

**Podstawowe wyniki obliczeń konstrukcyjnych do ekspertyzy budynku nr 2
zlokalizowanego na działce nr ewid. Gruntów – 17, obręb 42 użytkowanego jako
koszary**

Poniżej zamieszczono wszystkie wyniki podstawowych obliczeń sprawdzających wykonanych w formie załącznika do ekspertyzy budowlanej budynku Nr 2. Na podstawie tych obliczeń określono stan sprawności technicznej poszczególnych elementów konstrukcyjnych budynku oraz całego obiektu użytkowanego jako koszary. Szczegóły – patrz niżej.

1.0. Wieżba dachowa – tarcica iglasta C24:

Konstrukcja wieżby z tarcicy iglastej klasy wytrzymałościowej ocenionej na C24. Ocenie poddano najbardziej wysiłone elementy konstrukcyjne wieżby. Otrzymane wyniki uogólniono na pozostałe odcinki wieżby dachowej. Rozpiętość wiązarów w osiach konstrukcyjnych murłat wynosi około – $L \approx 13,20$ m a kąt pochylenia połaci oceniono na około – $\alpha \approx 45^\circ$. W kalenicy podparta jętkami płatew kalenicowa.

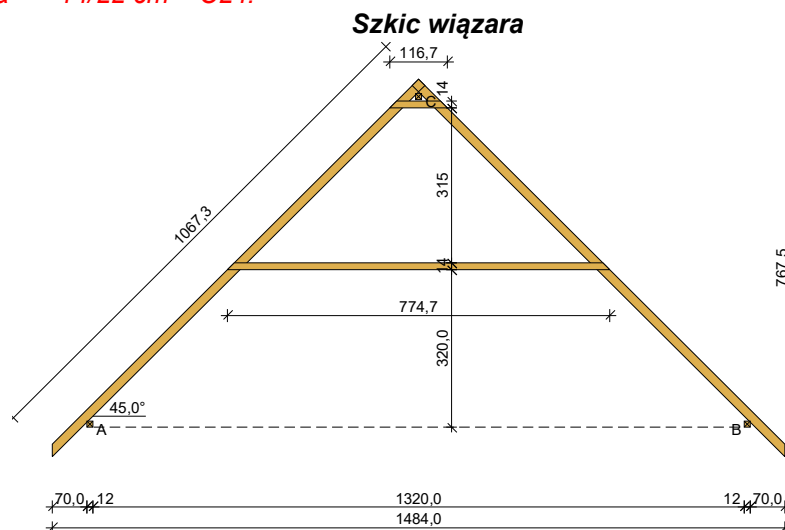
1.1. Wiazar jętkowy – w częściach szczytowych wieżby

DANE:

Uwaga : na czerwono zaznaczono elementy nie spełniające warunków stanów granicznych.

Dane materiałowe:

- krokiew 6/18 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak, grzędą - brak) z drewna C24
- jętka 2x 4/14 cm z drewna C24,
- grzędą 5/14 cm z drewna C24,
- murłata 12/12 cm z drewna C24,
- płatew kalenicowa 14/22 cm – C24.



Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$
- Rozpiętość wiązara $l = 14,84$ m
- Rozstaw murłat w świetle $l_s = 13,20$ m
- Poziom jętka $h = 3,20$ m
- Poziom grzędą $h_g = 3,15$ m
- Rozstaw wiązarów $a = 0,58$ m
- Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 4,53 m
- Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak
- Dodatkowe usztywnienia boczne grzędą - brak
- Rozstaw podparć poziomych murłat $l_{mo} = 2,50$ m

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,04 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 45,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,54 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,36 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku z = 11,0 m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,26 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie stałe jętki: $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne jętki: $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie stałe grzędę: $q_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne grzędę: $p_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie montażowe jętki i grzędę $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	2,62 1,57 0,61	-0,26 2,61 -1,32	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej K13: stałe-max+ wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II K17: stałe-min+ wiatr z lewej
5 (C)	3,61	--	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej
8 (B)	2,62 0,61 2,15	0,26 1,32 -2,61	K7: stałe-max+ śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej K18: stałe-min+ wiatr z prawej K10: stałe-max+ wiatr z lewej+0,90-śnieg-wariant II

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 6/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak, grzędę - brak)

Smukłość

$$\lambda_y = 147,2 < 150$$

$$\lambda_z = 261,5 > 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max +wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -3,23 \text{ kNm}, \quad N = 1,93 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,96 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,149, \quad k_{c,z} = 0,049$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,682 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,852 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murlacie

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej

$$M = -0,21 \text{ kNm}, \quad N = 1,40 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,94 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,064 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+ wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -3,23 \text{ kNm}, \quad N = 1,93 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,96 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,600 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - grzędzie

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+ wiatr z prawej+0,90·śnieg-wariant II

$$M = -0,93 \text{ kNm}, \quad N = -0,43 \text{ kN}$$
$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m,y,d} = 2,88 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -0,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,178 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+ wiatr z lewej

$$u_{fin} = 46,44 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9564 / 200 = 47,82 \text{ mm} \quad (97,1\%)$$

Jętka 2x 4/14 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 181,9 > 150$$

$$\lambda_z = 636,7 > 150$$

Maksymalne sily i naprężenia

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

$$M = 0,31 \text{ kNm}, \quad N = 2,04 \text{ kN}$$
$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m,y,d} = 1,18 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$
$$k_{c,y} = 0,099, \quad k_{c,z} = 0,008$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,296 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 2,332 > 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+montażowe jętki

$$u_{fin} = 67,60 \text{ mm} > u_{net,fin} = l / 200 = 7310 / 200 = 36,55 \text{ mm} \quad (185,0\%)$$

Grzęda 5/14 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 19,1 < 150$$

$$\lambda_z = 53,5 < 150$$

Maksymalne sily i naprężenia

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+ montażowe grzędy

$$M = 0,22 \text{ kNm} \quad N = 0,99 \text{ kN}$$
$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m,y,d} = 1,35 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$$
$$k_{c,z} = 0,806$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,105 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,120 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+ montażowe grzędy

$$u_{fin} = 0,10 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 730 / 200 = 3,65 \text{ mm} \quad (2,7\%)$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,51 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 4,50 \text{ kN/m}$$

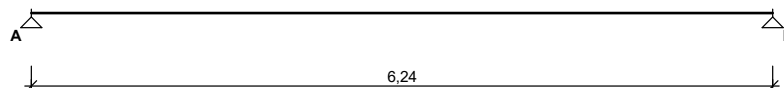
Maksymalne sily i naprężenia

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+ wiatr z prawej+0,90·śnieg-wariant II

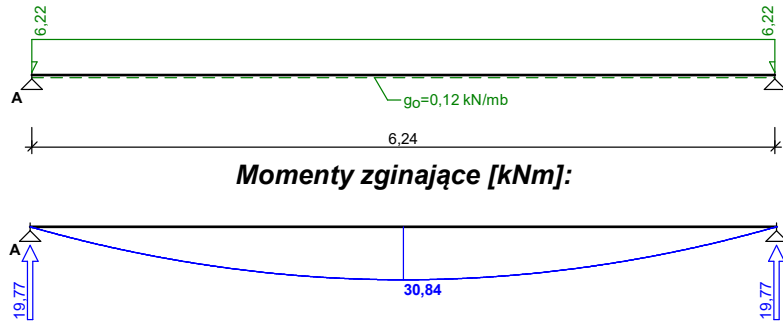
$$M_z = 3,01 \text{ kNm}$$
$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m,z,d} = 10,455 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,629 < 1$$

Płatew kalenicowa podpierająca krokwie w węźle „C”: - 14/22 cm

SCHEMAT BELKI



Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Momenty zginające [kNm]:

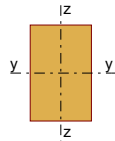
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $I_{\phi}/I = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne przęśla $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 14 / 22 cm

$W_y = 1129 \text{ cm}^3, J_y = 12423 \text{ cm}^4, m = 10,8 \text{ kg/m}$

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 $x = 3,12 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 30,84 \text{ kNm}$

$\sigma_{m,y,d} = 27,31 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 2,47 > 1 \quad (!!!)$

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 27,31 \text{ MPa} > k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (246,5\%) \quad (!!!)$

Ścinanie

Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 19,77 \text{ kN}$

$\tau_d = 0,96 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (83,4\%)$

Docisk na podporze

Reakcja podporowa $R_B = 19,77 \text{ kN}$

$a_p = 20,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,00$

$\sigma_{c,90,y,d} = 0,71 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (61,2\%)$

Stan graniczny użyteczności

Przekrój $x = 3,12 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = 122,56 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 6240 / 300 = 20,80 \text{ mm}$

$u_{fin} = 122,56 \text{ mm} > u_{net,fin} = 20,80 \text{ mm} \quad (589,2\%) \quad (!!!)$

Zarówno krokwie jak i jętki nie spełniają warunków stanów granicznych. W celu poprawy stanu należy:

- **krokwie** - wykonać stężenia wiatrowe o przekroju poprzecznym 3,8/16 cm – C24, dzielące dolny odcinek krokwi pomiędzy murlatą a jętką na połowę oraz stężenie wiatrowe bezpośrednio nad jętką i trzecie dzielące na połowę odcinek pomiędzy jętką a grzędą;

- jętki - wykonać przewiązki pomiędzy gałęziami jętek o rozstawie osiowym co 56 cm mocowane do gałęzi jętek na gwoździe budowlane (poprawa smukłości jętki);
- jętki - wykonać górą i dołem nakładki na jętki o przekroju 3/14 cm – C24 bity na gwoździe budowlane do gałęzi jętek – powstanie przekrój skrzynkowy o wymiarach zewnętrznych 14/20 cm i wymiarach otworu wewnętrznego 6/14 cm (usunięcie nadmiernej strzałki ugięcia);
- płatew kalenicowa - wykonać podparcie słupem z mieczami mniej więcej po środku rozpiętości płatwi kalenicowej (rozstaw mieczy co 0,58 m pod kątem 45°).

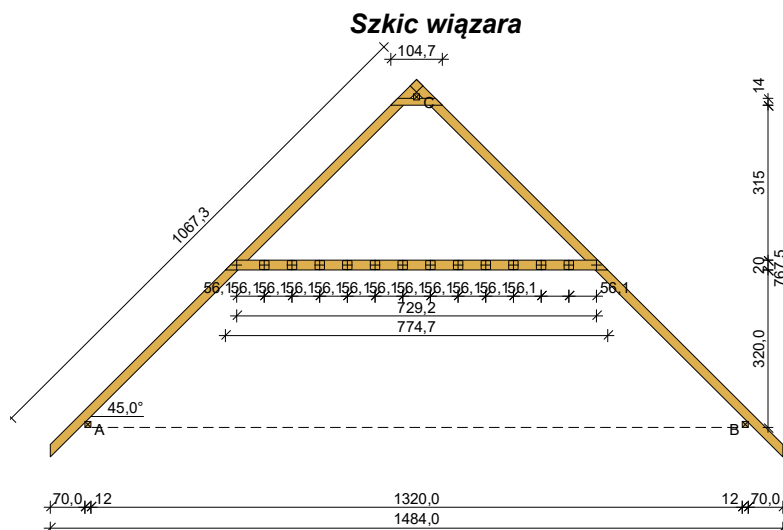
Uwaga: przed wzmacnianiem jętek należy usunąć ponadnormatywną strzałkę ugięcia.

Poniżej zamieszczono obliczenia po wykonaniu powyższych prac remontowych wiązarów jętkowych:

DANE:

Dane materiałowe po zmianach:

- krokiew 6/18 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - brak, grzęda - brak) z drewna C24
- jętka 2x 4/20 cm z drewna C24 z przewiązkami co 56 cm,
- grzęda 5/14 cm z drewna C24,
- murlata 12/12 cm z drewna C24
- płatew kalenicowa 12/22 cm – C24 – podparta słupem z mieczami w środku przęsła.



Geometria ustroju:

- Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$
- Rozpiętość wiązara $l = 14,84$ m
- Rozstaw murlat w świetle $l_s = 13,20$ m
- Poziom jętka $h = 3,20$ m
- Poziom grzęda $h_g = 3,15$ m
- Rozstaw wiązarów $a = 0,58$ m
- Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi = 2,26 m
- Dodatkowe usztywnienia boczne jętki - brak

Dodatkowe usztywnienia boczne grzędy - brak
Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 2,50$ m.

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,04 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciąż. śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 45,0 st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,54 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,36 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 11,0$ m):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,26 \text{ kN/m}^2$

- na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie stałe jętki: $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne jętki: $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie stałe grzędy: $q_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie zmienne grzędy: $p_{gk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie montażowe jętki i grzędy $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja SGN
2 (A)	2,66 2,18 0,63	-0,23 2,64 -1,29	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej K12: stałe-max+ wiatr z prawej+0,90-śnieg K17: stałe-min+ wiatr z lewej
5 (C)	3,68	--	K7: stałe-max+ śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej
8 (B)	2,66 0,63 1,61	0,23 1,29 -2,64	K7: stałe-max+ śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej K18: stałe-min+ wiatr z prawej K9: stałe-max+ wiatr z lewej+0,90-śnieg

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 6/18 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - brak, grzęda - brak)

Smukłość

$$\lambda_y = 147,2 < 150; \lambda_z = 130,5 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+ wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -3,24 \text{ kNm}, N = 1,97 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,01 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,149, k_{c,z} = 0,188$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,687 < 1; \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,669 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej

$$M = -0,21 \text{ kNm}, N = 1,45 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,94 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,064 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max+ wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II

$$M = -3,24 \text{ kNm}, N = 1,97 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 10,01 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,602 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - grzędzie

decyduje kombinacja: **K7** stałe-max+ śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej

$$M = -0,85 \text{ kNm}, \quad N = -0,72 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 16,62 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 14,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 2,62 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -0,07 \text{ MPa}; \quad \sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,165 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+ wiatr z lewej

$$u_{fin} = 46,43 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 9564 / 200 = 47,82 \text{ mm} \quad (97,1\%)$$

Jętka 2x 4/20 cm z przewiązkami co 56 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 126,3 < 150; \quad \lambda_z = 172,1 < 175$$

Maksymalne sily i naprężenia

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+ montażowe jętki

$$M = 2,61 \text{ kNm}, \quad N = 1,21 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,89 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,200, \quad k_{c,z} = 0,110$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,412 < 1; \quad \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,439 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K14** stałe-max+ montażowe jętki

$$u_{fin} = 23,61 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7250 / 200 = 36,25 \text{ mm} \quad (65,1\%)$$

Grzędą 5/14 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 16,1 < 150; \quad \lambda_z = 45,2 < 150$$

Maksymalne sily i naprężenia

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+ montażowe grzędę

$$M = 0,18 \text{ kNm} \quad N = 1,04 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 12,92 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 11,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 1,13 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$k_{c,z} = 0,899$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,087 < 1; \quad \sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,102 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max+ montażowe grzędę

$$u_{fin} = 0,06 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 610 / 200 = 3,05 \text{ mm} \quad (1,9\%)$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 4,58 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = -4,55 \text{ kN/m}$$

Maksymalne sily i naprężenia

decyduje kombinacja: **K9** stałe-max+ wiatr z lewej+0,90-śnieg

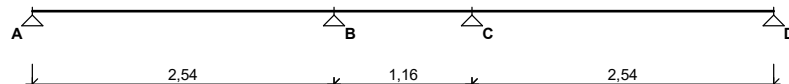
$$M_z = 3,05 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

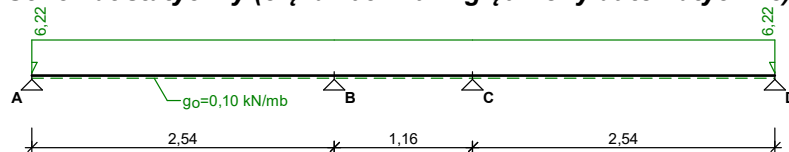
$$\sigma_{m,z,d} = 10,580 \text{ MPa}; \quad \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,637 < 1$$

Płatew kalenicowa 12/22 cm – po podparciu słupem z mieczami:

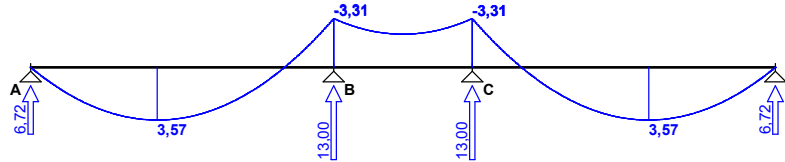
SCHEMAT BELKI



Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

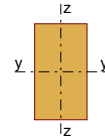
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $I_y/I_z = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki

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

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 12 / 22 cm

$$W_y = 968 \text{ cm}^3, J_y = 10648 \text{ cm}^4, m = 9,24 \text{ kg/m}$$

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

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

Belka

Zginanie Przekrój $x = 1,06 \text{ m}$

Moment maksymalny $M_{max} = 3,57 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,69 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,33 < 1$$

Warunek stateczności:

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

$$\sigma_{m,y,d} = 3,69 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (33,3\%)$$

Ścinanie Przekrój $x = 3,70 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 9,33 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,53 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (45,9\%)$$

Docisk na podporze Reakcja podporowa $R_C = 13,00 \text{ kN}$

$$a_p = 10,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,29$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 1,08 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,49 \text{ MPa} \quad (72,5\%)$$

Stan graniczny użytkowalności Przekrój $x = 1,17 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = u_M + u_V = 2,75 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 2540 / 300 = 8,47 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 2,75 \text{ mm} < u_{net,fin} = 8,47 \text{ mm} \quad (32,5\%)$$

1.2. Wiązar płatwiowo - kleszczowy - (w części wewnętrznej):

Wiązar asymetryczny ze skośnymi słupkami. Obliczenia wykonano dla poszczególnych elementów więźby dachowej Bezpośrednio pod obliczeniami sprawdzającymi podano sposób wzmocnienia elementu i jego ponowne obliczenia po wzmocnieniu.

1.2.1. Krokiew 6/18 cm - C24 o kacie pochylecia - $\alpha \approx 30^\circ$. elewacja frontowa:

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 6,0 \text{ cm}$. Wysokość $h = 18,0 \text{ cm}$

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

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

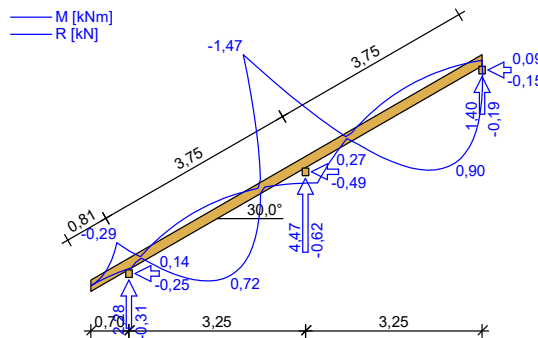
Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 30,0^\circ$
Rozstaw krokwi $a = 0,58 \text{ m}$
Długość wspornika $l_w = 0,81 \text{ m}$
Długość odcinka środkowego $l_d = 3,75 \text{ m}$
Długość odcinka górnego $l_g = 3,75 \text{ m}$
element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):
 $g_k = 0,041 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,10$
- uwzględniono ciężar własny krokwi
- obciąż. śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci $30,0$ st.):
 $S_k = 1,080 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant II, strefa I, $H=300 \text{ m}$ n.p.m., teren A, $z=H=11,0 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=11,0 \text{ m}$, $B=14,0 \text{ m}$, $L=37,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0$ st., $\beta=1,80$):
 $p_k = 0,138 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połać nawietrzna, wariant I, strefa I, $H=300 \text{ m}$ n.p.m., teren A, $z=H=11,0 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=11,0 \text{ m}$, $B=14,0 \text{ m}$, $L=37,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $30,0$ st., $\beta=1,80$):
 $p_k = -0,248 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$
- obciążenie ociepleniem $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej

WYNIKI:



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

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -1,47 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 6,55 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,443 < 1$$

Ugięcie (wspornik): $u_{fin} = (-) 1,09 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2,0 \cdot l / 200 = 12,15 \text{ mm}$ (8,9%)

Ugięcie (odcinek górny): $u_{fin} = 2,40 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 28,13 \text{ mm}$ (8,5%)

Krokwie o kacie pochylenia $\alpha \approx 30^\circ$ w ciągu elewacji frontowej spełniają wszystkie warunki stanów granicznych.

1.2.2. Krokiew 6/18 cm – C24 o kacie pochylenia – $\alpha \approx 45^\circ$.- elewacja tylna:

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 6,0 \text{ cm}$. Wysokość $h = 18,0 \text{ cm}$

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

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

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

Rozstaw krokwi $a = 0,58 \text{ m}$

Długość wspornika $l_w = 0,81$ m
Długość odcinka środkowego $l_d = 5,10$ m
Długość odcinka górnego $l_g = 4,10$ m
element w remontowanym obiekcie starym

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001:):

$$g_k = 0,041 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,10$$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciąż. śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 30,0 st.):

$$S_k = 1,080 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej, } \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=11,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=11,0 m, B=14,0 m, L=37,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

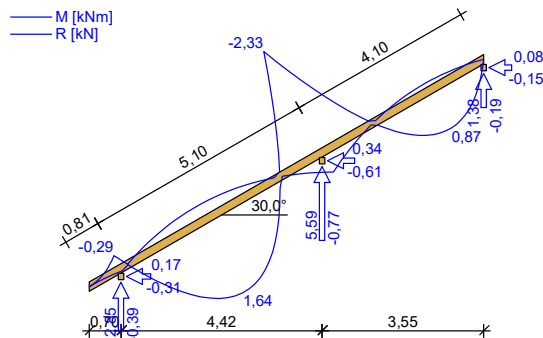
$$p_k = 0,138 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa I, H=300 m n.p.m., teren A, z=H=11,0 m, budowla zamknięta, wymiary budynku H=11,0 m, B=14,0 m, L=37,0 m, nachylenie połaci 30,0 st., beta=1,80):

$$p_k = -0,248 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej, } \gamma_f = 1,50$$

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

WYNIKI:



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

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -2,33 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 10,35 \text{ MPa, } f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,701 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 4,47 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot 2,0 \cdot l / 200 = 12,15 \text{ mm} \quad (36,8\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 8,51 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1,5 \cdot l / 200 = 38,25 \text{ mm} \quad (22,3\%)$$

1.2.3. Płatew 10/17 cm – C24 o kacie połaci – $\alpha \approx 30^\circ$.- elewacja frontowa

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 10,0$ cm. Wysokość $h = 17,0$ cm

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta jednostronnie mieczem

Rozstaw słupów $l = 5,00$ m

Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,58$ m

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,091 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ]$

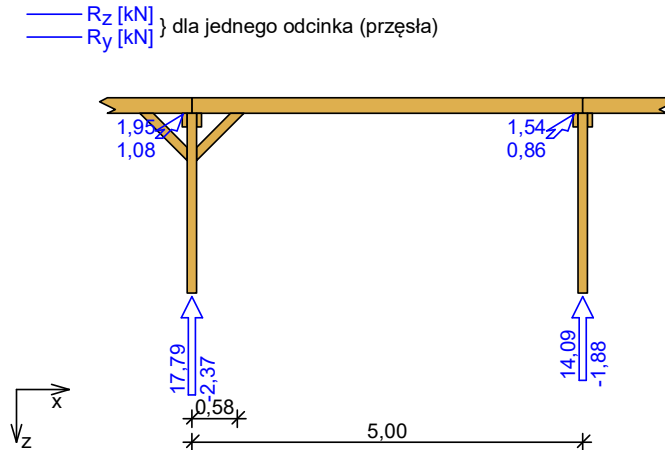
$$G_k = 0,342 \text{ kN/m; } \gamma_f = 1,10$$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[1,080 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25)]$

- $S_k = 3,510 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$
 $W_{k,z} = 0,448 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$
 $W_{k,y} = 0,258 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$
 $W_{k,z} = -0,806 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$
 $W_{k,y} = -0,465 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$

WYNIKI:



Zginanie:

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

Momenty obliczeniowe

$$M_{y,max} = 15,41 \text{ kNm}; \quad M_{z,max} = 1,21 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} = 31,99 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 4,27 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 1,805 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 2,368 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcia:

decyduje kombinacja B (obc. stałe + śnieg)

$$u_{fin,z} = 56,37 \text{ mm}; \quad u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 56,37 \text{ mm} > u_{net,fin} = 22,10 \text{ mm} \quad (255,1\%) \quad (!!!)$$

Płatew nie spełnia warunków stanów granicznych i należy ją wymienić na nową.

Zalecana jest płatew o przekroju poprzecznym 15/22 cm – C24 – patrz niżej:

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 15,0 \text{ cm}$. Wysokość $h = 22,0 \text{ cm}$

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta jednostronnie mieczem

Rozstaw słupów $l = 5,00 \text{ m}$

Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,58 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

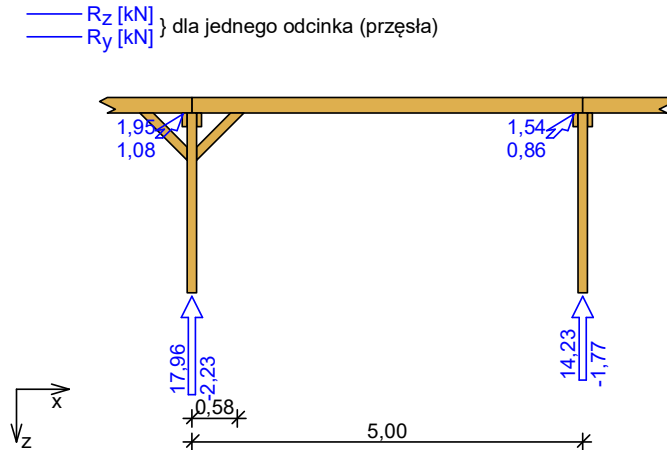
- obciążenie stałe $[0,091 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ]$

$$G_k = 0,342 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,10$$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[1,080 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25)]$
 $S_k = 3,510 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$
 $W_{k,z} = 0,448 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$
 $W_{k,y} = 0,258 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \cos 30,0^\circ]$
 $W_{k,z} = -0,806 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 3,25 + 0,5 \cdot 3,25) / \cos 30,0^\circ) \cdot \sin 30,0^\circ]$
 $W_{k,y} = -0,465 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$

WYNIKI:



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

Momenty obliczeniowe

$$M_{y,max} = 15,56 \text{ kNm}; \quad M_{z,max} = 1,21 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} = 12,86 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,47 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,709 < 1$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,940 < 1$$

Ugięcie: decyduje kombinacja B (obc. stałe+ śnieg)

$$u_{fin,z} = 17,67 \text{ mm}; \quad u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 17,67 \text{ mm} < u_{net,fin} = 22,10 \text{ mm} \quad (80,0\%)$$

1.2.4. Płatew 10/17 cm – C24 o kacie połączenia – $\alpha \approx 45^\circ$.- elewacja tylna

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 10,0 \text{ cm}$. Wysokość $h = 17,0 \text{ cm}$

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta jednostronnie mieczem

Rozstaw słupów $l = 5,00 \text{ m}$

Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,58 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,091 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ]$

$$G_k = 0,513 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,10$$

- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi

- obciążenie śniegiem $[1,080 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55)]$

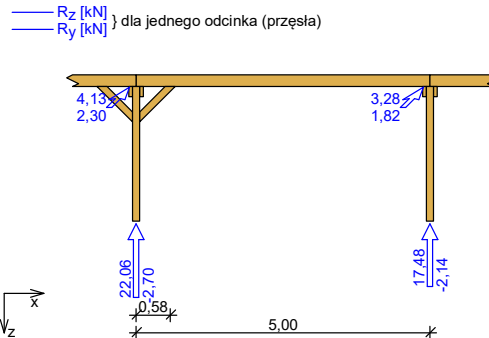
$$S_k = 4,304 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \cos 45,0^\circ]$

$$W_{k,z} = 0,549 \text{ kN/m}; \quad \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \sin 45,0^\circ]$
 $W_{k,y} = 0,549 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \cos 45,0^\circ]$
 $W_{k,z} = -0,988 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \sin 45,0^\circ]$
 $W_{k,y} = -0,988 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$

WYNIKI:



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

Momenty obliczeniowe

$$M_{y,max} = 19,11 \text{ kNm}; \quad M_{z,max} = 2,57 \text{ kNm}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} = 39,68 \text{ MPa}, \quad f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 9,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 2,495 > 1 \quad (!!!)$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 3,117 > 1 \quad (!!!)$$

Ugięcie: decyduje kombinacja B (obc. stałe+ śnieg)

$$u_{fin,z} = 70,72 \text{ mm}; \quad u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$$

$$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 70,72 \text{ mm} > u_{net,fin} = 22,10 \text{ mm} \quad (320,0\%) \quad (!!!)$$

Płatew nie spełnia warunków stanów granicznych i należy ją wymienić na nową.

Zalecana jest płatew o przekroju poprzecznym 15/25 cm – C24 – patrz niżej:

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 15,0 \text{ cm}$. Wysokość $h = 25,0 \text{ cm}$

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Płatew podparta jednostronnie mieczem

Rozstaw słupów $l = 5,00 \text{ m}$

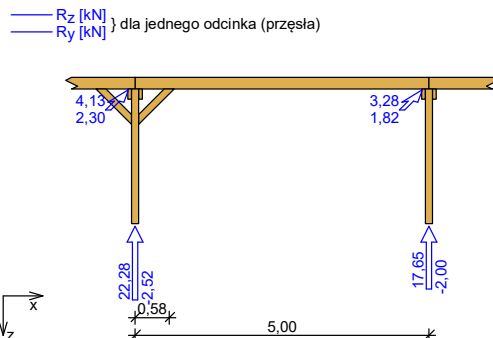
Odległość podparcia płatwi mieczem $a_m = 0,58 \text{ m}$

Obciążenia płatwi:

- obciążenie stałe $[0,091 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ]$
 $G_k = 0,513 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,10$
- uwzględniono dodatkowo ciężar własny płatwi
- obciążenie śniegiem $[1,080 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55)]$
 $S_k = 4,304 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (pionowe) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \cos 45,0^\circ]$
 $W_{k,z} = 0,549 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant I (poziome) $[(0,138 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \sin 45,0^\circ]$
 $W_{k,y} = 0,549 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (pionowe) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \cos 45,0^\circ]$
 $W_{k,z} = -0,988 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$
- obciążenie wiatrem - wariant II (poziome) $[(-0,248 \cdot (0,5 \cdot 4,42 + 0,5 \cdot 3,55) / \cos 45,0^\circ) \cdot \sin 45,0^\circ]$

$W_{k,y} = -0,988 \text{ kN/m}; \gamma_f = 1,50$

WYNIKI:



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

Momenty obliczeniowe

$M_{y,max} = 19,30 \text{ kNm}; M_{z,max} = 2,57 \text{ kNm}$

Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} = 12,35 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 2,75 \text{ MPa}, f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$k_m = 0,7$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,771 < 1$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,966 < 1$

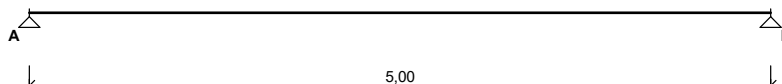
Ugięcie: decyduje kombinacja B (obc. stałe + śnieg)

$u_{fin,z} = 16,05 \text{ mm}; u_{fin,y} = 0,00 \text{ mm}$

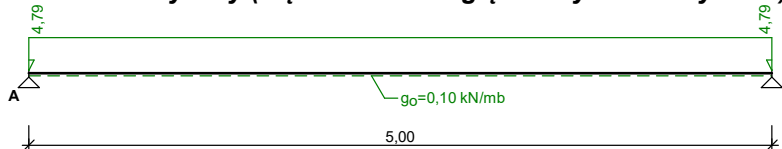
$u_{fin} = (u_{fin,z}^2 + u_{fin,y}^2)^{0,5} = 16,05 \text{ mm} < u_{net,fin} = 22,10 \text{ mm} \quad (72,6\%)$

1.2.5. Płatew kalenicowa 14/22 cm – C24 – część wewnętrzna budynku:

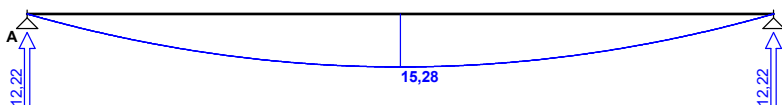
SCHEMAT BELKI



Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Momenty zginające [kNm]:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

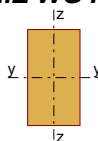
Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwichrzenia:

- brak stężeń bocznych na długości belki
- stosunek $I_y/I_z = 1,00$
- obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki

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

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny 12 / 22 cm

$W_y = 968 \text{ cm}^3$, $J_y = 10648 \text{ cm}^4$, $m = 9,24 \text{ kg/m}$
 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 $x = 2,50 \text{ m}$
 Moment maksymalny $M_{max} = 15,28 \text{ kNm}$
 $\sigma_{m,y,d} = 15,79 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$
 Warunek nośności:

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 1,43 > 1$ **(!!!)**

Warunek stateczności:

$k_{crit} = 1,000$

$\sigma_{m,y,d} = 15,79 \text{ MPa} > k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$ (142,5%) **(!!!)**

Ścinanie Przekrój $x = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{max} = 12,22 \text{ kN}$
 $\tau_d = 0,69 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa}$ (60,2%)

Docisk na podporze Reakcja podporowa $R_B = 12,22 \text{ kN}$
 $a_p = 10,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$

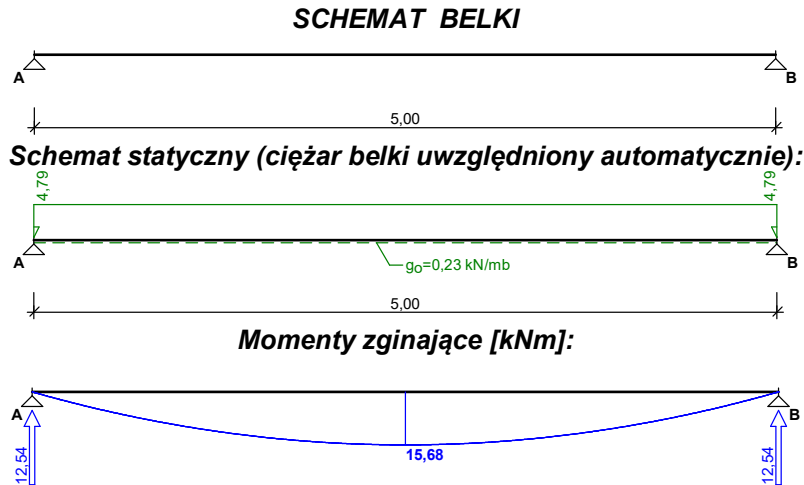
$\sigma_{c,90,y,d} = 1,02 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa}$ (88,3%)

Stan graniczny użyteczności Przekrój $x = 2,50 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $u_{fin} = 45,51 \text{ mm}$
 Ugięcie graniczne $u_{net,fin} = l_o / 300 = 5000 / 300 = 16,67 \text{ mm}$
 $u_{fin} = 45,51 \text{ mm} > u_{net,fin} = 16,67 \text{ mm}$ (273,0%) **(!!!)**

Platew kalenicowa nie spełnia warunków stanów granicznych i należy ją wymienić na nową.

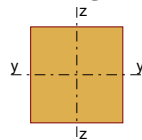
Zalecana jest platew kalenicowa o przekroju poprzecznym 24/25 cm – C24 – patrz niżej:



ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

- Klasa użytkowania konstrukcji - 2
- Parametry analizy zwiczenia:
 - brak stężeń bocznych na długości belki
 - stosunek $l_o/l = 1,00$
 - obciążenie przyłożone na pasie ściskanym (górnym) belki
- Ugięcie graniczne przęsła $u_{net,fin} = l_o / 300$

WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **24 / 25 cm**

$W_y = 2500 \text{ cm}^3$, $J_y = 31250 \text{ cm}^4$, $m = 21,0 \text{ kg/m}$
 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 $x = 2,50 \text{ m}$
 Moment maksymalny $M_{\max} = 15,68 \text{ kNm}$
 $\sigma_{m,y,d} = 6,27 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$
 Warunek nośności:
 $\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,57 < 1$
 Warunek stateczności:
 $k_{\text{crit}} = 1,000$
 $\sigma_{m,y,d} = 6,27 \text{ MPa} < k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa} \quad (56,6\%)$

Ścinanie Przekrój $x = 5,00 \text{ m}$
 Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = -12,54 \text{ kN}$
 $\tau_d = 0,31 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (27,2\%)$

Docisk na podporze Reakcja podporowa $R_B = 12,54 \text{ kN}$
 $a_p = 10,0 \text{ cm}$, $k_{c,90} = 1,00$
 $\sigma_{c,90,y,d} = 0,52 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa} \quad (45,3\%)$

Stan graniczny użyteczności Przekrój $x = 2,50 \text{ m}$
 Ugięcie maksymalne $u_{\text{fin}} = 16,00 \text{ mm}$
 Ugięcie graniczne $u_{\text{net,fin}} = l_o / 300 = 5000 / 300 = 16,67 \text{ mm}$
 $u_{\text{fin}} = 16,00 \text{ mm} < u_{\text{net,fin}} = 16,67 \text{ mm} \quad (96,0\%)$

1.2.6. Kleszcze 2x3/8 cm – C24 obie strony

Ze względów konstrukcyjnych kleszcze należy wymienić na elementy dwugłęziowe - 2x3,8/20 cm – C24 z przewiązkami co 70,0 cm

Praktycznie wszystkie płatwie więzby płatwiowo – kleszczowej nie spełniają wymogów stanów granicznych. Napawa, wzmacnianie oraz częściowa wymiana jest ze względów ekonomicznych nieopłacalna. Należy wykonać nowy projekt więzby dachowej i dokonać jej całkowitej wymiany.

2.0. Stropy:

Poniżej poddano ocenie sprawności technicznej strop DMS nad parterem budynku koszar. Na tym etapie odstąpiono od wykonania badań niszczących. Po przeprowadzonych oględzinach stwierdzono, że strop DMS znajduje się w zadawalającym stanie sprawności technicznej i może być nadal użytkowany. Strop spełnia wszystkie wymogi stanów granicznych i jest możliwe jego obciążenie podane w poniższych obliczeniach.

Tablica 2.1. Obciążenie zmienne - użytkowe stropu DMS:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrania i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,50	3,90
	Σ :	3,00	1,30	--	3,90

Tablica 2.2. Ciężar własny stropu DMS:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Belki stropowe - 0,018 x 24,0 [0,430kN/m ²]	0,43	1,10	--	0,47
2.	Pustaki betonowe - 0,048x23,00 [1,100kN/m ²]	1,10	1,10	--	1,21
3.	Beton pachwinowy - 0,0214x23,00 [0,490kN/m ²]	0,49	1,30	--	0,64
	Σ :	2,02	1,15	--	2,32

Tablica 2.3. Stałe obciążenie dodane na strop (bez ciężaru własnego) – warstwy przystropowe:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,440kN/m ²]	0,44	1,30	--	0,57

2.	Warstwa cementowa grub. 4 cm [21,0kN/m ³ ·0,04m] - jastrych cementowy	0,84	1,30	--	1,09
3.	Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, pojedynczo [0,050kN/m ²]	0,05	1,30	--	0,07
4.	Warstwa cementowa grub. 2 cm [21,0kN/m ³ ·0,02m] - warstwa wyrównawcza	0,42	1,30	--	0,55
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m ³ ·0,015m] - tynk na spodzie	0,29	1,30	--	0,38
	Σ:	2,04	1,30	--	2,65

Tablica 2.4. Ciężar całkowity wraz z ciężarem stropu:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,50	3,90
2.	Warstwy przystropowe [2,040kN/m ²]	2,04	1,30	--	2,65
3.	Ciężar własny stropu [2,020kN/m ²]	2,02	1,50	--	3,03
	Σ:	7,06	1,36	--	9,58

Tablica 2.5. Całkowite możliwe obciążenie dodane na strop (z obciążeniem użytkowym):

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,50	3,90
2.	Warstwy przystropowe [2,040kN/m ²]	2,04	1,30	--	2,65
	Σ:	5,04	1,30	--	6,55

Lekkie ścianki działowe o wysokości nie przekraczającej – $h = 2,65$ m oraz o charakterystycznym ciężarze własnym w stanie wykończeniowym nie przekraczającym wartości – $g_k = 1,5$ kN/m² mogą być posadowione bezpośrednio na stropie bez konieczności wykonywania dodatkowych żeber podpierających.

3.0. Klatki schodowe:

Poniżej poddano ocenie sprawności technicznej elementy konstrukcyjne klatki schodowej – ustrój płytowy na belkach spocznikowych. Na tym etapie odstąpiono od wykonania badań niszczących. Po przeprowadzonych oględzinach stwierdzono, że wszystkie elementy konstrukcyjne klatki schodowej znajdują się w zadowalającym stanie sprawności technicznej i schody wewnętrzne mogą być nadal użytkowane bez konieczności wykonywania wzmocnień oraz napraw. Klatka schodowa w całości spełnia wszystkie wymogi warunków techniczno – budowlanych oraz stanów granicznych i jest możliwe jego obciążenie podane w poniższych obliczeniach.

Tablica 3.1. Obciążenie zmienne - użytkowe klatki schodowej:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (muzea, świątynie, koszary.) [5,0kN/m ²]	5,00	1,30	0,35	6,50
	Σ:	5,00	1,30	--	6,50

Tablica 3.2. Stałe obciążenie dodane na schody (bez ciężaru własnego):

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Wykładzina górna (obłogowanie) [1,050kN/m ²]	1,05	1,30	--	1,37
2.	Tynk na spodzie biegu [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
	Σ:	1,37	1,30	--	1,78

Tablica 3.3. Całkowite możliwe obciążenie dodane na schody:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char.	γ_f	k_d	Obc. obl.
-----	-----------------	------------	------------	-------	-----------

		kN/m ²			kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (muzea, świątynie, koszary.) [5,0kN/m ²]	5,00	1,30	0,35	6,50
2.	Stałe obciążenie dodane ponad ciężar własny biegu [1,370kN/m ²]	1,37	1,30	--	1,78
	Σ:	6,37	1,30	--	8,28

4.0. Ściany konstrukcyjne zewnętrzne:

Poniżej zamieszczono obliczenia dotyczące zewnętrznych ścian konstrukcyjnych oraz ciężar wieńców żelbetowych podpierających stropy DMS. Ściany murowane z cegły kratówki o grubości 1 ½ cegły kl. 10 na zwykłej zaprawie cementowo – wapienne kl. 5. Ściany w szczycie budynku w konstrukcyjnym układzie poprzecznym a w pozostałej jego części w układzie podłużnym

Tablica 4.1.. Ciężar ścian zewnętrznych:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 4 cm [19,0kN/m ³ ·0,04m] - obustronna wyprawa	0,76	1,30	--	0,99
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, kratówka) grub. 38 cm [13,500kN/m ³ ·0,38m]	5,13	1,30	--	6,67
	Σ:	5,89	1,30	--	7,66

Tablica 4.2. . Wieńce ścian konstrukcyjnych zewnętrznych:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, niezagęszczony grub. 30 cm i szer.30 cm [24,0kN/m ³ ·0,30m·0,30m] - konstrukcja	2,16	1,30	--	2,81
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 4 cm i szer.30 cm [19,0kN/m ³ ·0,04m·0,30m] - obustronna wyprawa	0,23	1,30	--	0,30
	Σ:	2,39	1,30	--	3,11

Poniżej sprawdzono nośność zewnętrznej ściany szczytowej w poziomie parteru:

DANE:

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna kratówka kl.10

- element ceramiczny grupy 2

- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 10,0$ MPa

- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M5, przepisana → $f_m = 5,0$ MPa

→ Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 3,25$ MPa

Geometria:

- Ściana zewnętrzna

Grubość ściany $t = 38,0$ cm

Szerokość ściany $b = 100,0$ cm

Wysokość ściany $h = 310,0$ cm

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy

- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 29,92$ kN

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N_{sl,d} = 28,74$ kN

Ciężar objętościowy muru $\rho = 13,5$ kN/m³; $\gamma_f = 1,10$

→ ciężar własny ściany $G_s = 17,49$ kN

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,567$ kN/m

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,567$ kN/m

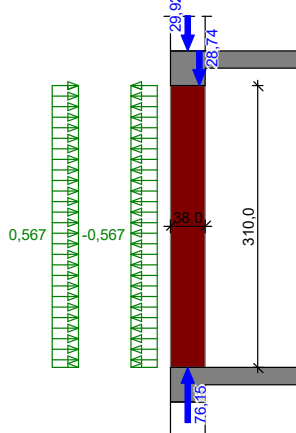
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

→ Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru $\gamma_m = 2,2$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,619 \quad A = 0,38 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,48 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 58,66 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 347,55 \text{ kN} \quad (16,9\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,658 \quad A = 0,38 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,48 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 67,41 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 369,22 \text{ kN} \quad (18,3\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,946 \quad A = 0,38 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,48 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 76,15 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 530,67 \text{ kN} \quad (14,4\%)$$

Wyniki obliczeń sprawdzających potwierdzają że nośność ściany spełnia wszystkie warunki stanów granicznych i wykorzystana jest maksymalnie około 19%. Opierając się na tych danych w ekspertyzie założono, że konstrukcyjne ściany zewnętrzne znajdują się w zadawalającym stanie sprawności technicznej.

5.0. Ściany konstrukcyjne wewnętrzne:

Poniżej zamieszczono obliczenia dotyczące wewnętrznych ścian konstrukcyjnych oraz ciężar wieńców żelbetonowych podpierających stropy DMS. Ściany murowane z cegły pełnej o grubości 1 cegły kl.7,5 na zwykłej zaprawie cementowo – wapiennej kl. 5. Ściany w pomieszczeniach w szczycie budynku o konstrukcyjnym układzie poprzecznym a w pozostałej jego części w układzie podłużnym

Tablica 5.1.. Ciężar ścian wewnętrznych:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm [19,0kN/m ³ ·0,03m]	0,57	1,30	--	0,74
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, pełna) grub. 25 cm [18,000kN/m ³ ·0,25m]	4,50	1,30	--	5,85
	Σ :	5,07	1,30	--	6,59

Tablica 5.2. . Wieńce ścian konstrukcyjnych wewnętrznych:

Lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, zbrojony, niezagęszczony grub. 30 cm i szer.25 cm [24,0kN/m ³ ·0,30m·0,25m] - konstrukcja	1,80	1,30	--	2,34
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer.25 cm [19,0kN/m ³ ·0,03m·0,25m] - obustronna wyprawa	0,14	1,30	--	0,18
	Σ :	1,94	1,30	--	2,52

Poniżej sprawdzono nośność wewnętrznej ścian w poziomie parteru:

DANE:

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna pełna kl. 7.5

- element ceramiczny grupy 1
- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie $f_b = 7,50 \text{ MPa}$
- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M5, przepisana $\rightarrow f_m = 5,0 \text{ MPa}$

\rightarrow Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie $f_k = 2,99 \text{ MPa}$

Geometria:

- Ściana wewnętrzna

Grubość ściany $t = 25,0 \text{ cm}$

Szerokość ściany $b = 100,0 \text{ cm}$

Wysokość ściany $h = 310,0 \text{ cm}$

Podparcie ściany:

- ściana podparta u góry i u dołu

Usztywnienie przestrzenne:

- konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy
- stropy z betonu z wieńcami żelbetowymi

Obciążenia:

Obciążenie z wyższych kondygnacji $N_{0d} = 32,62 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N^{(P)}_{sl,d} = 28,74 \text{ kN}$

Obciążenie obliczeniowe ze stropu $N^{(L)}_{sl,d} = 11,98 \text{ kN}$

Ciężar objętościowy muru $\rho = 18,0 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,10$

\rightarrow ciężar własny ściany $G_s = 15,35 \text{ kN}$

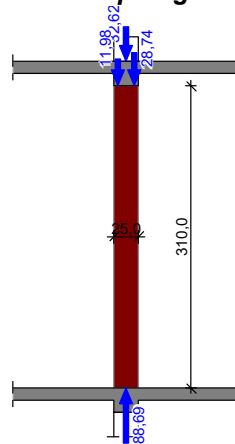
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: B

\rightarrow Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru $\gamma_m = 2,2$

WYNIKI - ŚCIANA OBCIĄŻONA PIONOWO - model przegubowy (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:

$$\Phi_1 = 0,765 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,21 \text{ MPa}$$

$$N_{1d} = 73,34 \text{ kN} < N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 230,97 \text{ kN} \quad (31,8\%)$$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$$\Phi_m = 0,679 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,21 \text{ MPa}$$

$$N_{md} = 81,01 \text{ kN} < N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 205,00 \text{ kN} \quad (39,5\%)$$

Warunek nośności nad stropem:

$$\Phi_2 = 0,917 \quad A = 0,25 \text{ m}^2, \quad f_d = 1,21 \text{ MPa}$$

$$N_{2d} = 88,69 \text{ kN} < N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 276,91 \text{ kN} \quad (32,0\%)$$

Wyniki obliczeń sprawdzających potwierdzają że nośność ściany spełnia wszystkie warunki stanów granicznych i wykorzystana jest maksymalnie około 40%. Opierając się na tych danych w ekspertyzie założono, że konstrukcyjne ściany zewnętrzne znajdują się w zadawalającym stanie sprawności technicznej.

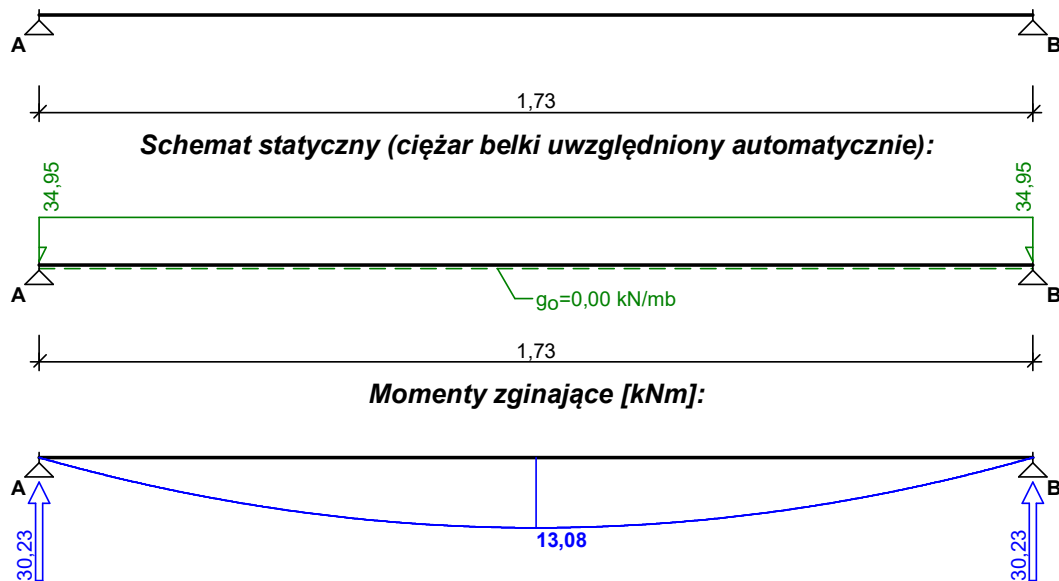
6.0. Nadproża:

Nadproża znajdują się w zadawalającym stanie sprawności technicznej. Poniżej wyliczono maksymalny moment przęsłowy przenoszony przez nadproże nad oknem w poziomie parteru o rozpiętości – $L = 1,65$ m.

Tablica 6.1. Obciążenie na nadproże okienne:

lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Oddziaływanie ściany nad otworem [7,660kN/m]	7,66	1,30	--	9,96
2.	Oddziaływanie stropu nad parterem [14,120kN/m]	14,12	1,36	--	19,20
3.	Oddziaływanie wieńca żelbetowego [2,390kN/m]	2,39	1,30	--	3,11
4.	Ciężar własny nadproża [1,630kN/m]	1,63	1,30	--	2,12
	Σ :	25,80	1,33	--	34,39

SCHEMAT BELKI



Maksymalny charakterystyczny moment przęsłowy przenoszony przez nadproże okienne w poziomie parteru wynosi – $M_k = 9,83$ kN/m co przekłada się na maksymalny moment obliczeniowy – $M_d = 13,08$ kN/m.

7.0. Fundamenty:

Poniżej wyliczono obciążenia przekazywane na grunty przez ławy fundamentowe pod poszczególnymi ścianami fundamentowymi budynku.

Tablica 7.1. ławy pod ścianami szczytowymi:

lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Oddziaływanie ścian nadziemia [29,450kN/m]	29,45	1,30	--	38,29
2.	Oddziaływanie wieńca żelbetowego [4,780kN/m]	4,78	1,30	--	6,21
3.	Oddziaływanie stropu parteru [21,180kN/m]	21,18	1,36	--	28,80
4.	Oddziaływanie ścian fundamentowej [6,050kN/m]	6,05	1,30	--	7,87
5.	Od ciężaru własnego ławy [5,760kN/m]	5,76	1,30	--	7,49
	Σ :	67,22	1,32	--	88,66

Tablica 7.2. ławy pod ścianami zewnętrznymi podłużnymi - tył budynku:

lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Oddziaływanie ścian nadziemia [23,560kN/m]	23,56	1,30	--	30,63
2.	Oddziaływanie wieńca żelbetowego [4,780kN/m]	4,78	1,30	--	6,21
3.	Oddziaływanie stropu parteru [21,180kN/m]	21,18	1,36	--	28,80
4.	Oddziaływanie ścian fundamentowej [6,050kN/m]	6,05	1,30	--	7,87

5.	Oddziaływanie więźby dachowej [1,660kN/m]	1,66	1,35	--	2,24
6.	Od ciężaru własnego ławy [5,760kN/m]	5,76	1,30	--	7,49
	Σ:	62,99	1,32	--	83,24

Tablica 7.3. ławy pod ścianami wewnętrznymi podłużnymi :

lp.	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Oddziaływanie ścian nadziemia [31,940kN/m]	31,94	1,30	--	41,52
2.	Oddziaływanie wieńca żelbetowego [5,820kN/m]	5,82	1,30	--	7,57
3.	Oddziaływanie stropów [39,180kN/m]	39,18	1,36	--	53,28
4.	Oddziaływanie ścian fundamentowej [6,050kN/m]	6,05	1,30	--	7,87
5.	Od ciężaru własnego ławy [5,760kN/m]	5,76	1,30	--	7,49
	Σ:	88,75	1,33	--	117,73

Poniżej podano obliczenia sprawdzające dla ławy pod ścianami szczytowymi:

GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu : Typ: **ława prostokątna**

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

$B_s = 0,48 \text{ m}$ $e_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

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

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_s^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M_0 [kPa]	M [kPa]
1	Piaski drobne	1,00	nie	1,65	0,90	1,10	26,93	0,00	51257	64072

OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

N	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	całkowite	88,66	0,00	0,00	0,00	0,00

DANE MATERIAŁOWE

Zasypka:

Ciężar objętościowy: $20,0 \text{ kN/m}^3$

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

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C12/15 (B15)** $\rightarrow f_{cd} = 8,00 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 0,73 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 27,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy $\rho = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16 \text{ mm}$

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

Zbrojenie:

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

Średnica prętów wzdłuż boku B $\phi_B = 12 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów $\phi_L = 20,0 \text{ cm}$

Otulenie:

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

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach $c_{nom,b} = 25 \text{ mm}$

ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$

- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$

- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

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 $Q_{fN} = 193,9$ kN/mb

$N_r = 97,3$ kN/mb < $m \cdot Q_{fN} = 0,81 \cdot 193,9$ kN/mb = 157,1 kN/mb (61,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome: Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fT} = 47,8$ kN/mb

$T_r = 0,0$ kN/mb < $m \cdot Q_{fT} = 0,72 \cdot 47,8$ kN/mb = 34,4 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót: Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający $M_{oB,2} = 0,00$ kNm/mb, moment utrzymujący $M_{uB,2} = 28,67$ kNm/mb

$M_o = 0,00$ kNm/mb < $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 28,7$ kNm/mb = 20,6 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie: Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,20$ cm, wtórne $s'' = 0,03$ cm, całkowite $s = 0,24$ cm

$s = 0,24$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (23,6%)

OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Grunt pod ławą jest wykorzystany zaledwie w około 62% co pozwala na stwierdzenie, że fundamenty znajdują się w zadawalającym stanie sprawności technicznej.-

(Zakończono na poz.7.0. , str. nr – 32, wg integralnej numeracji – patrz nagłówek, środek strony.)

Białystok, dn.: 14 grudnia 2019 r.

OPRACOWALI:

.....

.....