

## OBLICZENIA STATYCZNE I WYMIAROWANIE

Całą wiatę projektuje się konstrukcji drewnianej. Dach nad wiatą o ustroju krokwiowym z płatwią kalenicową i słupkiem pod kalenicą oraz ściągami (belką stropową). Rozstaw wiązarów przyjęto  $a = 1,20\text{m}$ . Nachylenie połaci dachowych  $\alpha = 30^\circ$ .

Dach pokryty będzie wiórami osikowymi. Masa takiego pokrycia wynosi od 18 do  $20 \text{ kg/m}^2$ . Pierwsza warstwa wiór osikowych przybijana będzie do łąt o przekroju  $4 \times 6 \text{ cm}$  w rozstawie co  $40 \text{ cm}$ . Łaty przybite będą do kontrłąt o takim samym przekroju jak łaty. Z kolei kontrłaty zostaną przybite do poszycia dachowego z płyt OSB-3 gr.  $22 \text{ mm}$ , na którym zostanie rozłożona folia paroniezpruszczalna.

**Tablica 1. OBCIĄŻENIA STAŁE**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$k_d$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Wióry osikowe	0,20	1,20	--	0,24
2.	Łaty, kontrłaty, folia	0,01	1,20	--	0,01
3.	Płyta OSB-3 gr. $22 \text{ mm}$ ( $0,022 \times 6,3$ ) [ $0,140 \text{ kN/m}^2$ ]	0,14	1,20	--	0,17
$\Sigma$ :		<b>0,35</b>	1,20	--	<b>0,42</b>

**Tablica 2. OBCIĄŻENIE ŚNIEGIEM**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$k_d$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie śniegiem połaci bardziej obciążonej dachu dwuspadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$ , nachylenie połaci $30,0 \text{ st.}$ -> $C_2 = 1,200$ ) [ $1,080 \text{ kN/m}^2$ ]	1,08	1,50	0,00	1,62
$\Sigma$ :		<b>1,08</b>	1,50	--	<b>1,62</b>

**Tablica 3. OBCIĄŻENIE WIATREM**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$k_d$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie wiatrem połaci nawietrznej wiaty dwuspadowej wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-9 (strefa I, $H = 300 \text{ m n.p.m.}$ -> $q_k = 0,30 \text{ kN/m}^2$ , teren A, $z = H = 4,8 \text{ m}$ , -> $C_e = 0,74$ , wymiary wiaty $H = 4,8 \text{ m}$ , $L = 8,6 \text{ m}$ , kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0 \text{ st.}$ -> wsp. aerodyn. $C = 2,0$ , $\beta = 1,80$ ) [ $0,799 \text{ kN/m}^2$ ]	0,80	1,50	0,00	1,20
$\Sigma$ :		<b>0,80</b>	1,50	--	<b>1,20</b>

### OBCIĄŻENIA CIĄGŁE NA JEDEN WIĄZAR

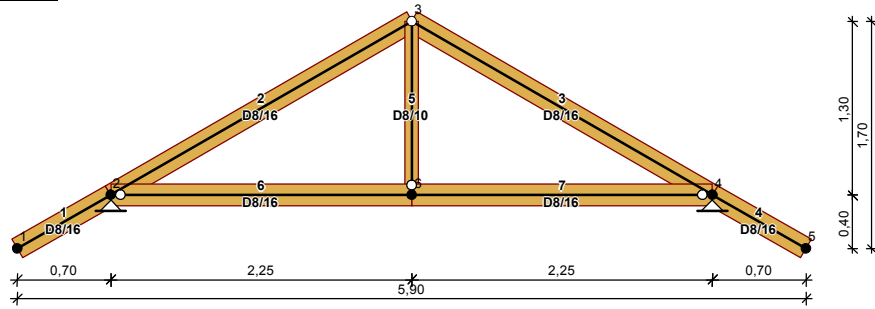
- stałe	$0,35 \times 1,2 = 0,42 \text{ kN/m}$	$\gamma_f = 1,2$
- śnieg	$1,08 \times 1,2 = 1,30 \text{ kN/m}$	$\gamma_f = 1,5$
- wiatr	$0,80 \times 1,2 = 0,96 \text{ kN/m}$	$\gamma_f = 1,5$

### PRZYJĘTO NASTĘPUJĄCE PRZEKROJE ELEMENTÓW WIATY

- krokwie, legary, miecze	□ $8 \times 16 \text{ cm}$
- płatew kalenicowa	□ $10 \times 10 \text{ cm}$
- słupek podkalenicowy, zastrzał	□ $8 \times 10 \text{ cm}$ (zastrzał tylko w wiązarach zewnętrznych)
- murlaty, podwaliny, ściagi, słupy wiaty	□ $16 \times 16 \text{ cm}$

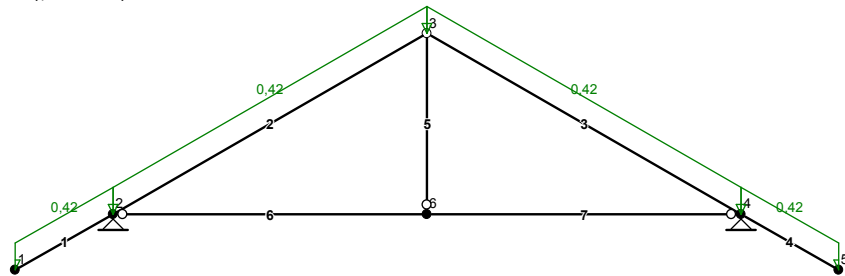
# POZ. 1 WIĘŻBA DACHOWA

## SCHEMAT WIĄZARA

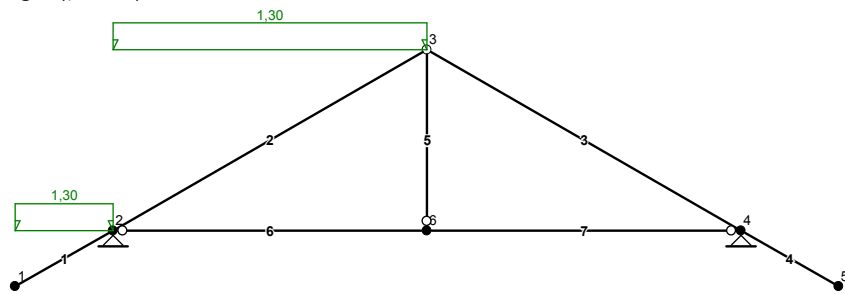


**OBCIĄŻENIA:** (wartości charakterystyczne)

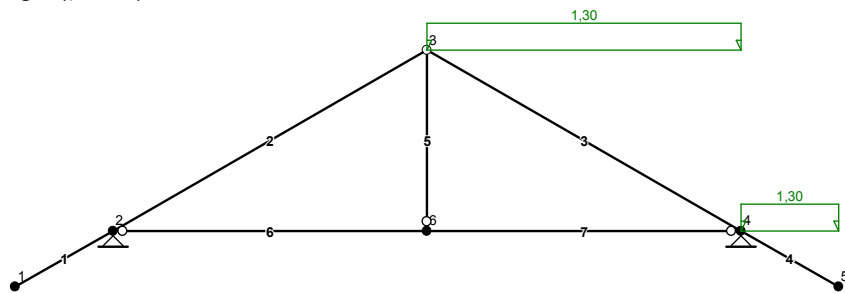
Przypadek P1: stałe ( $\gamma_f = 1,20$ )



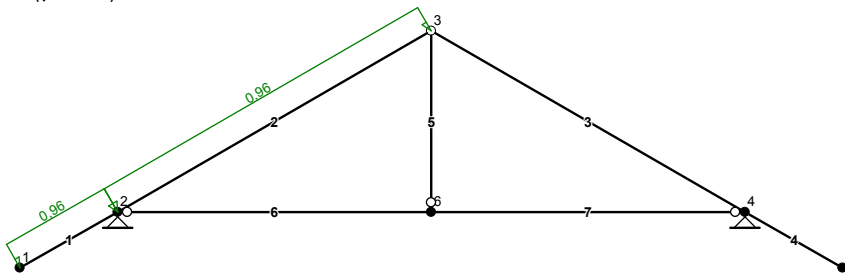
Przypadek P2: śnieg L ( $\gamma_f = 1,5$ )



Przypadek P3: śnieg P ( $\gamma_f = 1,5$ )

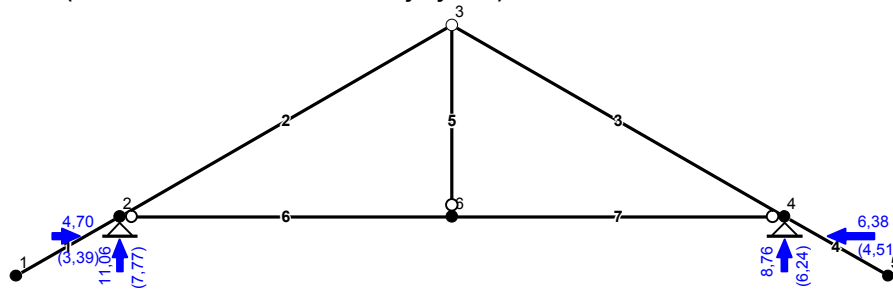


Przypadek P4: wiatr ( $\gamma_f = 1,5$ )

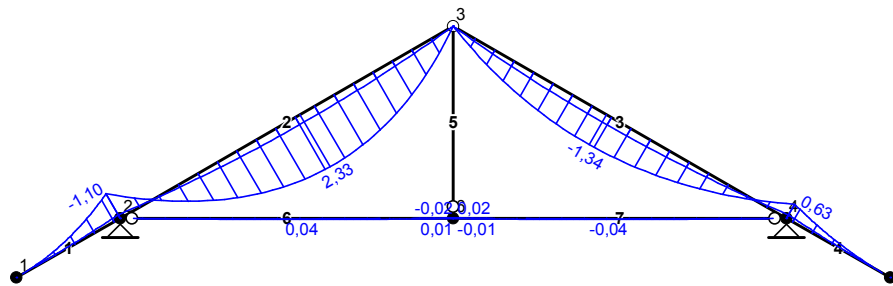


**WYNIKI:**

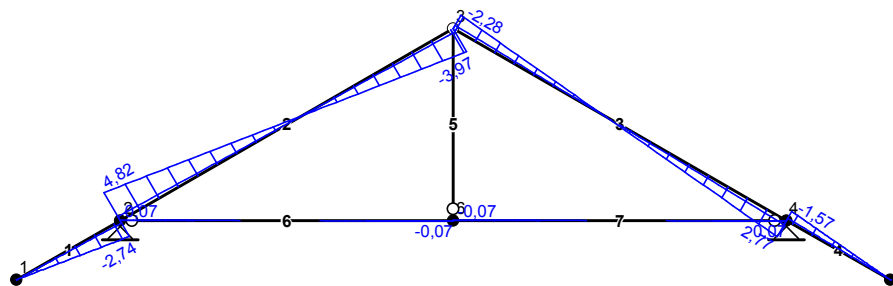
Reakcje podporowe (w nawiasach wartości charakterystyczne)



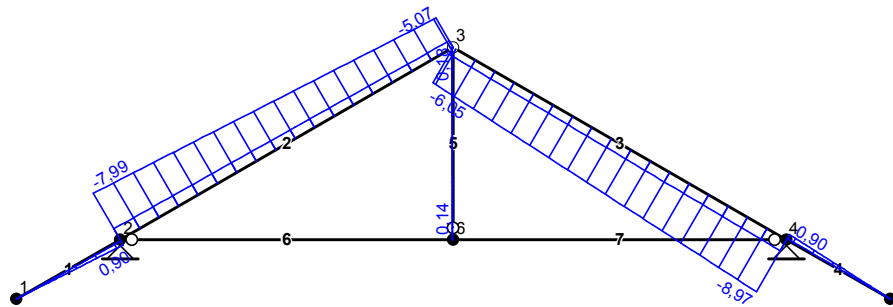
**MOMENTY ZGIONAJĄCE**



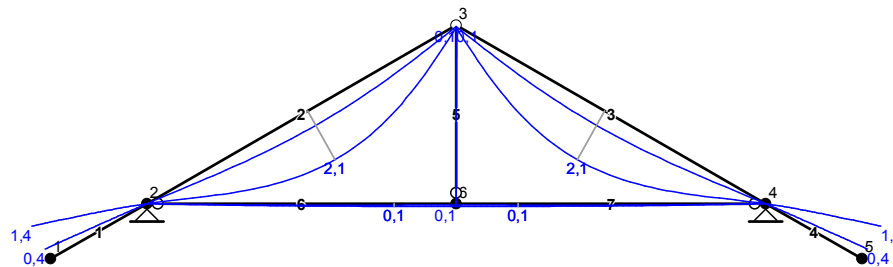
**SIŁY TNĄCE**



**SIŁY NORMALNE**



**PRZEMIESZCZENIA**



## SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI KROKWI

Sprawdza się krokiew z większym momentem zginającym (pręt nr 2)

### DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 8,0$  cm

Wysokość  $h = 16,0$  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/m<sup>3</sup>

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

### Obciążenia:

Siła ściskająca  $N_c = 7,96$  kN

Moment zginający  $M_y = 2,33$  kNm

Moment zginający  $M_z = 0,00$  kNm

Klasa trwania obciążenia: krótkotrwałe

Zwichrzeniowa długość obliczeniowa  $l_d = 2,60$  m

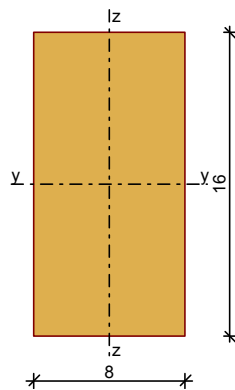
Poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

Długość wyboczeniowa  $l_{ey} = 2,60$  m

Długość wyboczeniowa  $l_{ez} = 0,00$  m

### WYNIKI:

$A = 128$  cm<sup>2</sup>  
 $W_y = 341$  cm<sup>3</sup>  
 $W_z = 171$  cm<sup>3</sup>  
 $J_y = 2731$  cm<sup>4</sup>  
 $J_z = 683$  cm<sup>4</sup>  
 $m = 4,48$  kg/m



### Zginanie ze ściskaniem:

$N_c = 7,96$  kN;  $M_y = 2,33$  kNm

Warunek smukłości:

$\lambda_y = 56,29 < \lambda_c = 150$  (37,5%)

$\lambda_z = 0,00 < \lambda_c = 150$  (0,0%)

Warunek nośności:

$k_{c,y} = 0,768$

$\sigma_{c,0,d} = 0,62$  MPa,  $f_{c,0,d} = 14,54$  MPa

$\sigma_{m,y,d} = 6,83$  MPa,  $f_{m,y,d} = 16,62$  MPa

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,056 + 0,411 = 0,467 < 1$

Warunek stateczności:

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

$\sigma_{m,y,d} = 6,83$  MPa  $< k_{crit,y} \cdot f_{m,y,d} = 16,62$  MPa (41,1%)

Ugięcie krokwi wynosi  $v_y = 2,1$  mm (patrz wykres *Przemieszczenia* pręt nr 2) i jest mniejsze od granicznego ugięcia które wynosi  $L/200 = 2600:200 = 13$  mm.

### Ścinanie:

#### Obciążenia:

Siła ścinająca  $V = 4,82$  kN

Klasa trwania obciążenia: krótkotrwałe

miejsce obliczeń: oparcie belki na podporze

efektywna wysokość przekroju  $h_e = 13,0$  cm

podcięcie krawędzi ściskanej

### Ścinanie:

$V = 4,82$  kN

$k_{v,d} = 1,00$   $f_{v,d} = 1,73$  MPa

$\tau_d = 0,70$  MPa  $< k_v \cdot f_{v,d} = 1,73$  MPa (40,2%)

## POZ. 2 LEGAR PODŁOGOWY

Założono, że podłoga będzie wykonana z desek podłogowych dębowych o gr. 32mm ułożonych na legarach o przekroju  $\square 8 \times 16$  cm w rozstawie co  $a = 0,69$  m. Obciążenie ciągłe od podłogi wraz z legarem wynosi:

$g_k = 0,032 \times 7,0 \times 0,69 + 0,08 \times 0,16 \times 5,5 \approx 0,25$  kN/m, współczynnik obciążeniowy przyjęto:  $\gamma_f = 1,2$ .

Obciążenie użytkowe przyjęto jak dla tarasów obciążonych tłumem ludzi w sposób statyczny:  $p_k = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>. Obciążenie ciągłe na jeden legar wynosi:  $p_k = 2,0 \times 0,69 = 1,38$  kN/m,  $\gamma_f = 1,4$ .

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 8,0$  cm

Wysokość  $h = 16,0$  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/m<sup>3</sup>

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Belka trójprzęsłowa

Rozpiętość przęsła  $l_{eff} = 2,40$  m

Szerokość podpór  $b = 5,0$  cm

Obciążenia belki:

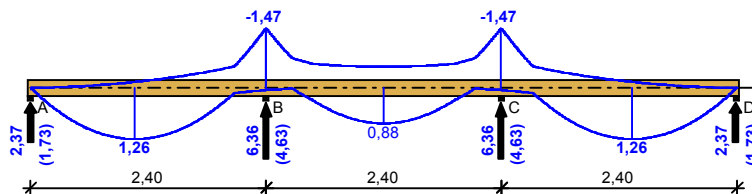
Obciążenie stałe  $g_k = 0,25$  kN/m;  $\gamma_f = 1,20$

Obciążenie zmienne  $q_k = 1,38$  kN/m;  $\gamma_f = 1,40$

- klasa trwania obciążenia zmiennego: średniotrwałe

- poziom przyłożenia obciążenia: na górnej (ściskanej) powierzchni

**WYNIKI: (w nawiasach wartości charakterystyczne)**



**Zginanie:**

Warunek nośności:

przęsło:  $M_{max} = 1,26$  kNm

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,251 < 1$

podpora:  $M_{max} = -1,47$  kNm

$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,292 < 1$

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 3,70$  MPa  $< k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 14,77$  MPa (25,1%)

**Ścinanie:**

$V_{max} = 3,29$  kN

$\tau_{cd} = 0,39$  MPa  $< f_{v,d} = 1,54$  MPa (25,1%)

**Docisk na podporze:**

$R_{max} = R_B = 6,36$  kN,  $k_{c,90} = 1,59$

$\sigma_{c,90,d} = 1,59$  MPa  $< k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 2,44$  MPa (65,0%)

**Ugięcie:**

$U_{fin} = U_M + U_V = 2,42$  mm  $< U_{net,fin} = l / 250 = 9,60$  mm (25,2%)

**POZ. 3 BELKI ŻELBETOWE RUSZTU**

Wszystkie belki żelbetowe projektuje się o przekroju  $b \times h = 20 \times 25$  cm z betonu klasy C16/20 (B20) ze zbrojeniem głównym ze stali żebrowanej klasy A-III (np. 34GS).

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (przyjęto)  $\phi = 3,4$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-III (**34GS**) →  $f_{yk} = 410 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 350 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Strzemiona:

Klasa stali A-0 (**St0S-b**) →  $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 190 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 300 \text{ MPa}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-III (34GS)

Otulenie:

Klasa środowiska: XC1

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

### **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

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

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

### **POZ. 3.1 BELKI POPRZECZNE ALTANY szt. 4**

Belki sprawdza się na obciążenia z reakcji środkowych legarów wg POZ. 2.

$q_k = 4,63:0,69 = 6,71 \text{ kN/m}$   $\gamma_f = 6,36:4,63 = 1,37$

### **GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 20,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 25,0 \text{ cm}$

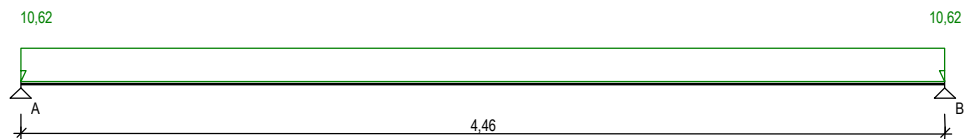
Rodzaj belki: monolityczna

### **OBCIĄŻENIA NA BELCE**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja środkowa z legara podłogi	6,75	1,37	--	9,25	cała belka
2.	Ciążar własny belki [0,20m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
$\Sigma:$		8,00	1,33		10,62	

### **Schemat statyczny belki**



### **WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**

Momenty zginające [kNm] i reakcje podporowe [kN], (w nawiasach wartości charakterystyczne):



### **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**

**Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 26,41 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 4,15 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $3\phi 16$  o  $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,40\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 26,41 \text{ kNm} < M_{Rd} = 35,15 \text{ kNm}$  (75,1%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)22,62 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)22,62 \text{ kN} < V_{Rd1} = 29,02 \text{ kN}$  (78,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 19,89 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,It} = 19,89 \text{ kNm}$

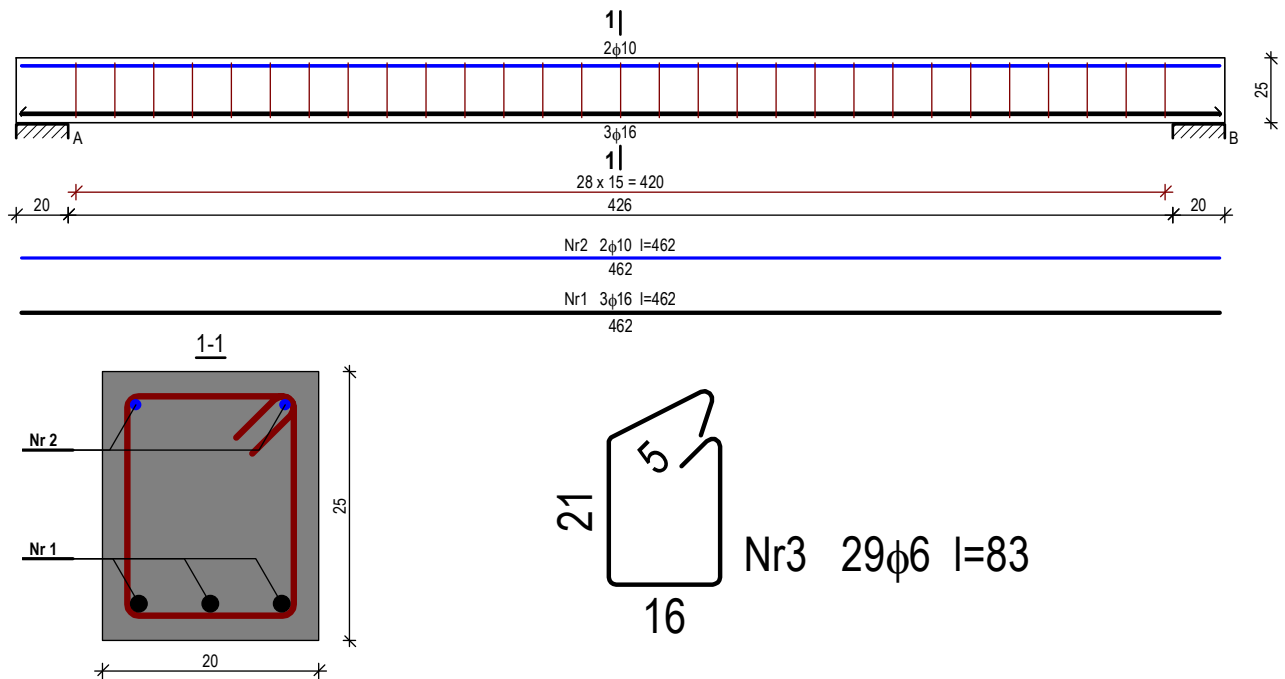
Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,113 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (37,8%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,It}$ :  $a(M_{Sk,It}) = 22,11 \text{ mm} < a_{lim} = 4460/200 = 22,30 \text{ mm}$  (99,1%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,It} = 17,04 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

### SZKIC ZBROJENIA



### WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]			
				St0S-b		34GS	
				φ6	φ10	φ16	
<b>dla jednej belki</b>							
1	16	462	3			13,86	
2	10	462	2		9,24		
3	6	83	29	24,07			
Długość całkowita wg średnic				[m]	24,1	9,3	13,9
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,617	1,578
Masa prętów wg średnic				[kg]	5,4	5,7	21,9
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	5,4		27,6
Masa całkowita				[kg]	<b>33</b>		

### POZ. 3.2 BELKI PODŁUŻNE ALTANY szt. 2

Założono, że obciążenia ze słupów i balustrad wiaty przełożą się bezpośrednio na słupki stóp fundamentowych, zatem belki podłużne będą przenosiły tylko ciężar własny (belki te nie są obciążone podłogą).

### GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 20,0 \text{ cm}$

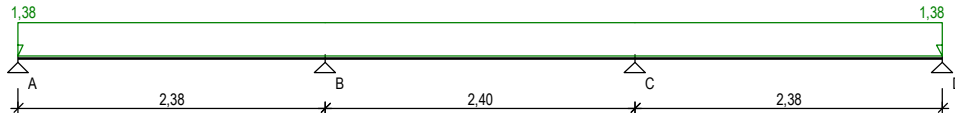
Wysokość przekroju  $h = 25,0 \text{ cm}$   
Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

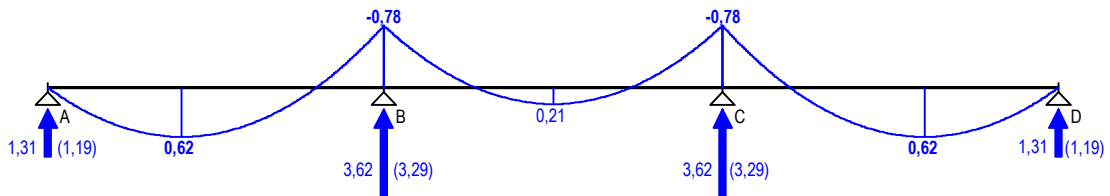
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciążar własny belki [0,20m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
$\Sigma$ :		1,25	1,10		1,38	

### Schemat statyczny belki



### WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm] i reakcje podporowe [kN], (w nawiasach wartości charakterystyczne):



### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

#### Przęsło A – B i C –D:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,62 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 0,57 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 10$  o  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,36\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,62 \text{ kNm} < M_{Rd} = 11,33 \text{ kNm}$  (5,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)1,83 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)1,83 \text{ kN} < V_{Rd1} = 24,65 \text{ kN}$  (7,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,56 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,it} = 0,56 \text{ kNm}$

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

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,it}$ :  $a(M_{Sk,it}) = 0,14 \text{ mm} < a_{lim} = 2380/200 = 11,90 \text{ mm}$  (1,2%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,it} = 1,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

#### Podpora B i C:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = (-)0,78 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 0,57 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 10$  o  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,36\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-)0,78 \text{ kNm} < M_{Rd} = 11,33 \text{ kNm}$  (6,9%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = (-)0,71 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,it} = (-)0,71 \text{ kNm}$

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

#### Przęsło B – C:

Zginanie: (przekrój c-c)



Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,21 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne (war. konstrukcyjny)  $A_{s1} = 0,57 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 10$  o  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,36\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,21 \text{ kNm} < M_{Rd} = 11,33 \text{ kNm}$  (1,8%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = (-)1,51 \text{ kN}$

Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)1,51 \text{ kN} < V_{Rd1} = 24,65 \text{ kN}$  (6,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,19 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 0,19 \text{ kNm}$

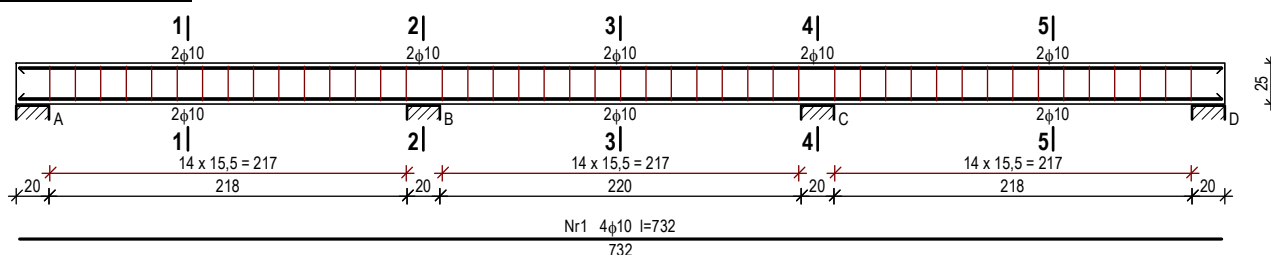
Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,01 \text{ mm} < a_{lim} = 2400/200 = 12,00 \text{ mm}$  (0,1%)

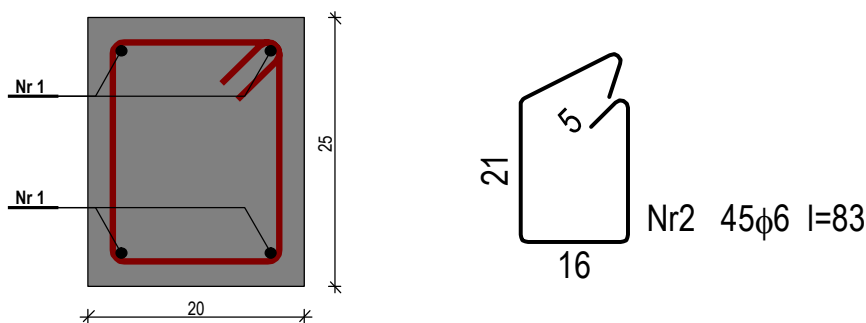
Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 1,37 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

### SZKIC ZBROJENIA



### PRZEKROJE: 1-1 do 5-5



### WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				StOS-b	34GS
<b>dla jednej belki</b>					
1	10	732	4		29,28
2	6	83	45	37,35	
Długość całkowita wg średnic [m]				37,4	29,3
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617
Masa prętów wg średnic [kg]				8,3	18,1
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				8,3	18,1
Masa całkowita [kg]				<b>27</b>	

### POZ. 3.3 BELKI POPRZECZNE TARASU

Sprawdza się środkowe belki – obciążenia jak dla belek POZ. 3.1

### GEOMETRIA BELKI

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 20,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 25,0 \text{ cm}$

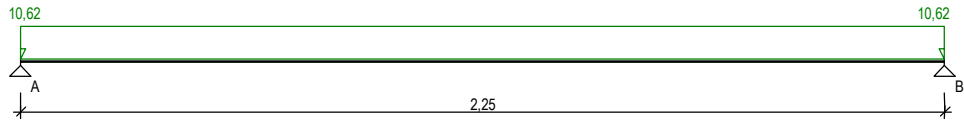
Rodzaj belki: monolityczna

## OBCIĄŻENIA NA BELCE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

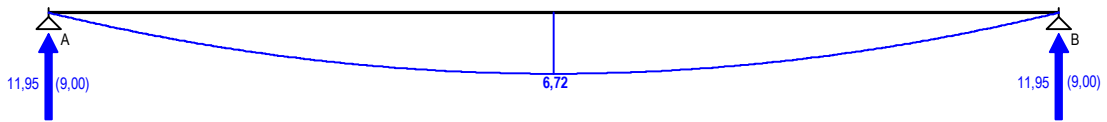
Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Reakcja środkowa z legara podłogi	6,75	1,37	--	9,25	cała belka
2.	Ciążar własny belki [0,20m·0,25m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,25	1,10	--	1,38	cała belka
$\Sigma$ :		8,00	1,33		10,62	

## Schemat statyczny belki



## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Momenty zginające [kNm] i reakcje podporowe [kN], (w nawiasach wartości charakterystyczne):



## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 6,72$  kNm

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 0,91$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **2φ10** o  $A_s = 1,57$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,36\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 6,72$  kNm <  $M_{Rd1} = 11,33$  kNm (59,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 11,42$  kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 160 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 11,42$  kN <  $V_{Rd1} = 24,65$  kN (46,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 5,06$  kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 5,06$  kNm

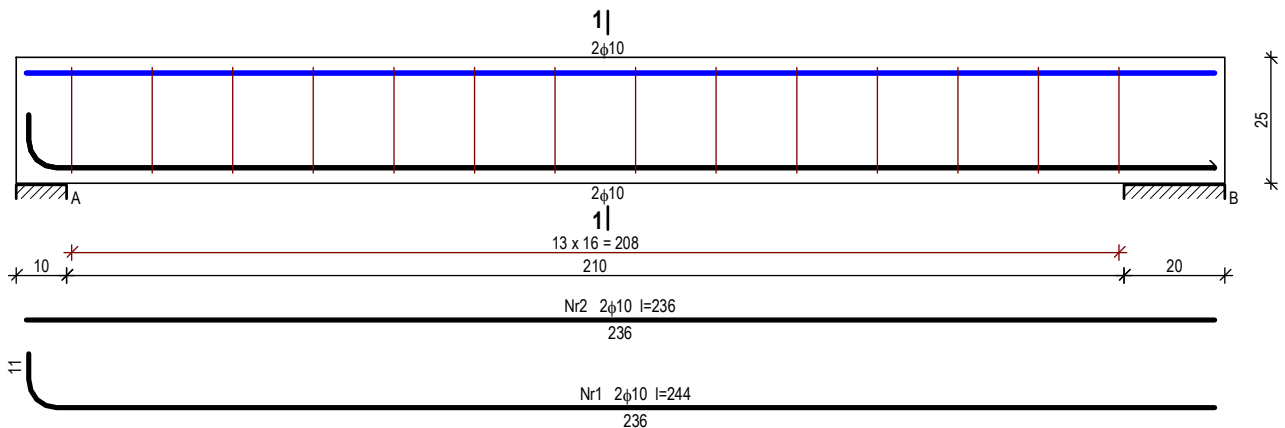
Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,121$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (40,2%)

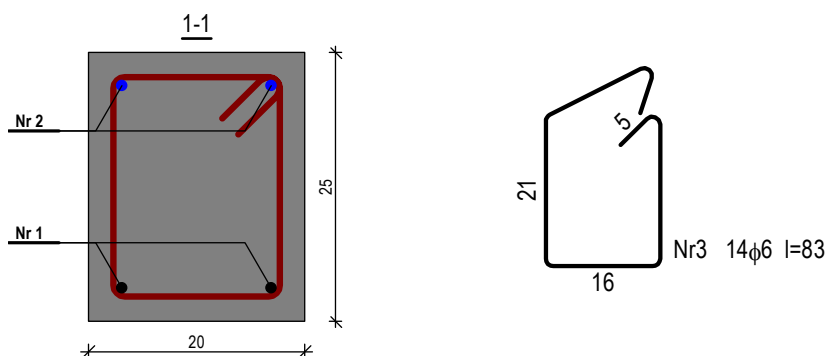
Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 2,64$  mm <  $a_{lim} = 2250/200 = 11,25$  mm (23,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 8,60$  kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

## SZKIC ZBROJENIA





### WYKAZ ZBROJENIA

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]		
				St0S-b φ6	34GS φ10	
<b>dla jednej belki</b>						
1	10	244	2		4,88	
2	10	236	2		4,72	
3	6	83	14	11,62		
Długość całkowita wg średnic				[m]	11,7	9,5
Masa 1mb pręta				[kg/mb]	0,222	0,617
Masa prętów wg średnic				[kg]	2,6	5,9
Masa prętów wg gatunków stali				[kg]	2,6	5,9
Masa całkowita				[kg]	<b>9</b>	

### POZ. 4 SŁUPKI ŻELBETOWE POD RUSZT

Słupki pod ruszt altany projektuje się żelbetowe z betonu klasy C16/20 (B20) ze zbrojeniem głównym ze stali zbrojonej klasy A-III (np. 34GS). Przyjęto przekroje słupków; w osi nr 1 – b<sub>xh</sub> = 20x20cm, w osi nr 2 – b<sub>xh</sub> = 20x30cm. Słupki zbroić czterema prętami średnicy Ø10mm, strzemiona średnicy Ø6mm w rozstawie co 15cm na całej wysokości. Dolne końcówki prętów pionowych zakotwić w stopach fundamentowych na głębokość 25cm, górne wypuść ponad wierzch słupka na długość 20cm dla zakotwienia w belkach rusztu.

### POZ. 5 STOPY FUNDAMENTOWE

Stopy fundamentowe spoczywać będą w gruntach rodzimych, niespoistych – piaskach drobnych średnio zagęszczonych o uogólnionym stopniu zagęszczenia I<sub>D</sub> = 0,55. woda gruntowa w podłożu nie występuje.

#### ZEBRANIE OBCIĄŻEŃ

**Tablica 4. OBCIĄŻENIA STOPY W OSI NR 1**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>f</sub>	k <sub>d</sub>	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Z dachu POZ. 1 (Va) x2 (7,77x2) [15,540kN/m <sup>2</sup> ]	15,54	1,45	--	22,53
2.	Murłata + podwalina (2x0,16x0,16x2,40x5,50) [0,680kN/m <sup>2</sup> ]	0,68	1,10	--	0,75
3.	Słup wiaty (0,16x0,16x2,42x5,50) [0,340kN/m <sup>2</sup> ]	0,34	1,10	--	0,37
4.	Balustrada + miecze (przyjęto)	0,30	1,10	--	0,33
5.	Ciężar słupka fundamentowego (0,20x0,20x1,10x25,0) [1,100kN/m <sup>2</sup> ]	1,10	1,10	--	1,21
6.	Z belki POZ. 3.1	17,84	1,35	--	24,08
7.	Z belki POZ. 3.2 (Vb)	3,29	1,10	--	3,62
	Σ:	<b>39,09</b>	1,35	--	<b>52,90</b>

**Tablica 5. OBCIĄŻENIA STOPY W OSI NR 2**

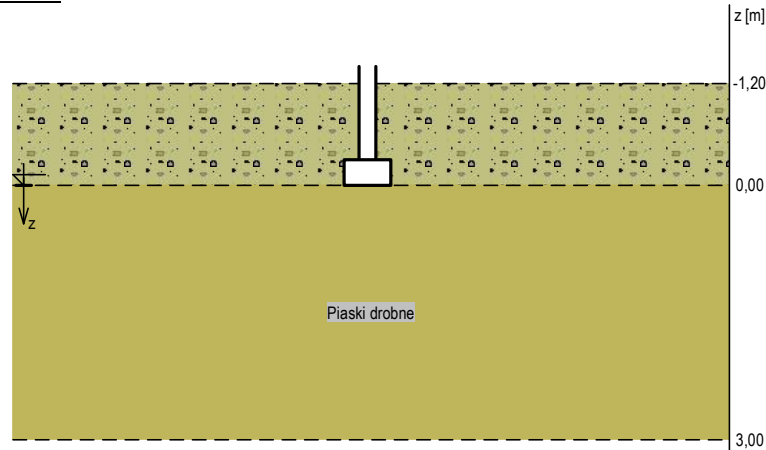
Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>f</sub>	k <sub>d</sub>	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Z dachu POZ. 1 (Va) x2 (7,77x2) [15,540kN/m <sup>2</sup> ]	15,54	1,45	--	22,53
2.	Murłata + podwalina (2x0,16x0,16x2,40x5,50) [0,680kN/m <sup>2</sup> ]	0,68	1,10	--	0,75
3.	Słup wiaty (0,16x0,16x2,42x5,50) [0,340kN/m <sup>2</sup> ]	0,34	1,10	--	0,37

4.	Balustrada + miecze (przyjęto)	0,30	1,10	--	0,33
5.	Ciężar słupka fundamentowego (0,20x0,30x1,10x25,0) [1,650kN/m <sup>2</sup> ]	1,65	1,10	--	1,82
6.	Z belki POZ. 3.1	17,84	1,35	--	24,08
7.	Z belki POZ. 3.2 (Vb)	3,29	1,10	--	3,62
8.	Z belki POZ. 3.3	9,00	1,33	--	11,97
<b>Σ:</b>		<b>48,64</b>	<b>1,35</b>	<b>--</b>	<b>65,47</b>

## WYMIAROWANIE

### OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(i)}$ [°]	$c_u^{(i)}$ [kPa]	$M_o$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piaski drobne	3,00	nie	1,65	0,90	1,10	27,59	0,00	67912	84891

Napężenie dopuszczalne dla podłoża  $\sigma_{dop}$  [kPa] = 225,0 kPa

### DANE MATERIAŁOWE

#### Zasypka:

Ciężar objętościowy: 19,0 kN/m<sup>3</sup>

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

#### Parametry betonu:

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

Ciężar objętościowy  $\rho = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

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,  $f_{tk} = 550$  MPa

Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 25,0$  cm

#### Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{nom} = 50$  mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{nom,b} = 25$  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 kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża:  $\beta = 1,50$

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  $N_k$   $N/N_k = 1,36$

#### **STOPY FUNDAMENTOWE w osi Nr 1 (szt. 4)**

#### **GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

B = 0,55 m      L = 0,55 m      H = 0,30 m  
B<sub>s</sub> = 0,20 m      L<sub>s</sub> = 0,20 m      e<sub>B</sub> = 0,00 m      e<sub>L</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m      D<sub>min</sub> = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

#### **OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU**

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	z <sub>N</sub> [m]	N [kN]	T <sub>B</sub> [kN]	M <sub>B</sub> [kNm]	T <sub>L</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	na wierzchu	55,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

#### **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  $Q_{fN} = 227,7$  kN

$N_r = 62,8$  kN <  $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 227,7$  kN = 184,4 kN      (34,0%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Napężenie maksymalne  $\sigma_{max} = 207,5$  kPa

$\sigma_{max} = 207,5$  kPa <  $\sigma_{dop} = 225,0$  kPa      (92,2%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,08$  cm, wtórne  $s'' = 0,01$  cm, całkowite  $s = 0,09$  cm

$s = 0,09$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm      (9,0%)

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

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,32$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto konstrukcyjnie **4 prętów  $\phi 10$  mm** o  $A_s = 3,14$  cm<sup>2</sup>

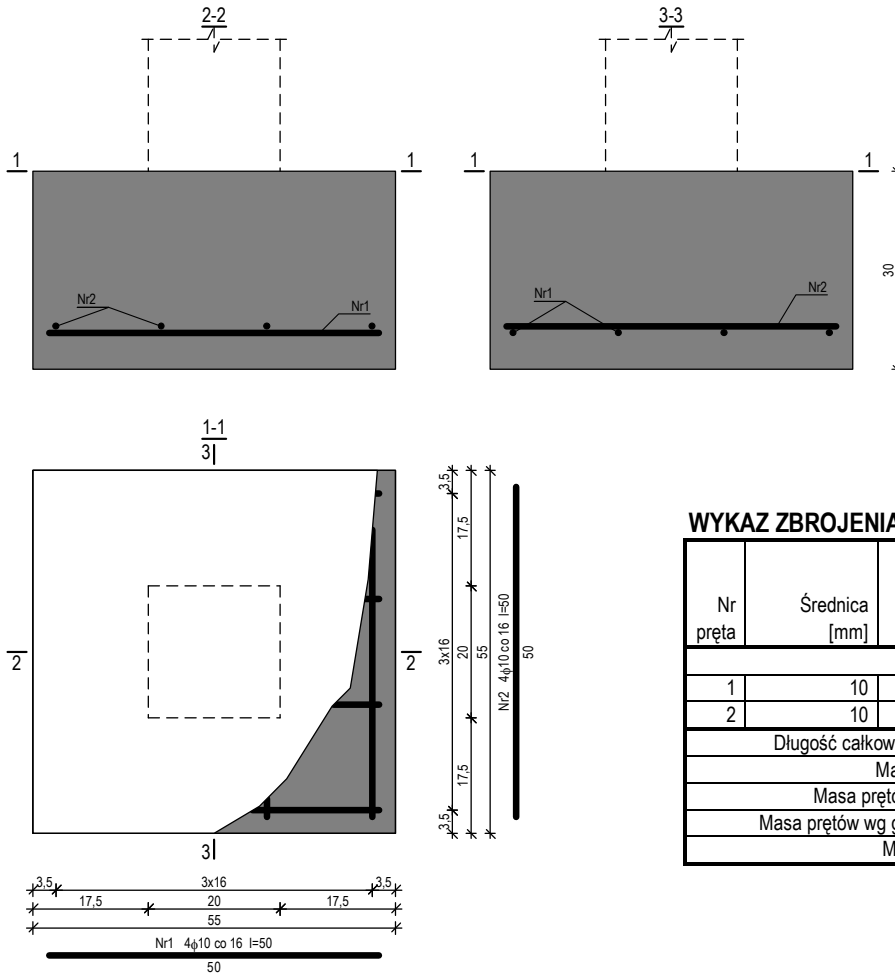
Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,32$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto konstrukcyjnie **4 prętów  $\phi 10$  mm** o  $A_s = 3,14$  cm<sup>2</sup>

#### **SZKIC ZBROJENIA**



**STOPY FUNDAMENTOWE w osi Nr 2 (szt. 4)**

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostokątnościenna

B = 0,55 m L = 0,60 m H = 0,30 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m L<sub>s</sub> = 0,30 m e<sub>B</sub> = 0,00 m e<sub>L</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,20 m D<sub>min</sub> = 1,20 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU**

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	z <sub>N</sub> [m]	N [kN]	T <sub>B</sub> [kN]	M <sub>B</sub> [kNm]	T <sub>L</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	na wierzchu	66,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**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<sub>RN</sub> = 236,8 kN

N<sub>r</sub> = 74,2 kN < m · Q<sub>RN</sub> = 0,81 · 236,8 kN = 191,8 kN (38,7%)

Obciążenie jednostkowe podłoża:

Decyduje: kombinacja nr 1

Naprężenie maksymalne σ<sub>max</sub> = 224,7 kPa

σ<sub>max</sub> = 224,7 kPa < σ<sub>dop</sub> = 225,0 kPa (99,9%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s'=0,09$  cm, wtórne  $s''=0,01$  cm, całkowite  $s=0,10$  cm

$s=0,10$  cm <  $s_{dop}=1,00$  cm (10,1%)

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

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s=0,37$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto konstrukcyjnie **4 prętów  $\phi 10$  mm** o  $A_s=3,14$  cm<sup>2</sup>

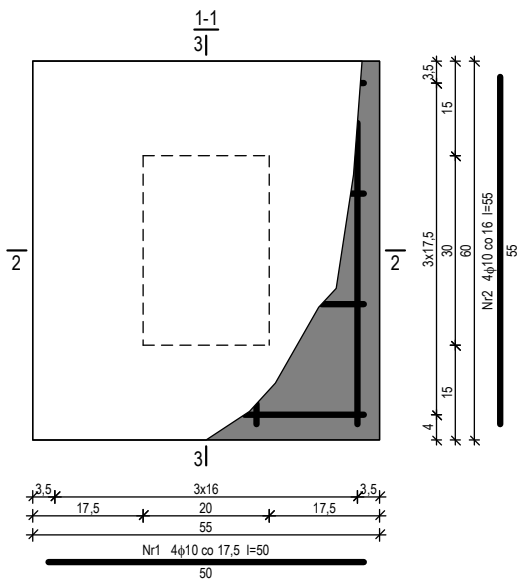
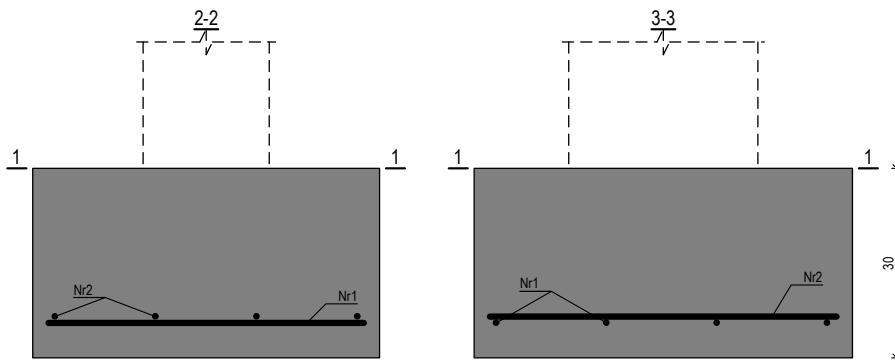
Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s=0,31$  cm<sup>2</sup>

Przyjęto konstrukcyjnie **4 prętów  $\phi 10$  mm** o  $A_s=3,14$  cm<sup>2</sup>

**SZKIC ZBROJENIA**



**WYKAZ ZBROJENIA**

Nr pręta	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość całkowita [m]	
				34GS	$\phi 10$
<b>dla jednej stopy</b>					
1	10	50	4	2,00	
2	10	55	4	2,20	
Długość całkowita wg średnic				[m]	4,2
Masa 1mb pręta			[kg/mb]	0,617	
Masa prętów wg średnic			[kg]	2,6	
Masa prętów wg gatunków stali			[kg]	2,6	
Masa całkowita			[kg]	<b>3</b>	

**Projektant konstrukcji:**

Inż. Leszek Kusiak

Upr. bud.: WBPP-NB/7210/250/83