53m·25,0kN/m ³]	3,18	1,30	--	4,13	cała belka
Σ :		50,07	1,37		68,60	

SCHEMAT STATYCZNY BELKI

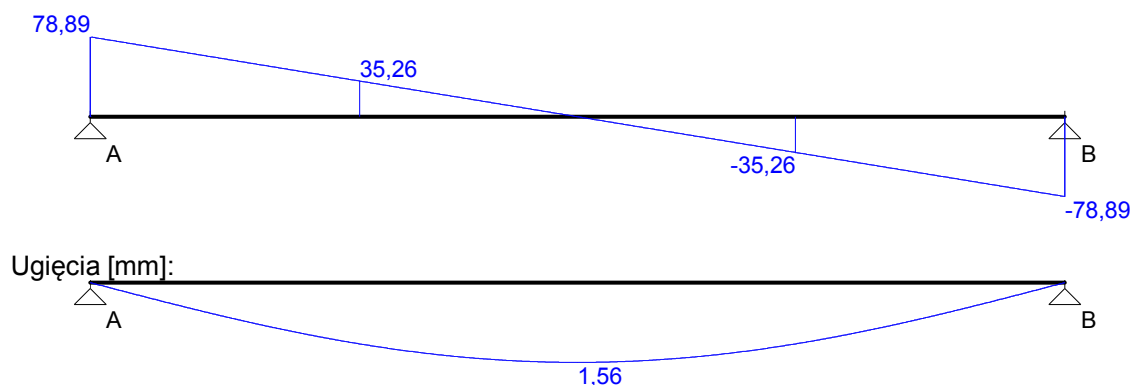


WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 45,36 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne $A_{s1} = 2,29 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,29\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 45,36 \text{ kNm} < M_{Rd} = 66,08 \text{ kNm}$ (68,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 35,26 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 8$ co 360 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 35,26 \text{ kN} < V_{Rd1} = 59,87 \text{ kN}$ (58,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 33,11 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 33,11 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,198 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (65,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 1,56 \text{ mm} < a_{lim} = 2300/200 = 11,50 \text{ mm}$ (13,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk,lt} = 50,06 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

Na podstawie obliczeń przyjęto belkę o wymiarach **24x53cm** zbrojoną prętami podłużnymi górną **3 $\phi 12$** i dolną **3 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 8$** (A-IIIN) w rozstawie **co 15cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

P/0.4 PODCIĄG (L=262cm)

Attyka z Siliatów	16,00 kN/m ³	0,24 m	0,80 m	=	3,07 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,02 m	0,80 m	=	0,30 kN/m
Strop SPK 26,5cm	3,65 kN/m ²	6,31 m		=	23,03 kN/m
Wartswy na stropie	1,00 kN/m ²	6,31 m		=	6,31 kN/m
		SUMA	32,72 kN/m		
Zmienne	2,00 kN/m ²	6,31 m		=	12,62 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie					20,00 kN/m

Na podstawie obliczeń przyjęto belkę o wymiarach **24x24cm** zbrojoną prętami podłużnymi górną **3 $\phi 12$** i dolną **3 $\phi 12$** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi $\phi 8$** (A-IIIN) w rozstawie **co 15cm** na całej długości. Beton C20/25, otulina 3cm.

SŁUPY

S/1.1 SŁUP ATTYKI

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach **24x24cm** zbrojony prętami podłużnymi

6 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 10cm. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/1.2 SŁUP ATTYKI

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x38cm zbrojony prętami podłużnymi 6 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 10cm. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/1.3 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/1.4 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/1.5 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.1 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.2 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 18x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.3 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.4 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 18x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.5 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x40cm zbrojony prętami podłużnymi 6 ϕ 12 oraz strzemionami ϕ 6 w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.6 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o kształcie L zbrojony prętami podłużnymi 8 ϕ 12 oraz

strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.7 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x50cm zbrojony prętami podłużnymi 6 ϕ 12 oraz strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.8 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x55cm zbrojony prętami podłużnymi 6 ϕ 12 oraz strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.9 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x32cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.10 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

S/0.11 SŁUP

Na podstawie obliczeń przyjęto słup o wymiarach 24x24cm zbrojony prętami podłużnymi 4 ϕ 12 oraz strzemionami $\phi 6$ w rozstawie co 20cm, zagęszczonymi do 10cm na odległości 1/6 przy podporach i na zakładach prętów. Beton C20/25, otulina 4cm.

FUNDAMENTY

Nie wykonano badań gruntowych pod projektowanym budynkiem. Do obliczeń przyjęto podłoże z badań gruntowych pod stadionem, który znajduje się obok projektowanego budynku. Przed przystąpieniem do prac budowlanych należy wykonać dokładne badania geologiczne pod projektowanym i sprawdzić, czy znajdujące się tam grunty są zgodne z przyjętymi w projekcie.

Dokumentacja geologiczne pod znajdującym się obok stadionem została wykonana przez firmę Fundament panią Joannę Gał. Wg badań na wierzchniej warstwie do 90 cm występują nasypy niekontrolowane. Poniżej do głębokości 7m znajduje się piaski drobne o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,50$. Pod piaskami drobnymi występuje pospółka. Woda gruntowa znajduje się na głębokości 8,50m.

Przyjęto posadowienie na piaskach drobnych o stopniu zagęszczenia $I_D = 0,50$.

Ł-1 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	4,00 m	1,35	=	20,74 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	4,60 m	1,35	=	4,72 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	4,50 m		1,35	=	22,17 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	4,50 m		1,35	=	6,08 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	4,50 m		1,5	=	13,50 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie						20,00 kN/m
Reakcja z dachu D1						8,00 kN/m
		SUMA	99,87 kN/m			

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: ława prostokątna

B = 0,60 m H = 0,40 m

B_s = 0,24 m e_B = 0,00 m

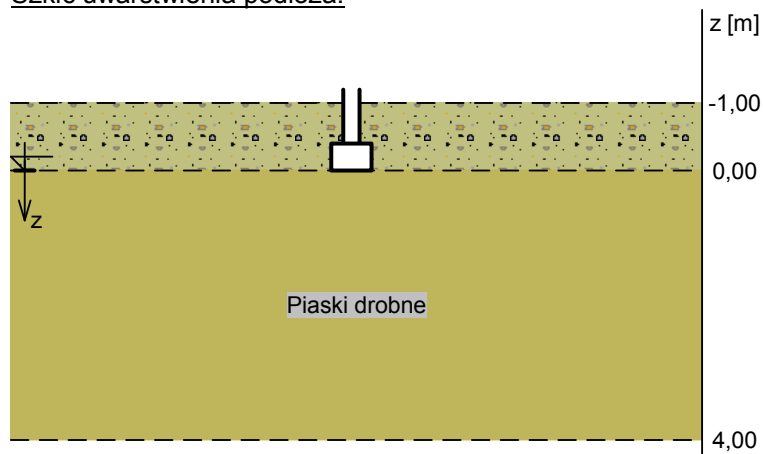
Posadowienie fundamentu:

D = 1,00 m D_{min} = 1,00 m

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodni ona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	4,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,37	0,00	61908	77386

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N r	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m³

Parametry betonu:

Klasa betonu: C25/30 (B30) → f_{cd} = 16,67 MPa, f_{ctd} = 1,20 MPa, E_{cm} = 31,0 GPa

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: $0,50$

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)

Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$

WYNIKI-PROJEKTOWANIE

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fn} = 174,3 \text{ kN/mb}$

$N_r = 111,5 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{fn} = 0,81 \cdot 174,3 \text{ kN/mb} = 141,2 \text{ kN/mb}$ (79,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,21 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,02 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,23 \text{ cm}$

$s = 0,23 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (23,1%)

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **60x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4 ϕ 12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi ϕ 6** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm**. Beton C25/30, otulina dolna 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

Ł-2 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	4,00 m	1,35	=	20,74 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	4,60 m	1,35	=	4,72 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	2,20 m		1,35	=	10,84 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	2,20 m		1,35	=	2,97 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	2,20 m		1,5	=	6,60 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie						10,00 kN/m
Reakcja z dachu D1						8,00 kN/m
			SUMA	68,53 kN/m		

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **50x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4 ϕ 12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi ϕ 6** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm**. Beton C25/30, otulina dolna 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

Ł-3 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	4,00 m	1,35	=	20,74 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	4,60 m	1,35	=	4,72 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	3,87 m		1,35	=	19,07 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	3,87 m		1,35	=	5,22 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	3,87 m		1,5	=	11,61 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie						15,00 kN/m
Reakcja z dachu D1						8,00 kN/m
		SUMA	89,03 kN/m			

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **60x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4φ12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi φ6** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm**. Beton C25/30, otulina dolna 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

Ł-4 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	7,00 m	1,35	=	36,29 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	7,60 m	1,35	=	7,80 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	1,00 m		1,35	=	4,93 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	1,00 m		1,35	=	1,35 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	1,00 m		1,5	=	3,00 kN/m
Reakcje z płatwi	30,00 kN/m ³	/	12,63 m		=	2,38 kN/m
		SUMA	58,03 kN/m			

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **40x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4φ12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi φ6** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm**. Beton C25/30, otulina dolna 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

Ł-5 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	3,30 m	1,35	=	17,11 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	3,90 m	1,35	=	4,00 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	6,31 m		1,35	=	31,09 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	6,31 m		1,35	=	8,52 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	6,31 m		1,5	=	18,93 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie						37,50 kN/m
		SUMA	121,82 kN/m			

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **70x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4φ12** (A-IIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi φ6** (A-IIIN) w rozstawie **co 30cm**. Dodatkowo należy ułożyć dołem pręty poprzeczne **φ10 co 15 cm** w obu kierunkach. Beton C25/30, otulina dolna

4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

Ł-6 ŁAWA FUNDAMENTOWA

Ściana z bloczków bet.	24,00 kN/m ³	0,24 m	0,60 m	1,35	=	4,67 kN/m
Ściana z SILKI	16,00 kN/m ³	0,24 m	3,30 m	1,35	=	17,11 kN/m
Tynk z obu stron	19,00 kN/m ³	0,04 m	3,90 m	1,35	=	4,00 kN/m
Strop SPK 26,5	3,65 kN/m ²	6,31 m		1,35	=	31,09 kN/m
Warstwy na stropie	1,00 kN/m ²	6,31 m		1,35	=	8,52 kN/m
Zmienne	2,00 kN/m ²	6,31 m		1,5	=	18,93 kN/m
Reakcja ze słupków na stropie						41,00 kN/m
		SUMA		125,32 kN/m		

Na podstawie obliczeń przyjęto ławę żelbetową o wymiarach **70x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **4φ12** (A-IIIIN) oraz strzemionami **2-ciętymi φ6** (A-IIIIN) w rozstawie **co 30cm**. Dodatkowo należy ułożyć dołem pręty poprzeczne **φ10 co 15 cm** w obu kierunkach. Beton C25/30, otulina dolna 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

ST-1 STOPA FUNDAMENTOWA

Reakcja z P/0.1										160,00 kN
Ciężar słupa	25,00 kN/m ³	0,24 m	0,24 m	4,50 m	1,35	=	8,75 kN			
		SUMA		168,75 kN						

Na podstawie obliczeń przyjęto stopę żelbetową o wymiarach **60x60x40cm** zbrojoną prętami podłużnymi **φ8** (A-IIIIN) **co 10 w obu kierunkach**. Beton C20/25, otulina 4cm. Przed ułożeniem zbrojenia należy wykonać podlewkę z chudego betonu. Grubość podlewki min. 10cm.

mgr inż. Krzysztof Tołpa
 Uprawnienia budowlane do projektowania i
 kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
 w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
 nr KUP/0036/PWOK/10
