

ZAŁĄCZNIK NR 1
(do ekspertyzy budynku nr 4.)

**Podstawowe wyniki obliczeń konstrukcyjnych do ekspertyzy budynku nr 4
zlokalizowanego na działce nr ewid. Gruntów – 17, obręb 42 użytkowanego jako
bud. biurowo - sztabowy**

Poniżej zamieszczono wszystkie wyniki podstawowych obliczeń sprawdzających wykonanych w formie załącznika do ekspertyzy budowlanej budynku Nr 4. Na podstawie tych obliczeń określono stan sprawności technicznej poszczególnych elementów konstrukcyjnych budynku oraz całego obiektu użytkowanego jako koszary. Szczegóły – patrz niżej.

1.0. Więźba dachowa – tarcica iglasta C24:

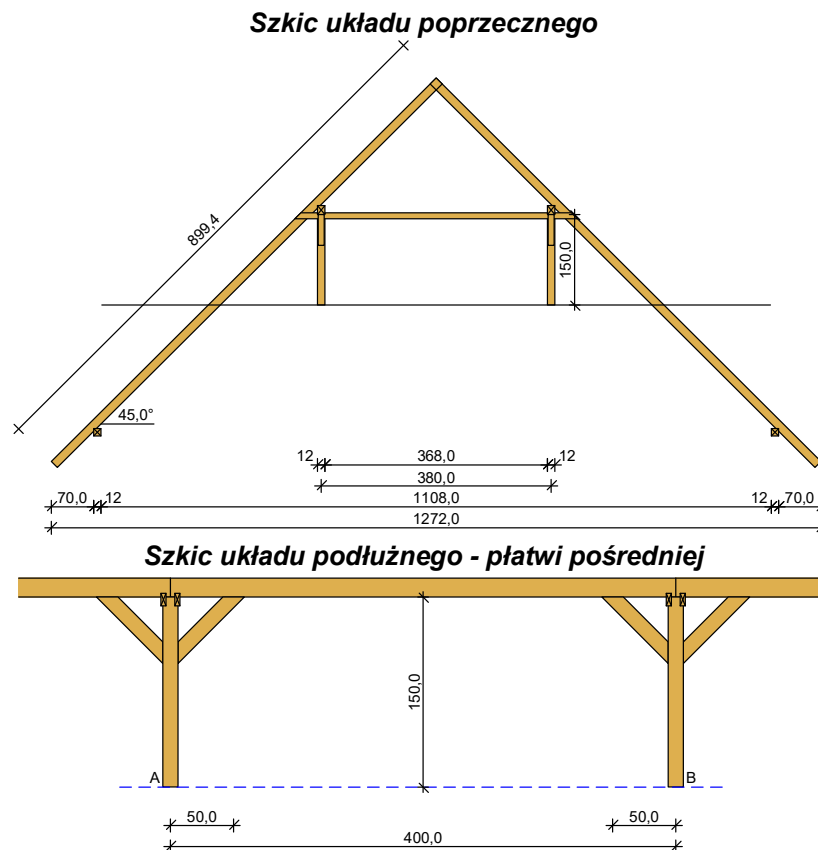
Konstrukcja więźby z tarcicy iglastej klasy wytrzymałościowej ocenionej na C24. Ocenie poddano najbardziej wysilone elementy konstrukcyjne więźby. Otrzymane wyniki uogólniono na pozostałe odcinki więźby dachowej. Rozpiętość wiązarów w osiach konstrukcyjnych murłat wynosi około – $L \approx 11,20$ m a kąt pochylenia połaci oceniono na około – $\alpha \approx 45^\circ$.

1.1. Wiązar płatwiowo – kleszczowy o rozp. w osiach. – $L = 11,20$ m

DANE

Dane materiałowe:

- krokiew 7/14cm (zacios 3 cm) z drewna C24;
- płatw 12/15 cm z drewna C24;
- słup 12/12 cm z drewna C24;
- kleszcze 2x 4/10 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 7 cm z drewna C24;
- murłata 12/12 cm z drewna C24.



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$

Rozpiętość więzara $l = 12,72 \text{ m}$

Rozstaw podpór w świetle murłat $l_s = 11,08 \text{ m}$

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,80 \text{ m}$

Rozstaw krokwi $a = 1,07 \text{ m}$

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatew pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 4,00 \text{ m}$

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,50 \text{ m}$

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,50 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 1,50 \text{ m}$

Rozstaw podpór poziomych murłaty $l_{mo} = 2,50 \text{ m}$

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,150 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,180 \text{ kN/m}^2$

- uwzględniono ciężar własny więzara

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

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,540 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 0,810 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,360 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 0,540 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0 \text{ m}$):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,257 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = 0,385 \text{ kN/m}^2$

- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$

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

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi

- współczynniki długości wybočeníowej słupa:

w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie

w płaszczyźnie więzara $\mu_y = 1,00$

WYNIKI

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 7/14 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 129,5 < 150$; $\lambda_z = 258,9 > 150$ **(!!!)**

Maksymalne siły i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr (podatność)

$M_y = 2,06 \text{ kNm}$, $N = 3,33 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 8,99 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,34 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,191$, $k_{c,z} = 0,050$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,746 < 1$

$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,137 > 1$ **(!!!)**

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$M_y = -2,30 \text{ kNm}$, $N = 1,67 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 16,31 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,22 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 1,104 > 1$ **(!!!)**

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K14** stałe-min (podatność)+wiatr (podatność)

$u_{fin} = 25,31 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7920 / 200 = 39,60 \text{ mm}$ (63,9%)

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K14** stałe-min (podatność)+wiatr (podatność)

$u_{fin} = 14,12 \text{ mm} > u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1075 / 200 = 10,75 \text{ mm}$ (131,4%) **(!!!)**

Płatew 12/15 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 24,7 < 150; \lambda_z = 30,9 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 5,25 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,08 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi

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

$$M_y = 5,91 \text{ kNm}, \quad M_z = 1,94 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 13,13 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 5,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 1,144 > 1 \quad (!!!)$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,987 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 11,64 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 15,00 \text{ mm} \quad (77,6\%)$$

Słup 12/12 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 67,8 < 150; \lambda_z = 43,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 21,00 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,605, \quad k_{c,z} = 0,915$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,187 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,123 < 1$$

Kleszcze 2x 4/10 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 131,6 < 150$$

$$\lambda_z = 329,1 > 150 \quad (!!!)$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 1,19 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 17,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,862 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 33,01 \text{ mm} > u_{net,fin} = l / 200 = 3800 / 200 = 19,00 \text{ mm} \quad (173,7\%) \quad (!!!)$$

Murłata 12/12 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 3,82 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 2,45 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,24 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+wiatr

$$M_z = 1,64 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 5,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,342 < 1$$

Zarówno pokrycie z płyt cementowo – azbestowych falistych oraz krokwie, klaszcze i płatwie nie spełniają warunków stanów granicznych. W celu poprawy stanu należy:

- wymienić pokrycie z eternitu na pokrycie ze stalowej ocynkowanej blachy trapezowej ;o ciężarze nie większym niż 4,0 kg/m² ;

- **krokwie** - wykonać stężenia wiatrowe o przekroju poprzecznym 3,8/16 cm – C24, dzielące dolny odcinek krokwi pomiędzy stropem a płatwią na połowę oraz stężenie wiatrowe dzielące górny odcinek krokwi na dwie części, ponad to wykonać obustronne nakładki z desek o przekroju 2,5/14 cm – C24 bite na gwoździe budowlane do policzków każdej krokwi;
- **kleszcze** – wykonać nowe kleszcze o przekroju jak niżej oraz przewiązki pomiędzy kleszczami (przekrój 2x3,8/14 cm – C24 – cztery przewiązki co 0,76 cm);
- **platew** - wykonać nowe miecze o rozstawie zwiększonym do 0,8 m licząc od osi słupka w obie strony (prowadzone pod kątem 45°).

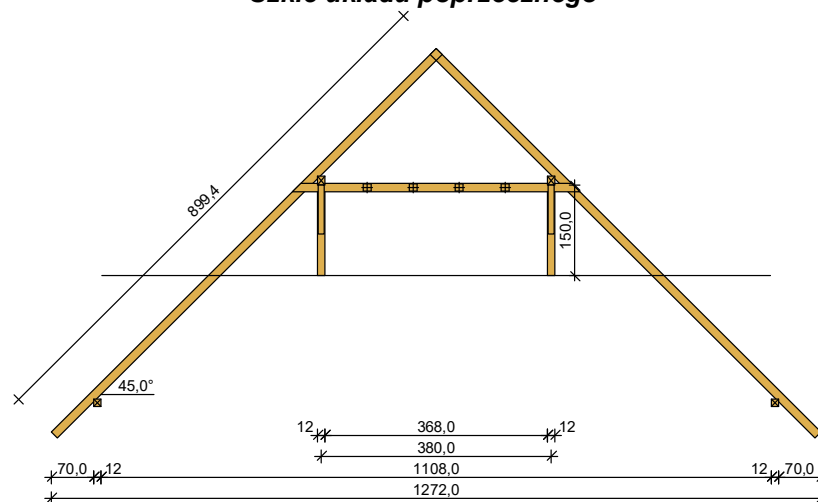
Poniżej zamieszczono obliczenia po wykonaniu powyższych prac remontowych wiązarów płatwiowo - kleszczowych:

DANE

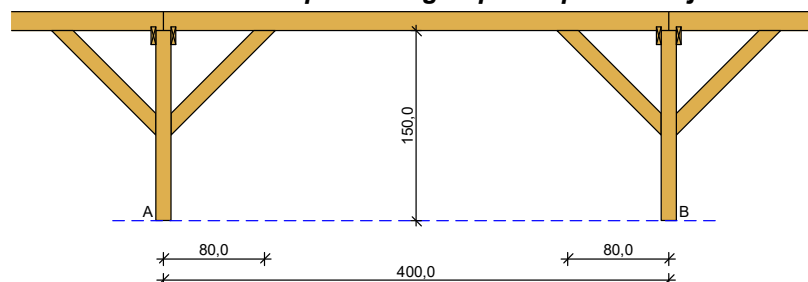
Dane materiałowe:

- **krokiew** 12/14cm (zacios 3 cm) z drewna C24(po wykonaniu obustronnych nakładek);
- **platew** 12/15 cm z drewna C24 (podeprzeć mieczami po 0,8 m od osi słupka);
- **słup** 12/12 cm z drewna C24 (bez zmian);
- **kleszcze** 2x 3,8/14 cm (zacios 3 cm) z przewiązkami co 76 cm z drewna C24(nowe);
- **murlata** 12/12 cm z drewna C24 (bez zmian).

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$

Rozpiętość wiązara $l = 12,72$ m

Rozstaw podpór w świetle murlat $l_s = 11,08$ m

Rozstaw osiowy płatwi $l_{gx} = 3,80 \text{ m}$

Rozstaw krokwi $a = 1,07 \text{ m}$

Odległość między usztywnieniami bocznymi krokwi $= 2,15 \text{ m}$

Płatew pośrednia o długości osiowej między słupami $l = 4,00 \text{ m}$

- lewy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mL} = 0,80 \text{ m}$

- prawy koniec płatwi oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczami $a_{mP} = 0,80 \text{ m}$

Wysokość całkowita słupów pod płatew pośrednią $h_s = 1,50 \text{ m}$

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 2,50 \text{ m}$

Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu : $g_k = 0,150 \text{ kN/m}^2$, $g_o = 0,180 \text{ kN/m}^2$

- 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 $s_{kl} = 0,540 \text{ kN/m}^2$, $s_{ol} = 0,810 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,360 \text{ kN/m}^2$, $s_{op} = 0,540 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrawale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0 \text{ m}$):

- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,257 \text{ kN/m}^2$, $p_{ol} = 0,385 \text{ kN/m}^2$

- na stronie zawietrznej $p_{kp} = -0,216 \text{ kN/m}^2$, $p_{op} = -0,324 \text{ kN/m}^2$

- ocieplenie dolnego odcinka krokwi $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$, $g_{ok} = 0,000 \text{ kN/m}^2$

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

Założenia obliczeniowe – patrz poprzednie obliczenia.

WYNIKI

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

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

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

Krokiew 12/14 cm (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$\lambda_y = 129,5 < 150$; $\lambda_z = 62,1 < 150$

Maksymalne sily i naprężenia w prześle

decyduje kombinacja: **K10** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr (podatność)

$M_y = 2,16 \text{ kNm}$, $N = 3,35 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 5,52 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,20 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,191$, $k_{c,z} = 0,685$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,455 < 1$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,396 < 1$

Maksymalne sily i naprężenia na podporze (płatwi)

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

$M_y = -2,35 \text{ kNm}$, $N = 1,74 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 9,71 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,13 \text{ MPa}$

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,658 < 1$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a kalenicą)

decyduje kombinacja: **K14** stałe-min (podatność)+wiatr (podatność)

$u_{fin} = 17,43 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 7920 / 200 = 39,60 \text{ mm}$ (44,0%)

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K14** stałe-min (podatność)+wiatr (podatność)

$u_{fin} = 9,55 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1075 / 200 = 10,75 \text{ mm}$ (88,9%)

Płatew 12/15 cm

Smukłość

$\lambda_y = 24,7 < 150$; $\lambda_z = 30,9 < 150$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 5,39 \text{ kN/m}$ $q_{y,max} = 1,08 \text{ kN/m}$

Maksymalne sily i naprężenia w płatwi

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr-parcie+0,90·śnieg

$M_y = 3,74 \text{ kNm}$, $M_z = 2,15 \text{ kNm}$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 8,32 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 5,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,753 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,711 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K7** stałe-min+ wiatr-parcie

$$u_{fin} = 10,59 \text{ mm} < u_{net,fin} = l/200 = 19,39 \text{ mm} \quad (54,6\%)$$

Słup 12/12 cm

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 56,6 < 150; \lambda_z = 43,3 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

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

$$M_y = 0,00 \text{ kNm}, \quad N = 21,57 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 0,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,764, \quad k_{c,z} = 0,915$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,152 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,127 < 1$$

Kleszcze 2x 3,8/14 cm o prześwicie gałęzi 12 cm, z przewiązkami co 76 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 94,0 < 150$$

$$\lambda_z = 146,5 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_y = 1,21 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,241 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

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

$$u_{fin} = 6,91 \text{ mm} < u_{net,fin} = l/200 = 3800/200 = 19,00 \text{ mm} \quad (36,4\%)$$

Murlata 12/12 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 3,92 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 2,45 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,min} = -0,17 \text{ kN/m (odrywanie)}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+ wiatr

$$M_z = 1,64 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_{m,z,d} = 5,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,342 < 1$$

UWAGA: wszystkie elementy drewniane więźby należy zaimpregnować.

2.0. Stropy:

Poniżej poddano ocenie sprawności technicznej strop DMS nad parterem budynku nr - 4. 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 (audytorium, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe,	3,00	1,30	0,50	3,90

	pomieszczenia koszar.) [3,0kN/m ²]					
		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 x24,0 [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 (audytorium, 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 (audytorium, 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 posadzone bezpośrednio na stropie bez konieczności wykonywania dodatkowych żeber podpierających.

3.0. Klatka schodowa i schody zewnętrzne:

Poniżej poddano ocenie sprawności technicznej elementy konstrukcyjne klatki schodowej – ustrój płytowym 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 technicznych – 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. 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
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

Schody zewnętrzne znajdują się w złym stanie sprawności technicznej i należy je wyburzyć i wykonać nowe spełniające wymogi warunków techniczno – budowlanych.

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 ścian 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 $\rightarrow f_m = 5,0$ MPa

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

Geometria:

- Ściana zewnętrzna

Grubość ściany $t = 38,0 \text{ cm}$
 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 $N_{0,d} = 29,92 \text{ kN}$

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

Ciężar objętościowy muru $\rho = 13,5 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_f = 1,10$

→ ciężar własny ściany $G_s = 17,49 \text{ kN}$

Obciążenie poziome od ssania wiatru $w_d = -0,567 \text{ kN/m}$

Obciążenie poziome od parcia wiatru $w_d = 0,567 \text{ kN/m}$

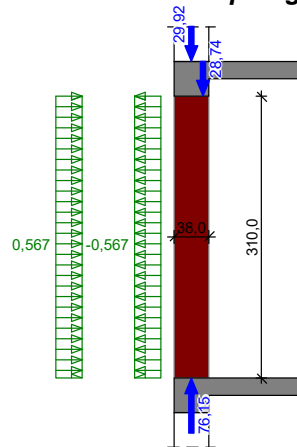
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

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. Problem stanowią ślady korozji biologicznej typowe dla przemarzania ścian.

5.0. Ściany konstrukcyjne wewnętrzne:

Poniżej zamieszczono obliczenia dotyczące wewnętrznych ścian konstrukcyjnych oraz ciężar wieńców żelbetowych podpierających stropy DMS. Ściany murowane z cegły pełnej o grubości 1 cegły kl.7,5 na zwykłej zaprawie cementowo – wapiennej kl. 5. Ściany w całym budynku o konstrukcyjnym 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 ściany 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 $h = 305,0 \text{ cm}$

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 $N_{0g} = 32,62 \text{ kN}$

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

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

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

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

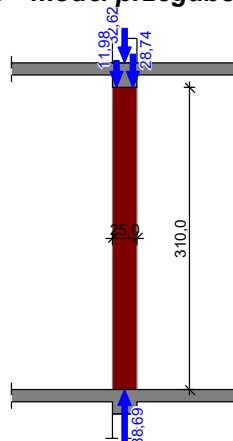
ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:

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. Problem stanowią ślady korozji biologicznej typowe dla przemarzania ścian.

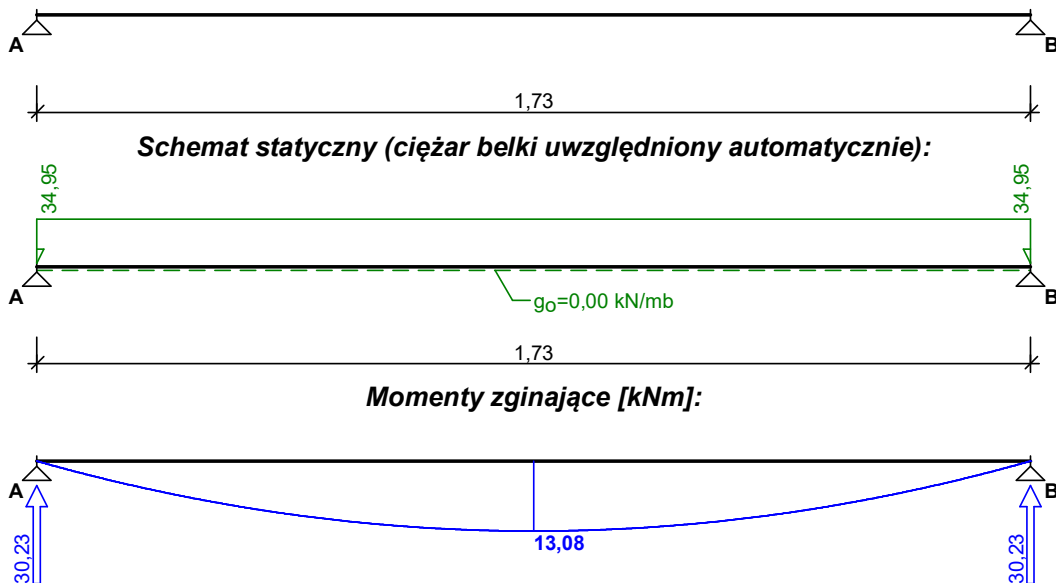
6.0. Nadproża:

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.	Ciążar 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 – $M_k = 9,83 \text{ kN/m}$ co przekłada się na maksymalny moment obliczeniowy – $M_d = 13,08 \text{ kN/m}$.

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

$B_s = 0,48 m e_B = 0,00 m$

Posadowienie fundamentu:

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

Brak wody gruntowej w zasypce

OPIS PODŁOŻA

Zestawienie warstw podłoża

N	nazwa gruntu	h [m]	nawodn iona	$\rho_s^{(n)}$ [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

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

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

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

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

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

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

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

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

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

Osiadanie: Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,20 \text{ cm}$, wtórne $s'' = 0,03 \text{ cm}$, całkowite $s = 0,24 \text{ cm}$

$s = 0,24 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$ (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 – 22, wg integralnej numeracji – patrz nagłówek, środek strony.)

Białystok, dn.: 14 grudnia 2019 r.

OPRACOWALI:

.....

.....