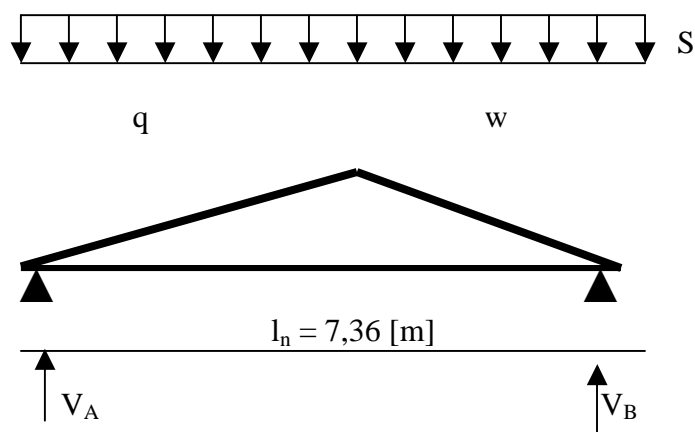


OBLICZENIA STATYCZNE

1. Konstrukcja dachowa.

1.1. Schemat wykonania obliczeń



Budynek będzie pokryty blachodachówką
Przyjęte rozpiętości modułowe dostosowane są do parametrów wg zaleceń producenta.

1.2. Zebranie obciążeń

Przyjęto: blachodachówka

Zestawienie obciążeń stałych dachu

Pozycja obliczeń	Obciążenie charakterystyczne kN/m^2	$\gamma_f > 1$	Obciążenie obliczeniowe dla $\gamma_f > 1 \text{ kN/m}^2$
Blachodachówka	0,0948	1,2	0,114
Σ	$g_k = 0,0948 \text{ kN/m}^2$		$g_{01} = 0,114 \text{ kN/m}^2$

Charakterystyka dachu:

kąt nachylenia: $\alpha = 25^\circ$

spadek 46,60 %

Obciążenie zmienne:

Wartości charakterystyczne obciążenia śniegiem ustalono zgodnie z PN-80/B-02010.

Jako obciążenie zmienne przyjęto obciążenie śniegiem, które zależy od strefy kraju, Q_k , oraz współczynnika, C , zależnego od kształtu i kąta nachylenia dachu.

$$S_n = Q_k \cdot C$$

Dla strefy I $Q_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$

Natomiast przy kącie nachylenia połaci dachowej dla $\alpha = 25^\circ$ przyjmuje się:

$$C = 1,0$$

$$S_{n,k} = 0,9 \cdot 1,0 = 0,9$$

$$S_{n,d} = 0,9 \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Wartości charakterystyczną obciążenia wiatrem ustalono zgodnie z PN-77/B-02011.

Przyjęto $w_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$ (strefa I), $C_e = 0,8$ (teren B i wysokość budynku do 10 m)

Wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia drgań Δ (kratownice i ramy spawane

$\Delta = 0,06$, dodatek na wypełnienie szkieletu $\Delta = 0,0$ $\Sigma \Delta = 0,1$

Okres drgań własnych $T = 0,09$ (H/\sqrt{B}) = 0,115

Z interpolacji Δ i Σ wynika, iż obiekt nie zalicza się do podatnych na działanie dynamiczne wiatru, w związku z powyższym przyjmuje się $\beta = 1,8$.

Wartości charakterystyczne i obliczeniowe ssania wiatru:

$$C = C_z = -0,045 (40 - 38) = -0,045 (40 - 25) = -0,09$$

$$w_{s,k} = w_k C_e C \beta = 0,30 \cdot 1,0 \cdot (-0,09) \cdot 1,8 = -0,049 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{s,d} = \gamma_f w_{s,k} = 1,5 \cdot (-0,049) = -0,073 \text{ kN/m}^2$$

Zebranie obciążeń obliczeniowych na 1mb łąt:

$$- q_{0ky} = 1,476 \cdot 2,736 = 4,038 \text{ kN/mb}$$

$$- q_{0kz} = 0,129 \cdot 2,736 = 0,317 \text{ kN/mb}$$

1.3. Obliczanie kratownic drewnianych. Poz.1.1

1.4 Założenia

Budynek ma nieocieplony dach,. Krokwie będą wykonane z drewna sosnowego klasy C24 o wilgotności 12% i gęstości 350 kg/m^3 , wartość średnia 420 kg/m^3 [N-2].

Wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie wzdłuż włókien $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$,

wytrzymałość charakterystyczna na zginanie $f_{myk} = 24 \text{ MPa}$. Średni moduł

sprężystości wzdłuż włókien $E_{0,mean} = 11,0 \text{ GPa}$. Współczynnik modyfikujący

związany z klasą użytkowania przyjęto jak dla obciążeń krótkotrwałych (śnieg, wiatr);

$k_{mod} = 0,60$.

Odpowiednia wytrzymałość obliczeniowa:

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{14,0 \cdot 0,6}{1,3} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$f_{m,t,d} = \frac{f_{m,y,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{24,0 \cdot 0,6}{1,3} = 11,07 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{21,0 \cdot 0,6}{1,3} = 9,69 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności:

Momenty główne:

$$M_{y,d} = \frac{q_{0ky} l_y^2}{8} = 3,77 \text{ kNm}$$

$$M_{z,d} = \frac{q_{0kz} l_z^2}{8} = 1,53 \text{ kNm}$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównych wynosi:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{max,y}}{W_y} = 9,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{max,z}}{W_y} = 3,13 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,t,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,t,d}} < 1$$

$$\frac{9,03}{11,07} + \frac{3,13}{11,07} \cdot 0,7 = 0,98 < 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,t,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,t,d}} < 1$$

$$0,7 \cdot \frac{9,03}{11,07} + \frac{3,13}{11,07} = 0,85 < 1$$

Stan graniczny nośności nie został przekroczony, w związku z powyższym przyjęte wymiary krokwi są wystarczające.

Sprawdzenie warunku stanu granicznego użytkowalności krokwi:

Ugięcie:

$$u = \frac{5 \cdot I_y^4 \cdot [q_{y,k}(1 + k_{\text{def},(q)}) + p_{y,k}(1 + k_{\text{def},(p)})]}{384 \cdot E_{o,\text{mean}} I_y} < f_{\text{dop}} = \frac{1}{200} = \frac{3000}{200} = 15,0 \text{ mm}$$

$$k_{\text{def},(q)} = 0,8$$

$$k_{\text{def},(p)} = 0,25$$

$$u = 7,7 \text{ mm} < f_{\text{dop}} = 15,0 \text{ mm}$$

Stan graniczny użytkowania nie został przekroczony, w związku z powyższym przyjęte wymiary krokwi są wystarczające.

1.5. Podsumowanie

Przyjęto segmenty kratowe w rozstawie 1,0 m.

2.1. Murlat. Poz.3.1.

2.2. Obliczanie murlaty.

Założono, że murlat mocowany jest do wieńca żelbetowego śrubami co 1,30 m. Jako schemat statyczny murlaty przyjęto belkę dwuprzęsłową, długości 2,60 m, obciążoną reakcjami poziomymi od więzarów dachowych. Maksymalna wartość siły poziomej, jaka przypada na murlat wynosi $H = 10,67 \text{ kN}$. Ponieważ murlat leży bezpośrednio na wieńcu, pominięto obciążenie pionowe.

Maksymalna wartość momentu, jaka przypada na murlat, wynosi :

$$M_z = 0,801 \text{ kNm}$$

Przyjęto murlat o wymiarach: 14 cm x 14 cm

Pole pow. przekroju płatwi:

$$A = 0,14 \cdot 0,14 = 0,0196 \text{ m}^2.$$

Wskaźnik wytrzymałości przekroju krokwi:

$$W_z = \frac{b \cdot h^2}{6} = 0,000457 \text{ m}^3$$

Naprężenia obliczeniowe od zginania w stosunku do osi głównej wynosi:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{\text{max},z}}{W_z} = 1,753 \text{ MPa}$$

$$f_{m,z,d} = \frac{f_{m,z,k} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{24,0 \cdot 0,6}{1,3} = 11,07 \text{ MPa}$$

Sprawdzenie warunku stanu granicznego nośności murłaty:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} < 1$$

$$0 + \frac{1,753}{11,07} + 0 = 0,16 < 1$$

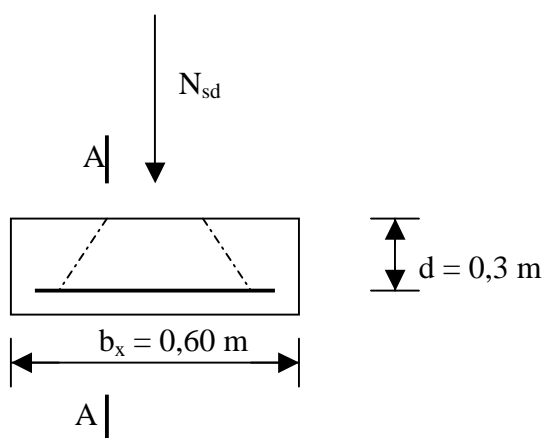
Stan graniczny nośności nie został przekroczony, w związku z powyższym przyjęte wymiary murłaty są wystarczające.

2.3. Podsumowanie

Przyjęto murłaty o wymiarach: 14 cm x 14 cm mocowany do wieńca żelbetowego śrubami co 1,30 m

3.1. Ława fundamentowa. Poz.6.1.

3.2. Schemat wykonania obliczeń



3.3. Założenia

Głębokość posadowienia: $D_{\min} = 1,10$ m

Parametry geotechniczne podłoża: G_p , - proste warunki gruntowe,

I- kategoria geotechniczna – posadowienie bezpośrednie.

$I_L = 0,35$,

$\phi_n^{(n)} = 15^\circ$ wartość obliczeniowa $\phi_n^{(r)} = 15,0 \cdot 0,9 = 13,50^\circ$,

$\rho_n^{(n)} = 2,10 \text{ t/m}^3$ wartość obliczeniowa $\rho_n^{(r)} = 2,10 \cdot 0,9 = 1,89 \text{ t/m}^3$

$\rho_{g+f} = 2,2 \text{ t/m}^3$ średnia gęstość gruntu i fundamentu

$C_u^{(n)} = 26,0 \text{ kPa}$ wartość obliczeniowa $C_u^{(r)} = 26,0 \cdot 0,9 = 23,40 \text{ kPa}$

parametry określono metodą B $\Rightarrow m = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$.

3.4. Zebranie obciążeń

Maksymalna obliczeniowa siła osiowa na poziomie górnej powierzchni łąwy wynosi:
przyjęto najbardziej niekorzystny przypadek :

z dachu : $q_d = 32,2 \text{ kN}$
z fundamentu: $q_f = 0,3125 \text{ kN}$
z podciągów : $q_f = 112,24 \text{ kN}$

$$N_{sd} = 144,75 \text{ kN}$$

Przyjęto wstępne wymiary łąwy fundamentowej $L = 1,0 \text{ m}$; $B = 0,60 \text{ m}$.

$$N_f + N_g = B \cdot L \cdot D_{\min} \cdot \rho_{g+f} \cdot g = 0,60 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 10 = 13,20 \text{ kN}$$

$$N_k = 13,20 \text{ kN}$$

$$N_n = N_k + (N_f + N_g) = 144,75 + 13,20 = 157,95 \text{ kN}$$

$$N_r = \chi_f \cdot N_n = 1,2 \cdot 157,95 = 189,54 \text{ kN}$$

3.5. Obliczenia statyczne

Wartość jednostkowego obciążenia podłoża pod fundamentem

$$\text{- obliczeniowa} \quad q_r = q_{rs} = \frac{N_r}{B \cdot L} = \frac{189,54}{0,60 \cdot 1,0} = 315,90 \text{ kPa}$$

$$\varnothing_n^{(r)} = 13,50^\circ \rightarrow N_C = 10,09 \quad N_D = 3,45 \quad N_B = 0,43$$

$$C_u^{(r)} = 23,40 \text{ kPa}$$

Ustalenie jednostkowego oporu obliczeniowego podłoża:

$$q_f = (1 + 0,3 B/L) \cdot N_c \cdot C_u^{(r)} + (1 + 1,5 B/L) \cdot N_D \cdot D_{\min} \cdot \rho_D^{(r)} \cdot q + (1 - 0,25 B/L) \cdot N_B \cdot B \cdot \rho_B^{(r)} \cdot g$$

$$\rho_D^{(n)} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\rho_D^{(r)} = \chi_m \cdot \rho_D^{(n)} = 0,9 \cdot 2,2 = 1,98 \text{ t/m}^3$$

$$\rho_B^{(n)} = \frac{1,0 \cdot 1,89}{1,0} = 1,89 \text{ t/m}^3$$

$$\rho_B^{(r)} = \chi_m \cdot \rho_D^{(n)} = 0,9 \cdot 1,89 = 1,701 \text{ t/m}^3$$

$$q_f = (1 + 0,3 \cdot 0,6) \cdot 10,09 \cdot 23,40 + (1 + 1,5 \cdot 0,6) \cdot 3,45 \cdot 1,0 \cdot 1,98 \cdot 10 + (1 - 0,25 \cdot 0,6) \cdot 0,43 \cdot 0,6 \cdot 1,701 \cdot 10 = 278,60 + 129,79 + 3,73 = 412,12 \text{ kPa}$$

$$m = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$$

$$q_{rs} \leq m q_f$$

$$m q_f = 0,81 \cdot 412,12 = 333,81 \text{ kPa}$$

$$q_{rs} = 315,90 < m q_f = 333,81 \text{ kPa}$$

Warunek I SG jest spełniony przy wymiarach ławy $B = 0,6 \text{ m} \times L = 1,0 \text{ m}$ oraz głębokości posadowienia $D_{\min} = 1,0 \text{ m}$.

3.6. Podsumowanie

Ostatecznie przyjęto klasę betonu B20, zbrojenie główne 6Ø12 oraz strzemiona Ø6 co 250 mm, przy zachowaniu grubości otuliny 50 mm.

[N-1] – Obliczenia konstrukcji budynków 2006 r.

[N-2] – Posadowienie bezpośrednie budowli PN-81 B-03020

[N-3] – Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone PN-B-03264 grudzień 2002r.

[N-4] – Drewno konstrukcyjne PN-B-03150:2000