

1. Dachy

1.1. Dach – główna część budynku

DANE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]: POKRYCIE DACHU

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Dachówka bitumiczna	0,15	1,2	0,18
2.	Papa podkładowa	0,05	1,2	0,06
3.	Deski 2,5cm	0,14	1,2	0,17
4.	Łaty 7/7 co 60cm	0,04	1,2	0,05
	Σ:	0,38	1,2	0,46

1.1.1. Łata

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 7,0$ cm

Wysokość $h = 7,0$ cm

Drewno:

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

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozstaw łąt $a_1 = 0,60$ m

Rozstaw podparć $a = 1,40$ m

Schemat: belka dwuprzęsłowa

Obciążenia:

- obciążenie stałe $g_k = 0,340$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,20$

- obciążenie śniegiem $S_k = 2,484$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, H=445 m n.p.m., teren A, z=H=13,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=13,0 m, B=22,6 m, L=10,5 m, nachylenie połaci 30,0 st., bet

$p_k = 0,485$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

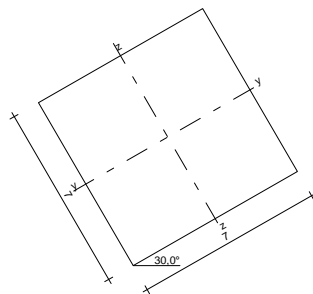
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku z =13,0 m):

$p_k = 0,000$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie skupione $F_k = 1,00$ kN; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

$A = 49,0$ cm²
 $W_y = 57,2$ cm³
 $W_z = 57,2$ cm³
 $J_y = 200$ cm⁴
 $J_z = 200$ cm⁴
 $m = 1,72$ kg/m



Zginanie

decyduje kombinacja: A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

$M_y = 0,56$ kNm; $M_z = 0,27$ kNm

Warunek nośności:

$k_{m,y} \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,780 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_{m,z} \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,884 < 1$

Warunek stateczności:

współczynniki zwiczenia $k_{crit,y} = 1,000$; $k_{crit,z} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 9,78$ MPa $< k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 14,77$ MPa (66,2%)

$\sigma_{m,z,d} = 4,67$ MPa $< k_{crit} \cdot f_{m,z,d} = 14,77$ MPa (31,6%)

Ugięcie:

decyduje kombinacja: E (obc.stałe+obc.montażowe)

$u_{fin} = 2,33$ mm $< u_{net,fin} = a / 200 = 7,00$ mm (33,2%)

1.1.2. Krokwie

KROKIEW 1

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 8,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 20,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 27,0^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,60 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 3,47 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,380 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,20$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, $A=445 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st., bet

$S_k = 2,318 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st., bet

$p_k = 0,456 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

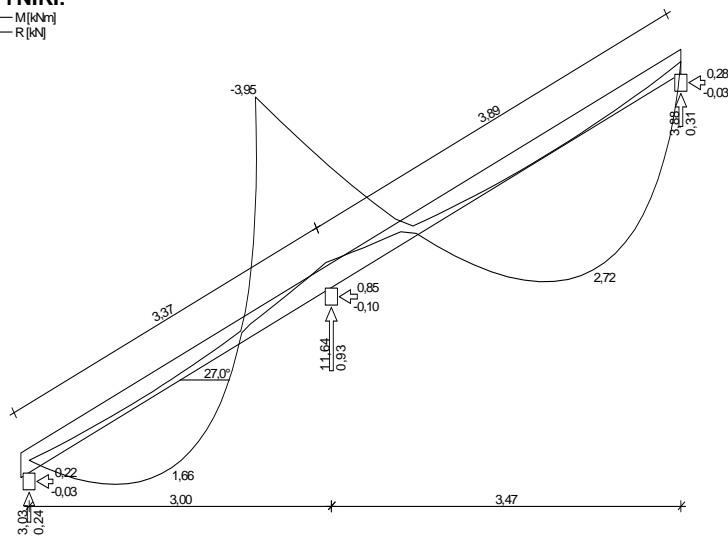
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant I, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st., beta

$p_k = -0,055 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:

— $M [\text{kNm}]$
— $R [\text{kN}]$



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$M_{podp} = -3,95 \text{ kNm}$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 10,24 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,693 < 1$

Ugięcie (odcinek górny):

$u_{fin} = 4,70 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 19,47 \text{ mm} \quad (24,2\%)$

KROKIEW 2

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 8,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 20,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 27,0^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 1,20 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 2,43 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,380 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_f = 1,20$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=445 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połaci $27,0 \text{ st.}$):

$S_k = 2,318 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0 \text{ st.}$, bet

$p_k = 0,456 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

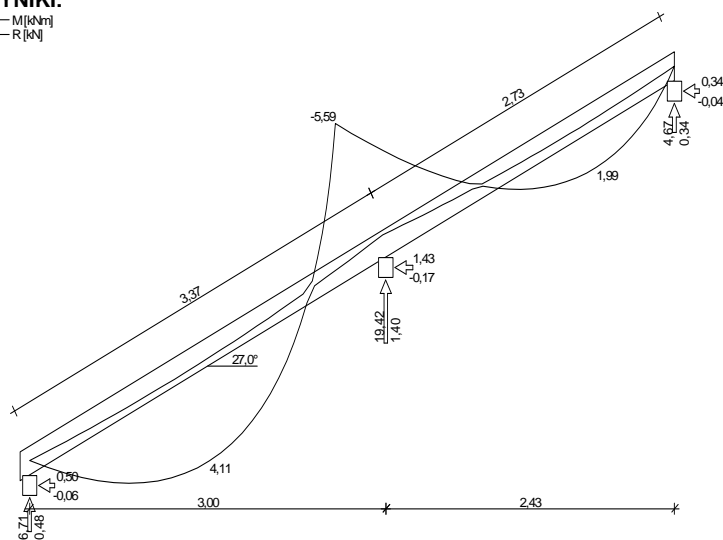
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0 \text{ st.}$, beta

$p_k = -0,055 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:

— $M [\text{kNm}]$
— $R [\text{kN}]$



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$M_{podp} = -5,59 \text{ kNm}$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 14,51 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,982 < 1$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$u_{fin} = 5,46 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 16,83 \text{ mm} \quad (32,4\%)$

1.1.3. Wiązary dachowe nad sceną (G1 – G10)

Patrz: załącznik do opracowania

1.2. Dach – skrzydła boczne

DANE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]: POKRYCIE DACHU

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Dachówka bitumiczna	0,15	1,2	0,18
2.	Papa podkładowa	0,05	1,2	0,06
3.	Deski 2,5cm	0,14	1,2	0,17
	Σ:	0,34	1,2	0,41

1.2.1. Łaty

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 5,0$ cm

Wysokość $h = 5,0$ cm

Drewno:

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

→ $f_{m,k} = 24$ MPa, $f_{t,0,k} = 14$ MPa, $f_{c,0,k} = 21$ MPa, $f_{v,k} = 2,5$ MPa, $E_{0,mean} = 11$ GPa, $\rho_k = 350$ kg/m³

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozstaw łąt $a_1 = 0,30$ m

Rozstaw podparć $a = 0,90$ m

Schemat: belka dwuprzęsłowa

Obciążenia:

- obciążenie stałe $g_k = 0,340$ kN/m² połaci dachowej; $\gamma_f = 1,20$

- obciążenie śniegiem $S_k = 2,484$ kN/m² rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, H=445 m n.p.m., teren A, z=H=13,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=13,0 m, B=22,6 m, L=10,5 m, nachylenie połaci 30,0 st., bet

$p_k = 0,485$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

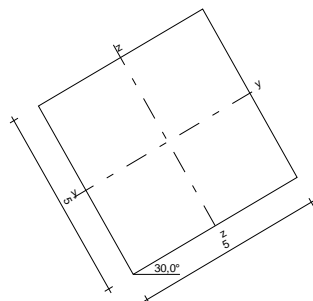
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa III, teren A, wys. budynku z=13,0 m):

$p_k = 0,000$ kN/m² połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie skupione $F_k = 1,00$ kN; $\gamma_f = 1,20$

WYNIKI:

$A = 25,0$ cm²
 $W_y = 20,8$ cm³
 $W_z = 20,8$ cm³
 $J_y = 52,1$ cm⁴
 $J_z = 52,1$ cm⁴
 $m = 0,88$ kg/m



Zginanie

decyduje kombinacja: E (obc.stałe max.+obc.montażowe)

Momenty obliczeniowe:

$M_y = 0,20$ kNm; $M_z = 0,12$ kNm

Warunek nośności:

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,737 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,810 < 1$

Warunek stateczności:

współczynniki zwichrzenia $k_{crit,y} = 1,000$; $k_{crit,z} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 9,58$ MPa $< k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,62$ MPa (57,7%)

$\sigma_{m,z,d} = 5,53$ MPa $< k_{crit,z} \cdot f_{m,z,d} = 16,62$ MPa (33,3%)

Ugięcie:

decyduje kombinacja: E (obc.stałe+obc.montażowe)

$u_{fin} = 2,14$ mm $< u_{net,fin} = a / 200 = 4,50$ mm (47,6%)

1.2.2. Krokwie

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 8,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 0,90 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,77 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 2,70 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 0,90 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,340 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej; $\gamma_i = 1,20$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=445 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połaci $30,0 \text{ st.}$):

$S_k = 2,484 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_i = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta sciana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0 \text{ st.}$, bet

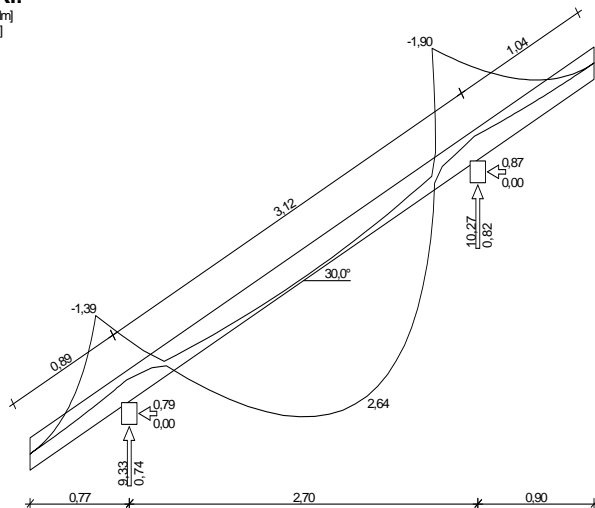
$p_k = 0,485 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_i = 1,50$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:

— $M [\text{kNm}]$

— $R [\text{kN}]$



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Momenty obliczeniowe:

$M_{prześl} = 2,64 \text{ kNm}$; $M_{podp} = -1,90 \text{ kNm}$

Warunek nośności - prześło:

$\sigma_{m,y,d} = 7,72 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,523 < 1$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 8,45 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,572 < 1$

Ugięcie (dolny wspornik):

$u_{fin} = (-) 3,49 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 8,89 \text{ mm} \quad (39,2\%)$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$u_{fin} = 6,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 15,59 \text{ mm} \quad (39,1\%)$

1.2.3. Krokwie koszowe

Krokwie koszowa 1

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej A $\alpha_A = 30,0^\circ$

Kąt nachylenia połaci dachowej B $\alpha_B = 30,0^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika połaci B $l_{w,x} = 0,62 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego połaci B $l_{d,x} = 1,18 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego połaci B $l_{g,x} = 1,00 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,340 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,20$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi; $\gamma_f = 1,20$

Obciążenia połaci A:

- obciążenie śniegiem $S_k = 2,484 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połącz nawietrzna, wariant II, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0^\circ$ st., bet

$p_k = 0,485 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

Obciążenia połaci B:

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połącz bardziej obciążona, strefa 3, $A=445 \text{ m n.p.m.}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st.):

$S_k = 2,318 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połącz nawietrzna, wariant II, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st., bet

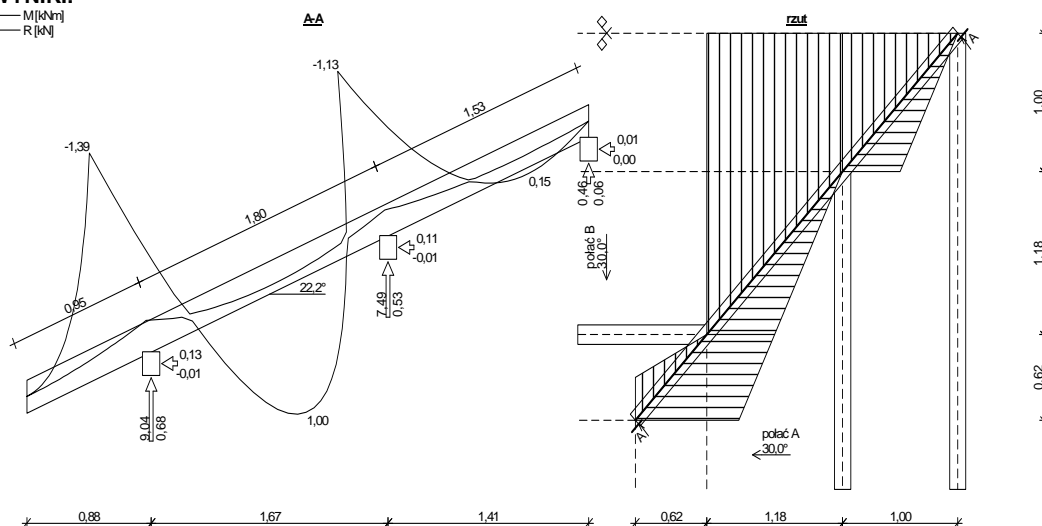
$p_k = 0,456 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połącz nawietrzna, wariant I, strefa III, $H=445 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=13,0 \text{ m}$, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku $H=13,0 \text{ m}$, $B=22,6 \text{ m}$, $L=10,5 \text{ m}$, nachylenie połaci $27,0^\circ$ st., beta

$p_k = -0,055 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— M [kNm]
— R [kN]



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$M_{podp} = -1,39 \text{ kNm}$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 4,11 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,278 < 1$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$u_{fin} = 0,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9,01 \text{ mm} \quad (6,2\%)$

Krokiew koszowa 2

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Zacios na podporach $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej A $\alpha_A = 30,0^\circ$

Kąt nachylenia połaci dachowej B $\alpha_B = 30,0^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika połaci B $l_{w,x} = 0,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego połaci B $l_{d,x} = 1,30 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego połaci B $l_{g,x} = 1,73 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe $g_k = 0,340 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,20$

- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi; $\gamma_f = 1,20$

Obciążenia połaci A:

- obciążenie śniegiem $S_k = 2,484 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, H=445 m n.p.m., teren A, z=H=13,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=13,0 m, B=22,6 m, L=10,5 m, nachylenie połaci 30,0 st., bet

$p_k = 0,485 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

Obciążenia połaci B:

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, A=445 m n.p.m., nachylenie połaci 27,0 st.):

$S_k = 2,318 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa III, H=445 m n.p.m., teren A, z=H=13,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=13,0 m, B=22,6 m, L=10,5 m, nachylenie połaci 27,0 st., bet

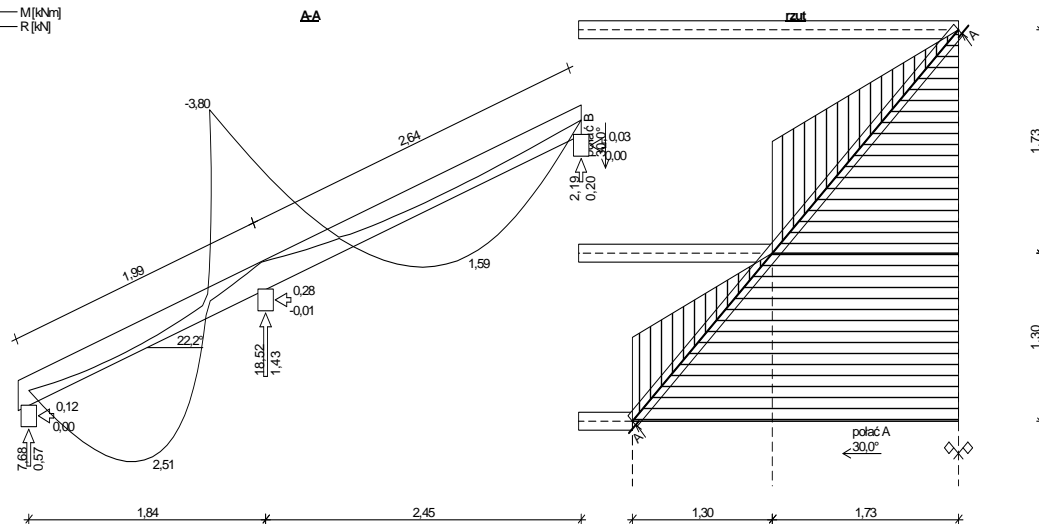
$p_k = 0,456 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa III, H=445 m n.p.m., teren A, z=H=13,0 m, budowla otwarta, otwarta ściana boczna, wymiary budynku H=13,0 m, B=22,6 m, L=10,5 m, nachylenie połaci 27,0 st., beta

$p_k = -0,055 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— $M [\text{kNm}]$
— $R [\text{kN}]$



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$M_{podp} = -3,80 \text{ kNm}$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 11,25 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,762 < 1$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$u_{fin} = 1,66 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9,93 \text{ mm} \quad (16,8\%)$

1.2.4. Płatwie

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 16,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatwie podparta obustronnie mieczami

Rozstaw słupów $l = 2,70 \text{ m}$

Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,60 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,340 \cdot (0,5 \cdot 2,70 + 0,90) / \cos 30,0^\circ]$

$G_k = 0,883 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,20$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[2,484 \cdot (0,5 \cdot 2,70 + 0,90)]$

$S_k = 5,589 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem (pionowe) $[(0,485 \cdot (0,5 \cdot 2,70 + 0,90) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$

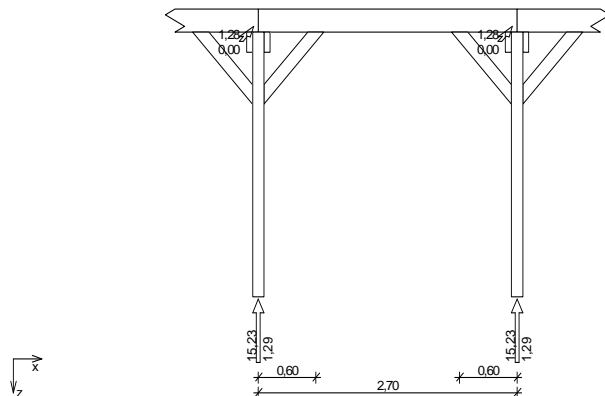
$W_{k,z} = 1,092 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem (poziome) $[(0,485 \cdot (0,5 \cdot 2,70 + 0,90) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$

$W_{k,y} = 0,630 \text{ kN/m}$; $\gamma_f = 1,50$

WYNIKI:

— $R_z \text{ [kN]}$
— $R_y \text{ [kN]}$ dla jednego odcinka (przebieg)



Zginanie

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr-wariant I)

Momenty obliczeniowe

$M_{y,max} = 3,10 \text{ kNm}$; $M_{z,max} = 0,86 \text{ kNm}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} = 4,54 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 1,26 \text{ MPa}$, $f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,301 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,367 < 1$

Ugięcie:

decyduje kombinacja B (obc.stałe+śnieg)

$u_{fin,z} = 1,17 \text{ mm}$; $u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$

$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 1,17 \text{ mm} < u_{net,fin} = 7,50 \text{ mm} \quad (15,6\%)$

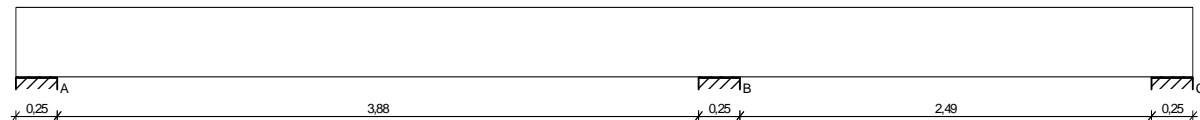
2. Elementy żelbetowe parteru

2.1. Wieniec żelbetowy

Przyjęto konstrukcyjnie wieńce żelbetowe ścian parteru o wymiarach 24 x 25cm, zbrojone 4 prętami $\varnothing 12$, stal A-III (34GS). Strzemiona $\varnothing 6$ co 25cm.

2.2. Belka żelbetowa 1

SZKIC BELKI

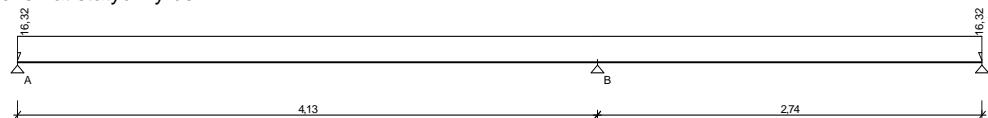


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie z dachu	13,91	1,00	--	13,91	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		16,10	1,01		16,32	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa

Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-I (**S13SX-b**) $\rightarrow f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 310$ MPa

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

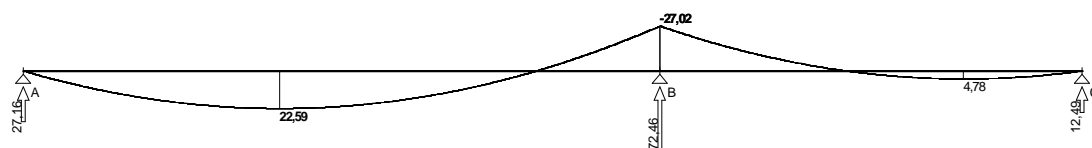
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

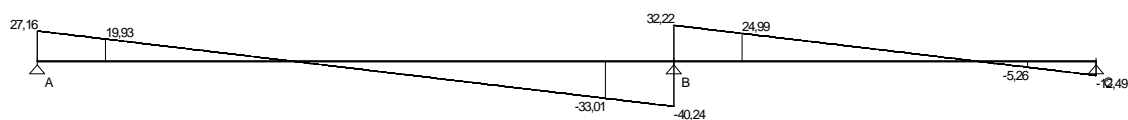
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

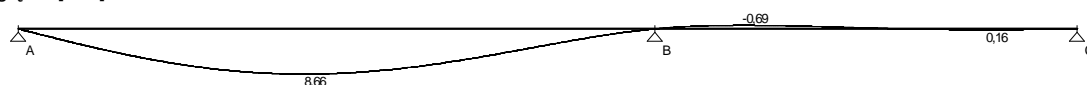
Momenty zginające [kNm]:



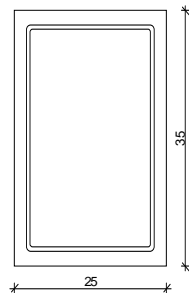
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 22,59 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,12 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,43\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 22,59 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,12 \text{ kNm}$ (64,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)33,01 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)33,01 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (81,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 22,29 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,221 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (73,6%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,66 \text{ mm} < a_{lim} = 4130/200 = 20,65 \text{ mm}$ (42,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,69 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)27,02 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,56 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,43\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)27,02 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,12 \text{ kNm}$ (77,0%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)26,66 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,272 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (90,8%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 4,78 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,03 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,28\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 4,78 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24,00 \text{ kNm}$ (19,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 24,99 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 24,99 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (61,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 4,72 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

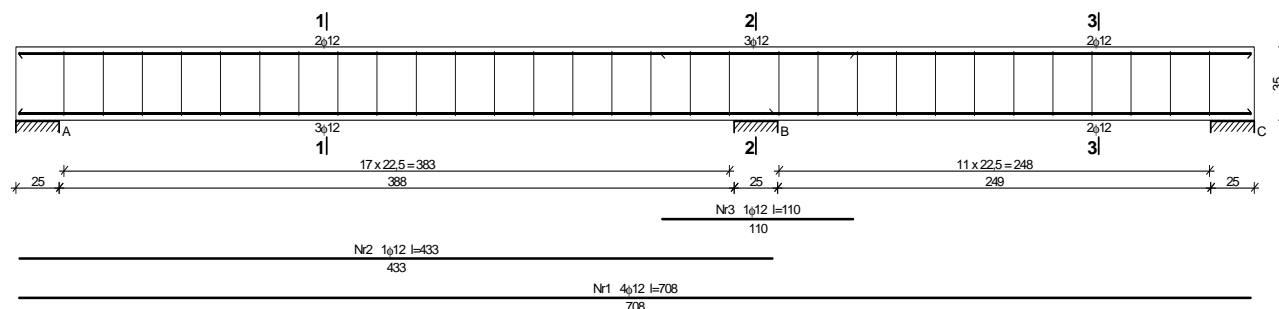
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)26,66 \text{ kNm}$

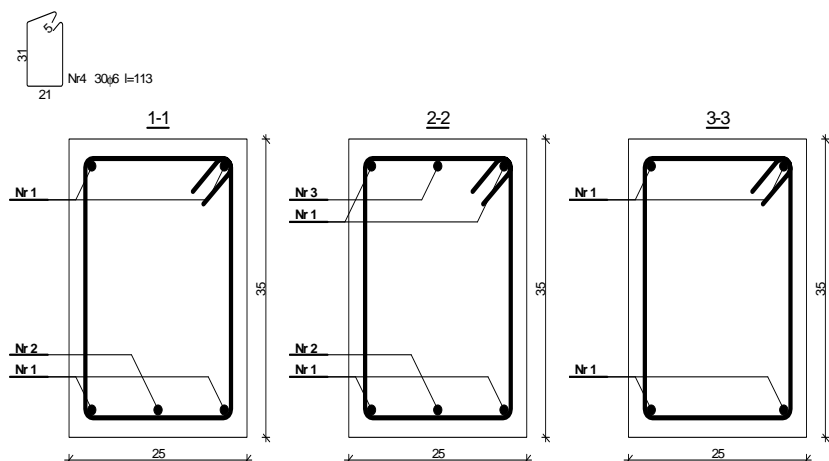
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,69 \text{ mm} < a_{lim} = 2740/200 = 13,70 \text{ mm}$ (5,0%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 29,78 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

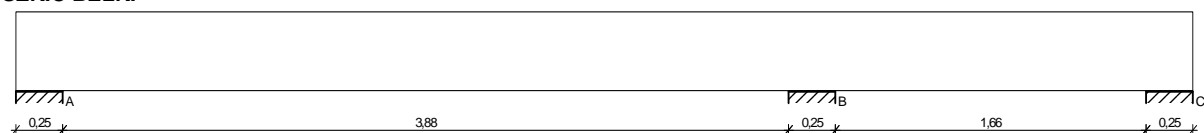
SZKIC ZBROJENIA:





2.3. Belka żelbetowa 2

SZKIC BELKI

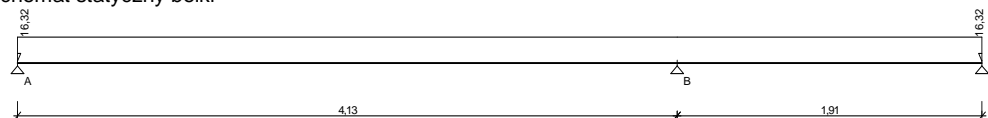


OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie z dachu	13,91	1,00	--	13,91	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m·0,35m·25,0kN/m ³]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		16,10	1,01		16,32	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

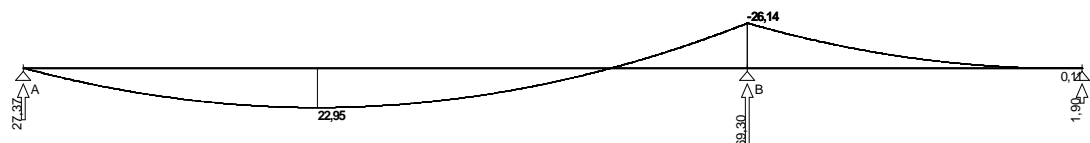
Klasa betonu: **B20** (C16/20) → $f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa
 Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa
 Stal zbrojeniowa strzemion A-I (**St3SX-b**) → $f_{yk} = 240$ MPa, $f_{yd} = 210$ MPa, $f_{tk} = 310$ MPa

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

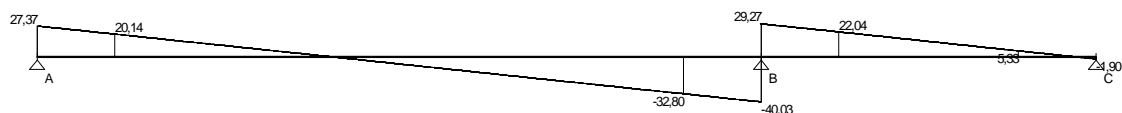
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

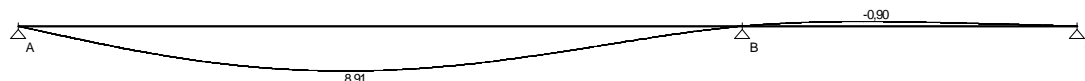
Momenty zginające [kNm]:



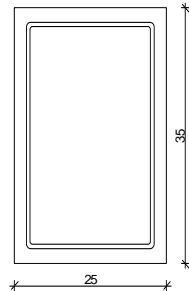
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 22,95 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,16 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,43\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 22,95 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,12 \text{ kNm}$ (65,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)32,80 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)32,80 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (80,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 22,64 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,225 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (75,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 8,91 \text{ mm} < a_{lim} = 4130/200 = 20,65 \text{ mm}$ (43,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 37,48 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)26,14 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 2,48 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,43\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)26,14 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,12 \text{ kNm}$ (74,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)25,79 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,262 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (87,4%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 0,11 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny) $A_s = 1,03 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,28\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 0,11 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24,00 \text{ kNm}$ (0,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 22,04 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 22,04 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (54,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 0,11 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

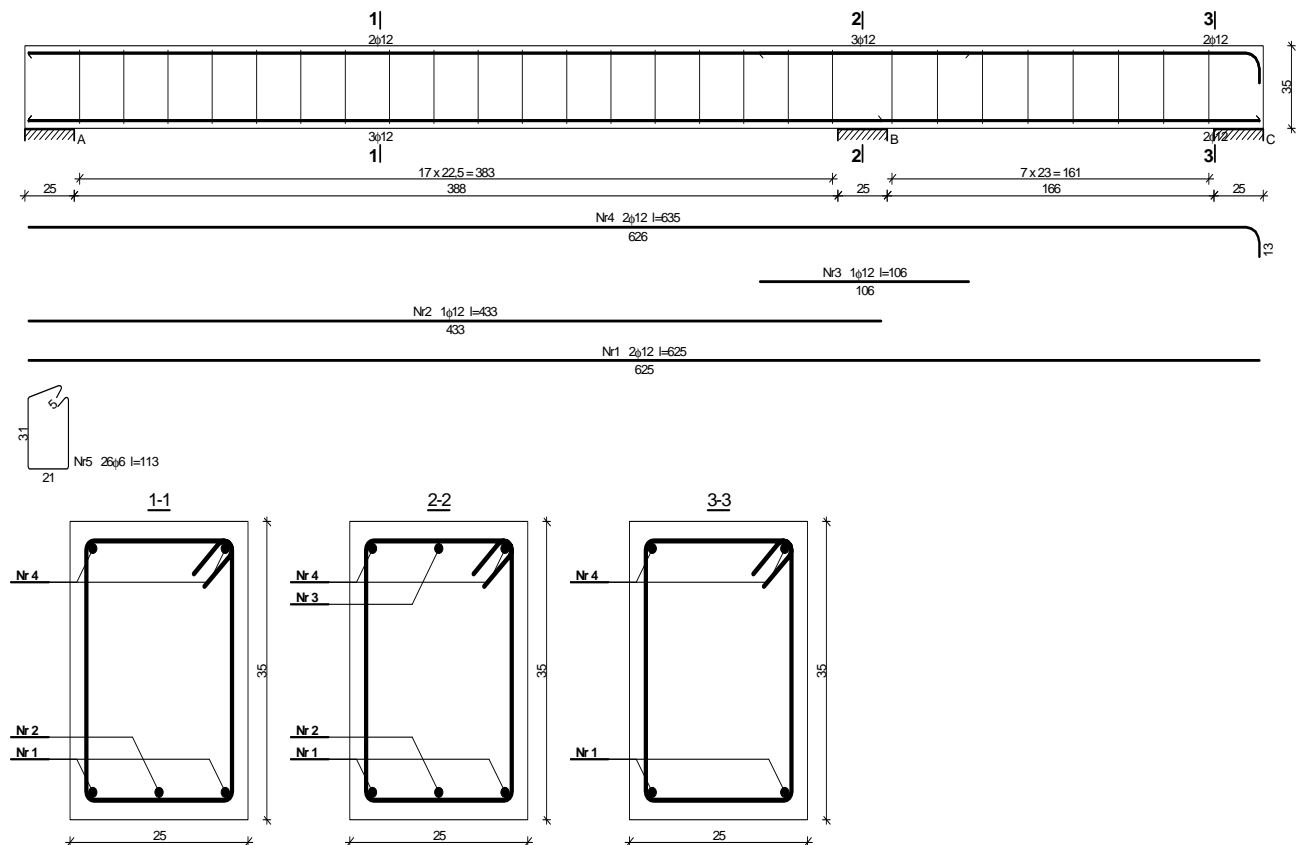
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)25,79 \text{ kNm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)0,90 \text{ mm} < a_{lim} = 1910/200 = 9,55 \text{ mm}$ (9,4%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 26,87 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:



2.4. Belka żelbetowa 3

SZKIC BELKI

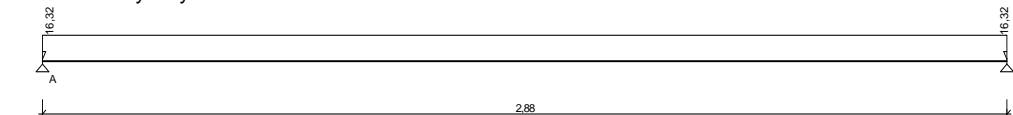


OBCIĄŻENIA NA BELCIE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	k_d	Obc. obl.	Zasięg [m]
1.	Obciążenie z dachu	13,91	1,00	--	13,91	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m-0,35m-25,0kN/m3]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		16,10	1,01		16,32	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$
 Stal zbrojeniowa główna A-III (**34GS**) $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa strzemion A-I (**St3SX-b**) $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 310 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.

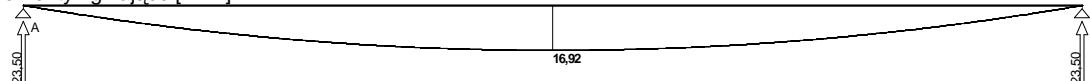
$\cot \theta = 2,00$

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

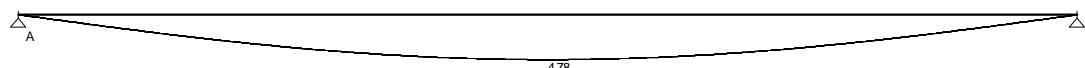
Momenty zginające [kNm]:



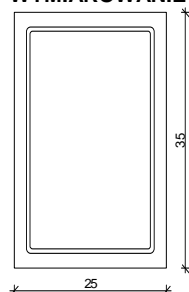
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$
 otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 16,92 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$. Przyjęto $2\phi 12$ o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,28\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 16,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24,00 \text{ kNm}$ (70,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 16,27 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 16,27 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (40,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 16,69 \text{ kNm}$

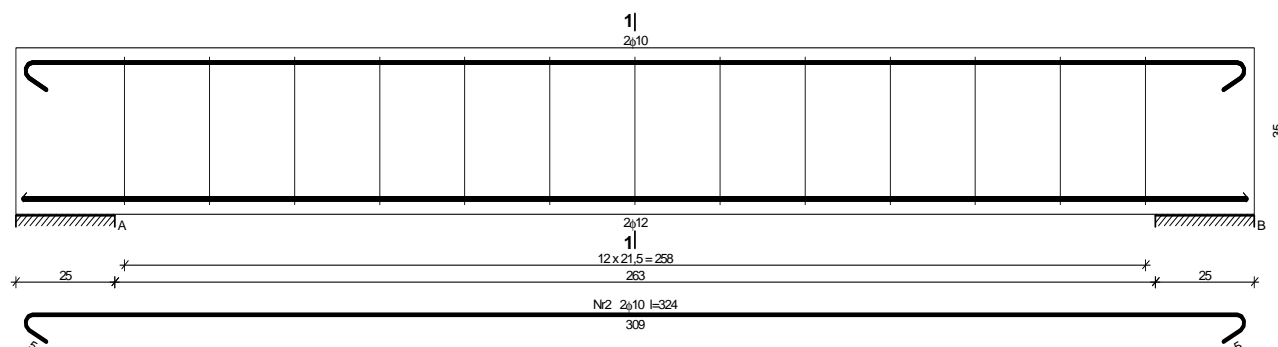
Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,288 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (96,0%)

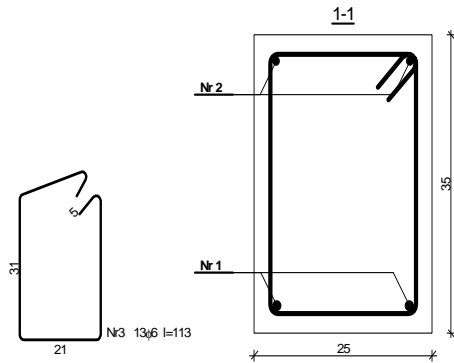
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 4,78 \text{ mm} < a_{lim} = 2880/200 = 14,40 \text{ mm}$ (33,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 21,17 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

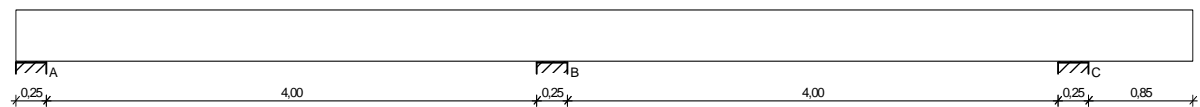
SZKIC ZBROJENIA:





2.5. Belka żelbetowa 4

SZKIC BELKI



OBCIĄŻENIA NA BELCE

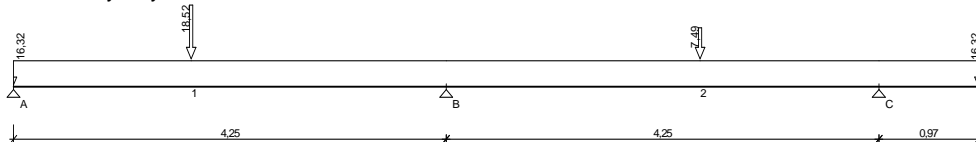
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	obciążenie z dachu	13,91	1,00	--	13,91	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,25m-0,35m-25,0kN/m3]	2,19	1,10	--	2,41	cała belka
Σ :		16,10	1,01		16,32	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.	Krokiew koszowa_2	18,52	1,62	1,00	--	18,52
2.	Krokiew koszowa_1	7,49	6,62	1,00	--	7,49

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

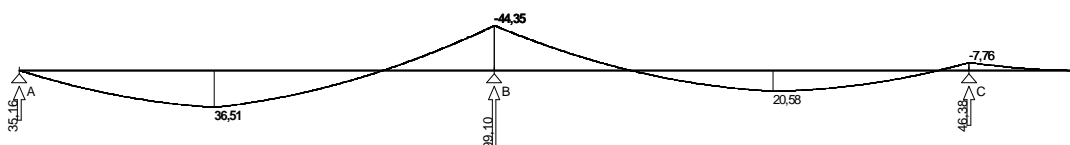
Klasa betonu: **B20** (C16/20) $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$
 Stal zbrojeniowa główna **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$
 Stal zbrojeniowa strzemion **A-I (St3SX-b)** $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 310 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

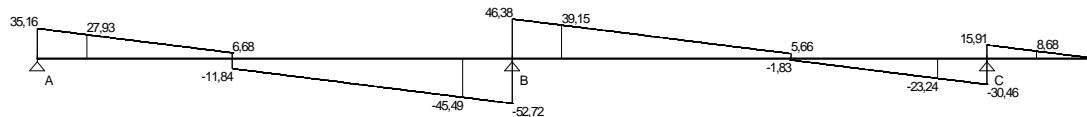
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

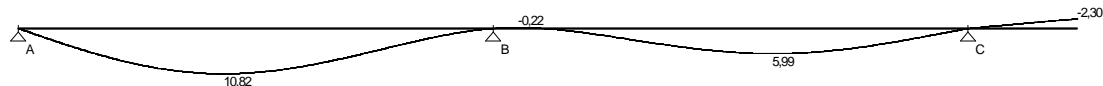
Momenty zginające [kNm]:



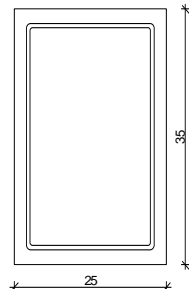
Siły tnące [kN]:



Ugięcia [mm]:



WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 :



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 25,0 \text{ cm}$, $h = 35,0 \text{ cm}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 36,51 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,54 \text{ cm}^2$. Przyjęto $4\phi 12$ o $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,57\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 36,51 \text{ kNm} < M_{Rd} = 45,65 \text{ kNm}$ (80,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = (-)45,49 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = (-)45,49 \text{ kN} < V_{Rd1} = 45,89 \text{ kN}$ (99,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 36,22 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,249 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (82,9%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 10,82 \text{ mm} < a_{lim} = 4250/200 = 21,25 \text{ mm}$ (50,9%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 50,13 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Podpora B:

Zginanie: (przekrój **b-b**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)44,35 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne $A_{s1} = 4,38 \text{ cm}^2$. Przyjęto $5\phi 12$ o $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,71\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)44,35 \text{ kNm} < M_{Rd} = 55,59 \text{ kNm}$ (79,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)43,88 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,222 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (74,0%)

Przęsło B - C:

Zginanie: (przekrój **c-c**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 20,58 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 1,93 \text{ cm}^2$. Przyjęto $3\phi 12$ o $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,43\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 20,58 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,12 \text{ kNm}$ (58,6%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 39,15 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi $\phi 6$ co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 39,15 \text{ kN} < V_{Rd1} = 45,89 \text{ kN}$ (85,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 20,35 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,197 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (65,8%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 5,99 \text{ mm} < a_{lim} = 4250/200 = 21,25 \text{ mm}$ (28,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 43,82 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Prawy wspornik:**Zginanie:** (przekrój **d-d**)

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd} = (-)7,76 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny) $A_{s1} = 1,03 \text{ cm}^2$. Przyjęto **2φ12** o $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ ($\rho = 0,28\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = (-)7,76 \text{ kNm} < M_{Rd} = 24,00 \text{ kNm}$ (32,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej $V_{Sd} = 8,68 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 230 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 8,68 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,62 \text{ kN}$ (21,4%)

SGU:

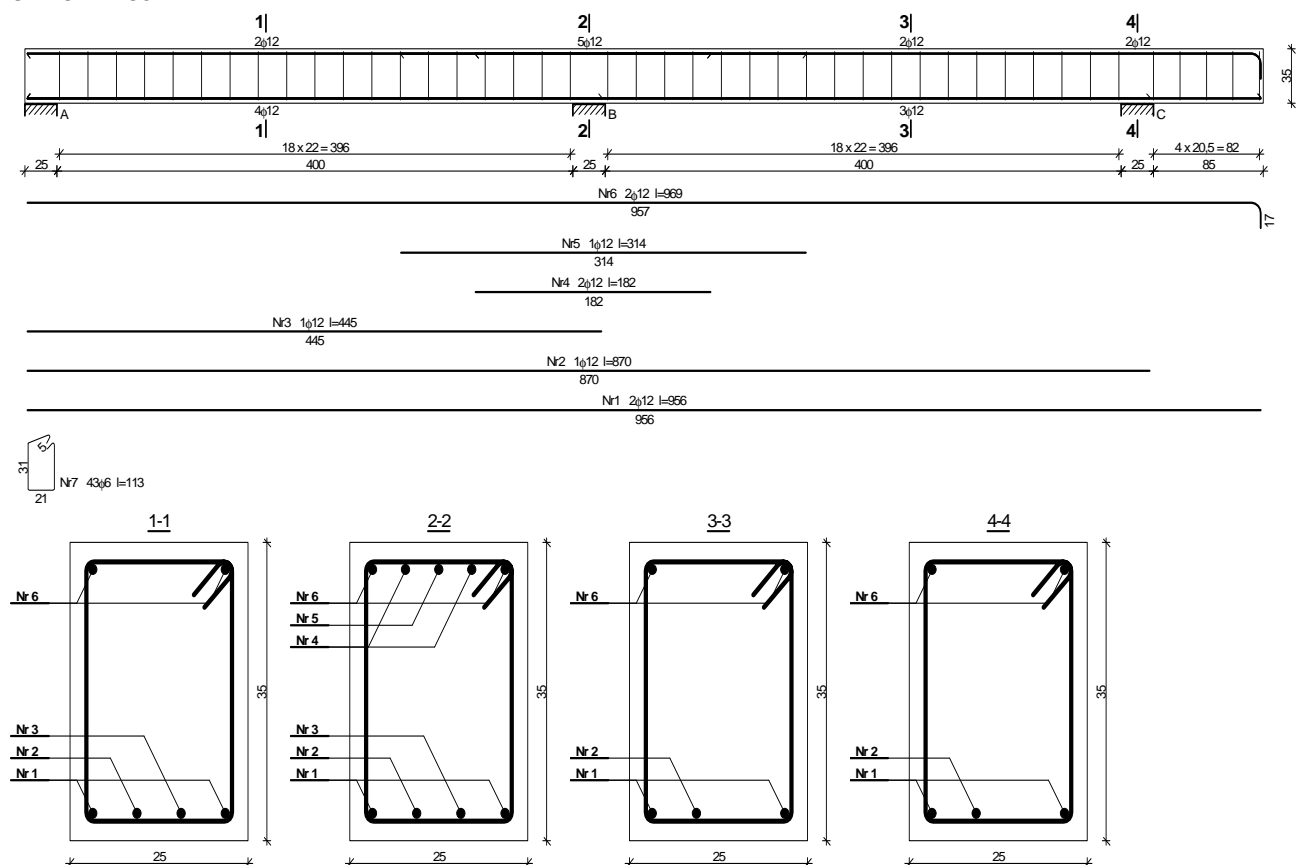
Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = (-)7,65 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = (-)2,30 \text{ mm} < a_{lim} = 975/150 = 6,50 \text{ mm}$ (35,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej $V_{Sk} = 13,68 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: zarysowanie nie występuje (0,0%)

SZKIC ZBROJENIA:**2.6. Rdzenie żelbetowe**

W miejscach oparcia belek żelbetowych wykonać w ścianach rdzenie żelbetowe zbrojone 4 prętami φ12 ze stali A-III, strzemiona φ6 ze stali A-I co 20 cm.

3. Ściany

- Ściany fundamentowe – betonowe. Ocieplenie ścian z 8 cm styropianu EPS 100 ze ścianą osłonową murowaną z cegły pełnej (ponad gruntem z kamienia łamanego) zabezpieczone od zewnątrz folią kubełkową.
- Ściany parteru – murowane z bloczków betonu komórkowego na zaprawie cementowo wapiennej. Ocieplenie z 15 cm styropianu EPS 70. Cienkowarstwowy tynk akrylowy na warstwie ocieplenia.

4. Stropy

4.1. Płyta żelbetowa (scena)

4.2. Płyta żelbetowa

4.3. Płyta żelbetowa

4.4. Strop podwieszony – główna część budynku

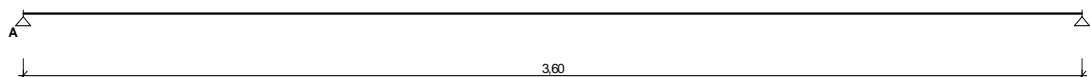
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]: SUFIT PODWIESZONY

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
	Obciążenie technologiczne	0,50	1,4	0,70
1.	Płyta OSB 2cm	0,13	1,2	0,16
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,02	1,2	0,02
3.	Wełna mineralna 20cm	0,07	1,2	0,08
4.	Folia paroizolacyjna	0,02	1,2	0,02
5.	Płyty G-K na konstrukcji	0,15	1,2	0,18
	Σ:	0,89		1,16

Belki stropowe w rozstawie co 90cm.

Obciążenie liniowe przypadające na jedną belkę stropową: $1,16 \text{ kN/m}^2 \times 0,90 \text{ m} = 1,04 \text{ kN/m}$

SCHEMAT BELKI



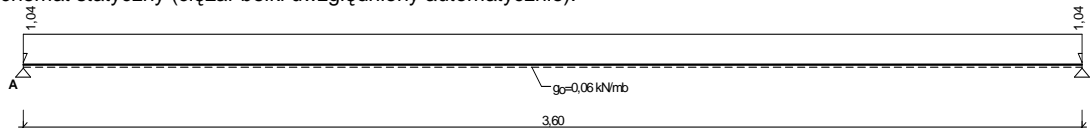
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek P1: Przypadek 1 ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

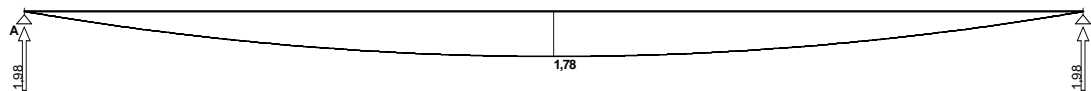
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek P1: Przypadek 1

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

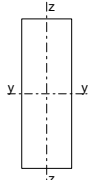
Parametry analizy zwiczenia:

- belka zabezpieczona przed zwiczeniem

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **8 / 20 cm**

$$W_y = 533 \text{ cm}^3, J_y = 5333 \text{ cm}^4, m = 5,60 \text{ kg/m}$$

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

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

Zginanie

Przekrój $x = 1,80 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 1,78 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,35 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,30 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,35 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (30,2\%)$$

Ścinanie

Przekrój $x = 3,60 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = -1,98 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,19 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (16,1\%)$$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 1,98 \text{ kN}$

$$a_p = 16,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 0,15 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (13,4\%)$$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 1,80 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_T = 6,65 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 12,00 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 6,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = 12,00 \text{ mm} \quad (55,4\%)$$

4.5. Strop podwieszony – skrzydła boczne budynku

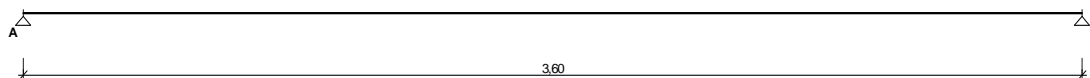
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]: SUFIT PODWIESZONY

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
	Obciążenie technologiczne	0,50	1,4	0,70
1.	Płyta OSB 2cm	0,13	1,2	0,16
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,02	1,2	0,02
3.	Wełna mineralna 20cm	0,07	1,2	0,08
4.	Folia paroizolacyjna	0,02	1,2	0,02
5.	Płyty G-K na konstrukcji	0,15	1,2	0,18
	Σ:	0,89		1,16

Belki stropowe w rozstawie co 90cm.

Obciążenie liniowe przypadające na jedną belkę stropową: $1,16 \text{ kN/m}^2 \times 0,90 \text{ m} = 1,04 \text{ kN/m}$

SCHEMAT BELKI



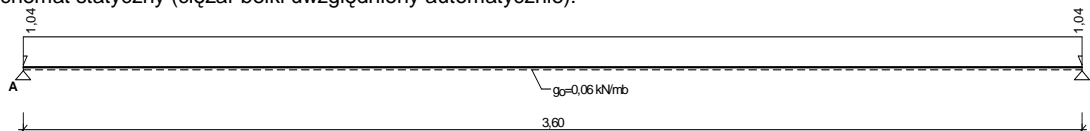
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$, klasa trwania - stałe)

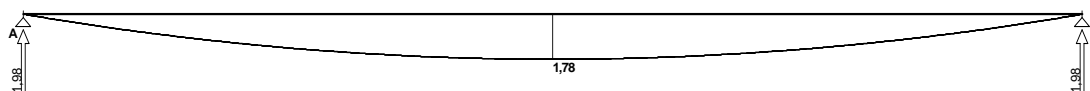
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:



Siły poprzeczne [kN]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

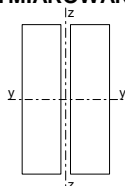
Parametry analizy zwężenia:

- belka zabezpieczona przed zwężeniem

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300$

WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny podwójny **2x 5 / 16 cm**

$W_y = 427 \text{ cm}^3$, $J_y = 3413 \text{ cm}^4$, $m = 5,60 \text{ kg/m}$
 drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**
 $\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$, $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$, $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$, $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$, $E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}$, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$

Zginanie

Przekrój $x = 1,80 \text{ m}$
 Moment maksymalny $M_{max} = 1,78 \text{ kNm}$
 $\sigma_{m,y,d} = 4,18 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$
 Warunek nośności:
 $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,38 < 1$
 Warunek stateczności:
 $k_{crit} = 1,000$
 $\sigma_{m,y,d} = 4,18 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (37,8\%)$

Ścinanie

Przekrój $x = 3,60 \text{ m}$
 Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = -1,98 \text{ kN}$
 $\tau_d = 0,19 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (16,1\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 1,98 \text{ kN}$
 $a_p = 16,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$
 $\sigma_{c,90,y,d} = 0,12 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (10,7\%)$

Stan graniczny użytkowości

Przekrój $x = 1,80 \text{ m}$
 Ugięcie maksymalne $u_{fin} = 9,81 \text{ mm}$
 Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_0 / 300 = 12,00 \text{ mm}$
 $u_{fin} = 9,81 \text{ mm} < u_{net,fin} = 12,00 \text{ mm} \quad (81,7\%)$

5. Fundamenty

5.1. Wieniec żelbetowy

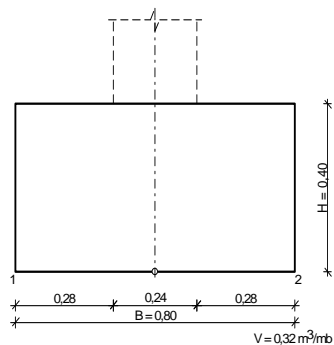
Przyjęto konstrukcyjnie wieńce żelbetowe ścian fundamentowych o wymiarach $24 \times 25 \text{ cm}$, zbrojone 4 prętami $\varnothing 12$, stal A-III (34GS). Strzemiona $\varnothing 6$ co 25 cm .

5.2. Ława fundamentowa (ściana zewnętrzna)

Zestawienie obciążeń równomiernie rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. obl.
1.	Dach	14,75
1.	Ściana zewnętrzna parteru	9,75
	Tynk akrylowy $0,03 \times 1,3 = 0,04$	
	Styropian $0,15 \times 0,45 \times 1,2 = 0,08$	
	Ściana z bloczków betonu komórkowego $0,24 \times 9,0 \times 1,1 = 2,38$	
	Tynk cementowo wapienny $0,02 \times 19,0 \times 1,3 = 0,49$	
	$2,99$	
	$3,26 \times 2,99 = 9,75 \text{ kN/m}$	
2.	Ściana wewnętrzna parteru	20,51
	Ściana z bloczków betonu komórkowego $0,24 \times 9,0 \times 1,1 = 2,40$	
	Tynk cementowo wapienny $2 \times 0,02 \times 19,0 \times 1,3 = 0,99$	
	$3,39$	
	$6,05 \times 3,39 = 20,51 \text{ kN/m}$	
3.	Wieńce $2 \times 0,24 \times 0,25 \times 25,0 \times 1,1$	3,30
4.	Strop	17,47
5.	Ściana fundamentowa	21,36
	Ściana z betonu $0,24 \times 23,0 \times 1,1 = 6,07$	
	Styropian $0,08 \times 0,45 \times 1,2 = 0,04$	
	Ściana osłonowa z cegły pełnej / kamienia $0,12 \times 25,0 \times 1,2 = 3,60$	
	$9,71$	
	$2,20 \times 9,71 = 21,36 \text{ kN/m}$	
	Σ	87,14

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

$B = 0,80 \text{ m}$

$H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,24 \text{ m}$

$e_B = 0,00 \text{ m}$

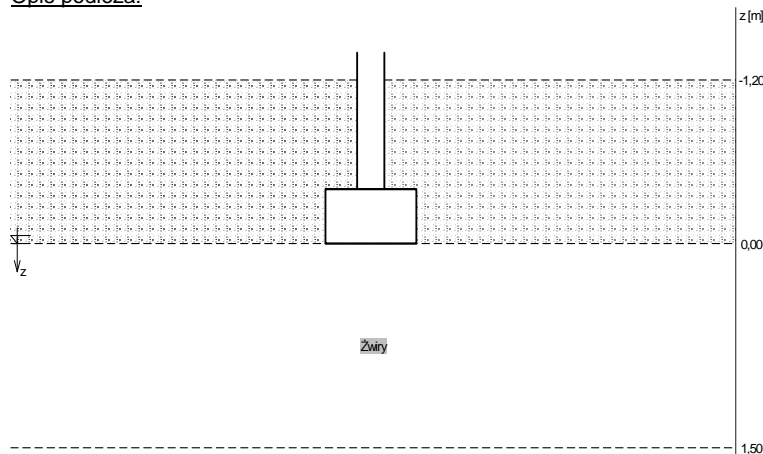
Posadowienie fundamentu:

$D = 1,20 \text{ m}$

$D_{\min} = 1,20 \text{ m}$

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_o^{(n)}$ [t/m³]	$\gamma_{f,\min}$	$\gamma_{f,\max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Zwir	1,50	nie	1,75	0,90	1,10	33,96	0,00	133446	133446

Naprężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 200,0 kPa

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	87,14	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20 (C16/20)** $\rightarrow f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$

ciężar objętościowy: 25,00 kN/m³

współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,\min} = 0,90$; $\gamma_{f,\max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: **A-III (34GS)** $\rightarrow f_{yk} = 410 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

otulina zbrojenia $c_{nom} = 50 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

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
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

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: WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 647,6$ kN

$N_r = 106,7$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 524,5$ kN (20,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 51,2$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 36,9$ kN (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 133,4$ kPa

$\sigma_{max} = 133,4$ kPa < $\sigma_{dop} = 200,0$ kPa (66,7%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 40,96$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 29,5$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,07$ cm, wtórne $s'' = 0,02$ cm, całkowite $s = 0,09$ cm

$s = 0,09$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (8,8%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

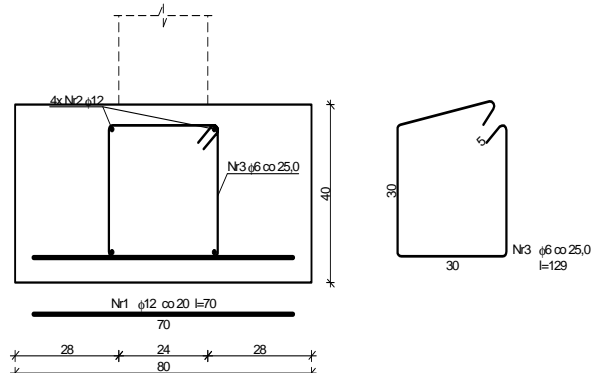
dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,61$ cm²/mb

Przyjęto konstrukcyjnie $\phi 12$ mm co 20,0 cm o $A_s = 5,65$ cm²/mb

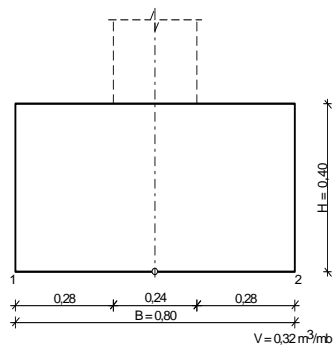


5.3. Ława fundamentowa (ściana wewnętrzna)

Zestawienie obciążeń równomiernie rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. obl.
1.	Strop podwieszony: Obciążenie technologiczne $0,5 \times 1,4 = 0,70$ Płyta OSB $0,13 \times 1,2 = 0,16$ Wełna mineralna 20cm $0,20 \times 0,35 \times 1,2 = 0,08$ Belki stropowe $0,08 \times 0,16 \times 5,5 : 0,90 \times 1,1 = 0,09$ Profile sufitowe do płyt GK $0,01 \times 1,2 = 0,01$ Płyta GK $0,12 \times 1,2 = 0,14$ 1,18 $0,5 \times (3,60 + 2,40) \times 1,18 = 3,54$ kN/m	3,54
2.	Ściana wewnętrzna parteru Ściana z bloczków betonu komórkowego $0,24 \times 9,0 \times 1,1 = 2,40$ Tynk cementowo wapienny $2 \times 0,02 \times 19,0 \times 1,3 = 0,99$ 3,39 $6,05 \times 3,39 = 20,51$ kN/m	20,51
3.	Wieżce $2 \times 0,24 \times 0,25 \times 25,0 \times 1,1$	3,30
4.	Strop $17,47 + 11,44$	28,91
5.	Ściana fundamentowa $0,24 \times 2,07 \times 23,0 \times 1,1$	12,57
	Σ:	68,83

DANE:



Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

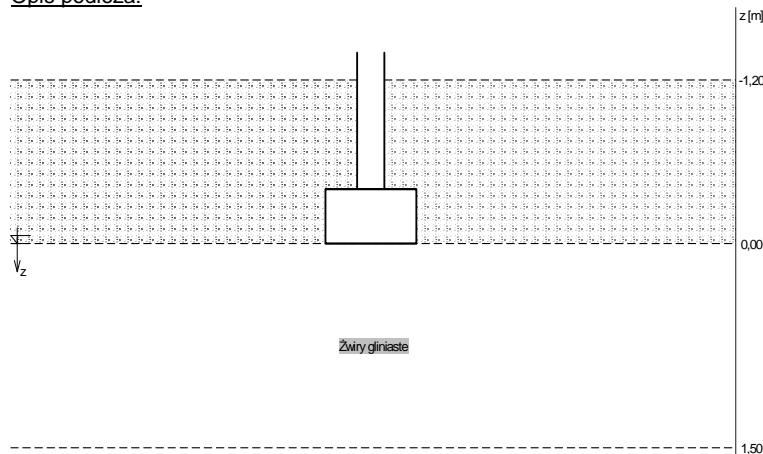
Wymiary:

B = 0,80 m H = 0,40 m
B_s = 0,24 m e_B = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m D_{min} = 1,20 m
brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



N r	nazwa gruntu	h [m]	nawodnion a	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M ₀ [kPa]	M [kPa]
1	Żwirny gliniaste	1,50	nie	2,10	0,90	1,10	17,82	31,58	36039	40039

Napężenie dopuszczalne dla podłoża σ_{dop} [kPa] = 200,0 kPa

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	68,83	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :

Zasypka:

ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$

Beton:

klasa betonu: **B20 (C16/20)** → $f_{cd} = 10,67$ MPa, $f_{ctd} = 0,87$ MPa, $E_{cm} = 29,0$ GPa
ciężar objętościowy: 25,00 kN/m³
współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

klasa stali: A-III (**34GS**) → $f_{yk} = 410$ MPa, $f_{yd} = 350$ MPa, $f_{tk} = 500$ MPa
otulina zbrojenia $c_{nom} = 50$ mm

Założenia obliczeniowe :

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
- przy korekcie nachylenia wypadkowej obciążenia: 1,00

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:

WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 428,6$ kN

$N_r = 88,4$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 347,2$ kN (25,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 39,7$ kN

$T_r = 0,0$ kN < $m \cdot Q_{fT} = 28,6$ kN (0,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne $\sigma_{max} = 110,5$ kPa

$\sigma_{max} = 110,5$ kPa < $\sigma_{dop} = 200,0$ kPa (55,2%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{ob,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{ub,2} = 33,64$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 24,2$ kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,18$ cm, wtórne $s'' = 0,06$ cm, całkowite $s = 0,24$ cm

$s = 0,24$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (23,9%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU - wg PN-B-03264: 2002

Nośność na przebicie:

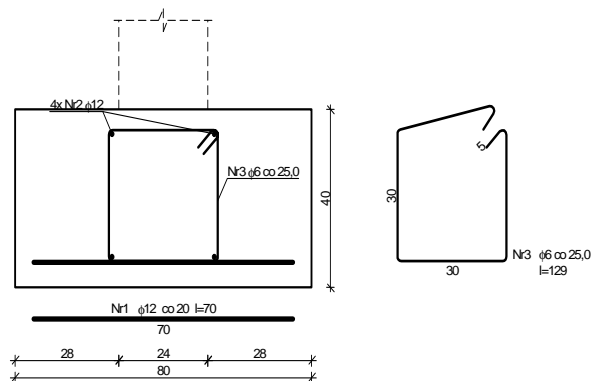
dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne (zbrojenie minimalne) $A_s = 0,51$ cm²/mb

Przyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o $A_s = 5,65$ cm²/mb



Opracował

Żywiec; listopad 2011 r.