

PROJEKT BUDOWLANY

Temat: REMONT, PRZEBUDOWA I ZMIANA SPOSOBU UŻYTKOWANIA
BUDYNKU NR 31 NA SIEDZIBĘ TEATRU DZ. 1/31, OBR. 70 PODGÓRZE
W KRAKOWIE

Faza: PROJEKT BUDOWLANY

Branża: Konstrukcja

Adres inwestycji:

ul. Józefa Babińskiego 29

30-393 Kraków

Budynek nr 31

Inwestor: Małopolskie Parki Przemysłowe Sp. z o.o.

ul. Józefa Babińskiego 29/24/2A

30-393 Kraków

Projektował: mgr inż. Daniel Kędzior
upr. nr MAP/0335/PWOK/10

Sprawdził: inż. Jan Kowalski
upr. nr GP.IV-63/377/76

Kraków, czerwiec 2019 r.

„Remont, przebudowa i zmiana sposobu użytkowania budynku nr 31
na siedzibę teatru dz. 1/31, obr. 70 Podgórze w Krakowie”

WYKAZ OPRACOWANIA

Spis treści

WYKAZ OPRACOWANIA.....	2
1.0 Opis techniczny.....	4
1.1 Zakres opracowania.....	4
1.2 Podstawa opracowania.....	4
1.3 Dane ogólne.....	4
1.4 Parametry geotechniczne gruntu.....	4
1.5 Opis poszczególnych elementów objętych projektem.....	5
1.5.1 Fundamenty.....	5
1.5.2 Strop na parterem oraz I pietrem.....	5
1.5.3 Zabudowa nadproży nad nowo wykonywanymi otworami.....	5
1.5.4 Naprawa ścian nośnych.....	6
1.5.5 Klatki schodowe.....	6
1.5.6 Belka podwieszająca ścianę nośną nad sceną.....	6
1.5.7 Wieżba dachowa.....	6
1.5.8 Szyb windowy.....	6
1.7 Zestawienia materiałów konstrukcyjnych.....	6
1.8 Zestawienie norm i literatury.....	7
OBLICZENIA STATYCZNE.....	9
Poz. 1.0 Wieżba dachowa.....	9
Poz. 1.1 Wiązar nad częścią niską budynku.....	9
Poz. 1.2 Wiązar nad częścią wysoką budynku.....	12
Poz. 1.3 Krokiew przybudówki.....	14
Poz. 2.0 Stropy między kondygnacyjne.....	16
Poz. 2.1 Strop Rector o rozpiętości 6,06 m w świetle.....	17
Poz. 2.2 Strop Rector o rozpiętości 5,22m w świetle.....	18
Poz. 2.3 Strop Rector o rozpiętości 3,51 m w świetle.....	19
Poz. 2.4 Wymian BW-1.....	19
Poz. 2.5 Wymian BW-2.....	21
Poz. 2.6 Wymian BW-3.....	22
Poz. 2.7 Wymian BW-4.....	23

<u>Poz. 2.8 Wymian BW-5.....</u>	<u>25</u>
<u>Poz. 2.9 Wymian stalowy stropu.....</u>	<u>26</u>
<u>Poz. 3.0 Belka podwieszająca ścianę poprzeczną.....</u>	<u>28</u>
<u>Poz. 4.0 Biegi schodowe.....</u>	<u>29</u>
<u>Poz. 5.0 Fundamenty.....</u>	<u>37</u>

WYKAZ RYSUNKÓW

Numer i tytuł rysunku:

K-1	FUNDAMENTY
K-2	RZUT PARTERU – ZMIANY BUDOWLANE, STROP NAD PARTEREM
K-3	RZUT I PIĘTRA – ZMIANY BUDOWLANE, STROP NAD I PIĘTREM
K-4	WIĘŻBA DACHOWA

1.0 Opis techniczny

1.1 Zakres opracowania

Przedmiotem opracowania jest zaprojektowanie rozwiązań konstrukcyjnych związanych z „Remontem, przebudową i zmianą sposobu użytkowania budynku nr 31 na siedzibę teatru dz. 1/31, obr. 70 Podgórze w Krakowie”

1.2 Podstawa opracowania

Dokumentacja architektoniczna wykonana przez:
KKAD Tomasz Kocemba
ul. Siewna 23B/26
30-231 Kraków

1.3 Dane ogólne

Wykonane opracowanie należy rozpatrywać łącznie z projektem architektonicznym, dotyczącym „Remontu, przebudowy i zmiany sposobu użytkowania budynku nr 31 na siedzibę teatru dz. 1/31, obr. 70 Podgórze w Krakowie” gdyż stanowi ono jego integralną część.

Projekt konstrukcyjny obejmuje następujące elementy budynku:

- wzmocnienie fundamentów
- nadproża nad nowo wykonywanymi otworami
- konstrukcję nowych stropów
- wytyczne naprawy istniejących ścian murowanych
- konstrukcję nowej więźby dachowej
- konstrukcje nowych biegów schodowych
- konstrukcję nowego szybu windowego

1.4 Parametry geotechniczne gruntu

Parametry geotechniczne gruntu przyjęto zgodnie z dokumentacją pt: „Opinia geotechniczna dotycząca rozpoznania warunków gruntowo-wodnych podłoża budynku nr 31 (Folwark) zlokalizowanego na terenie Krakowskiego Szpitala Neuropsychiatrycznego przy ul. J. Babińskiego w Krakowie” z maja 2019r. opracowaną przez mgr inż. Zdzisław Jarocki

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, istniejący budynek przy prostych warunkach gruntowych panujących w podłożu, zaliczono do trzeciej kategorii geotechnicznej.

1.5 Opis poszczególnych elementów objętych projektem

1.5.1 Fundamenty

1.5.2 Strop na parterem oraz I pietrem

Zaprojektowano nowe stropy gęstożebrowe typu Rector Rectobeton o gr. 25cm i odporności ogniowej REI60. Stropy Rector oparto na belkach stropowych RS114 oraz RS136 z wypełnieniem z pustaków RP20 z warstwą nadbetonu gr. 5cm z betonu B30. Wzdłuż ścian zewnętrznych zaprojektowano wieńce stropowe W-2 ukryte w grubości płyty stropowej.

W okolicach klatek schodowych zaprojektowano stropy żelbetowe monolityczne płaskie o gr. 18cm wylewane z betonu B30.

W miejscach oparcia słupów więzby dachowej zaprojektowano wymiany żelbetowe o wysokości 25/30cm.

1.5.3 Zabudowa nadproży nad nowo wykonywanymi otworami

Nad nowo wykuwanymi otworami okiennymi, drzwiowymi oraz technologicznymi zaprojektowano nadproża stalowe.

Kolejność prac związanych z wykonaniem nowych nadproży drzwiowych:

- wykonanie bruzdy z jednej strony ściany o głębokości 50% grubości muru na wysokości zabudowy nadproża stalowego oraz gniazda na jego oparcie
- wykonanie 5 cm poduszki z betonu B20 na kruszywie o max wielkości ziaren kruszywa do 20mm w uprzednio wykonanych gniazdach
- osadzenie w bruździe belek stalowych na betonowej poduszce wykonując podklinowanie w przęśle (od góry)
- wypełnienie pozostałej przestrzeni betonem B20 na kruszywie o max. wielkości ziaren kruszywa do 20mm lub zaprawą cementową marki 8,0 MPa ,
- wykonanie z drugiej strony bruzdy o głębokości 50% grubości muru na wysokości zabudowy nadproża stalowego oraz gniazda na jego oparcie
- wykonanie 5 cm poduszki z betonu B20 na kruszywie o max wielkości ziaren kruszywa do 20mm w uprzednio wykonanych gniazdach
- osadzenie w bruździe belek stalowych na betonowej poduszce wykonując podklinowanie w przęśle (od góry)
- wypełnienie pozostałej przestrzeni betonem B20 na kruszywie o max. wielkości ziaren kruszywa do 20mm lub zaprawą cementową marki 8,0 MPa

Długość, rodzaj oraz ilość belek stalowych w poszczególnych nadprożach pokazano na rysunkach konstrukcyjnych.

W przypadku wykonywania przebić w ścianach na których oparto wezglowia sklepień ceglanych należy uprzednio wykonać pełne deskowanie sklepienia w celu utraty stateczności sklepienia w czasie wykonywania prac.

W przypadku wykonywania przebić w ścianach na których oparto stropy płaskie należy uprzednio wykonać podstemplowanie linowe stropu w miejscu wykonywania przebicia.

1.5.4 Naprawa ścian nośnych

Wszystkie spękania ścian nośnych należy iniektować zaczynami mineralnymi (najlepiej białym cementem z ciastem wapiennym), a w miejscach gdzie jest to niemożliwe starannie przemurować odtwarzając wiązania cegieł w murze.

1.5.5 Klatki schodowe

Zaprojektowano nowe żelbetowe biegi schodowe płytowe o gr. 16cm wylewane z betonu B30 oraz zbrojone prętami ze stali A-IIIIN oparte na istniejących ścianach murowanych oraz nowo wykonanych stropach.

1.5.6 Belka podwieszająca ścianę nośną nad sceną

W celu umożliwienia wyburzenia ściany nośnej w miejscu projektowanej sceny teatralnej na jej całej szerokości zaprojektowano zespół belek stalowych 2 x HE260A z rozpiętymi pomiędzy nimi wymianami stalowymi HE100A.

Kolejność prac związanych z montażem belek:

- wycięcie bruzd pionowych umożliwiających wykonanie stóp ST-1 oraz słupów S-1
- wykonanie stóp ST-1 oraz słupów S-1
- wywiercenie otworów w ścianie umożliwiających umieszczenie w nich wymianów HE100A
- montaż wymianów HE100A w wywierconych otworach, wypoziomowanie wymianów oraz podklinowanie poprzez uzupełnienie pustek zaprawą Ceresit CX15
- montaż belek HE260A
- stopniowe wykuwanie podwieszonego muru wraz z systematycznym spawaniem wymianów HE100A do belek HE260A

1.5.7 Wieżba dachowa

Zaprojektowano nową wieżbę dachową drewnianą krokwiowo-jętkową z dodatkowym podparciem kalenicy płatwią oraz słupami opartymi na żelbetowych wymianach ukrytych w grubości stropu.

1.5.8 Szyb windy

Zaprojektowano nowy szyb windy, żelbetowy monolityczny, wylewany na mokro z betonu B30 zbrojony stalą A-IIIIN (B500SP). Płytę fundamentową szybu zaprojektowano o gr. 40cm, ściany o gr. 15cm, płytę nadszybia o gr. 20cm.

1.5.9 Kolejność wykonywania prac konstrukcyjnych

W celu zapewnienia bezpieczeństwa konstrukcji na każdym etapie prowadzenia robót konstrukcyjnych należy przestrzegać następującej kolejności pracy:

- skucie tynków, demontaż stolarki okiennej i drzwiowej
- usunięcie warstw wykończeniowych dachu (wełna mineralna, obudowa g-k)
- rozbiórka ścian działowych
- demontaż wszystkich warstw wykończeniowych stropów pozostawiając belki stropowe jako usztywnienie ścian nośnych
- wykonanie nowych fundamentów i wzmocnienie istniejących
- demontaż belek stropu nad parterem oraz wykonanie nowego stropu nad parterem

- demontaż belek stropu nad I piętrem oraz wykonanie nowego stropu nad I piętrem
- demontaż więźby dachowej i wykonanie nowej więźby

1.7 Zestawienia materiałów konstrukcyjnych

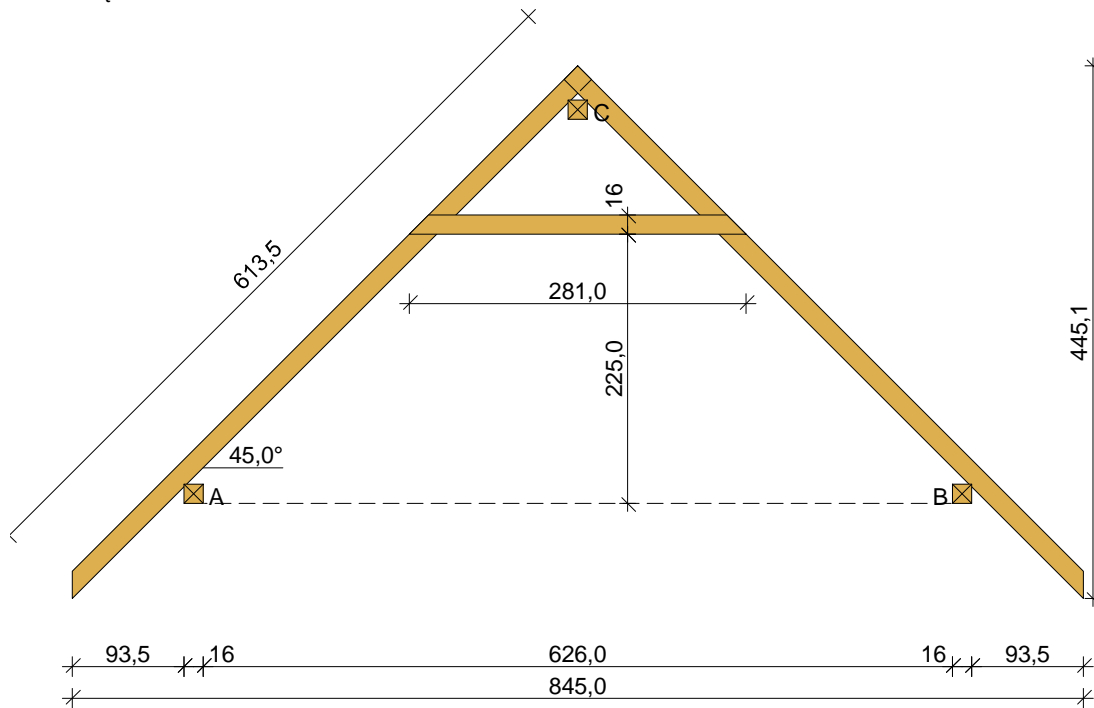
- Beton B-30
- Stal profilowa St3S
- Stal zbrojeniowa A-IIIIN
- Drewno klasy C24

1.8 Zestawienie norm i literatury

- PN-82/B-02000 – Obciążenia budowli
- PN-82/B-02001 – Obciążenia stałe
- PN-82/B-02003 – Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
- PN-77/B-02011 – Obciążenia wiatrem
- PN-80/B-02010 – Obciążenia śniegiem
- PN-02/B-03264- Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
- PN-90/B-03200 – Konstrukcje stalowe
- PN-B-03150- Konstrukcje drewniane
- PN-B-03002 – Konstrukcje murowe niezbrojone
- PN-81/B-03020 – Posadowienie bezpośrednie budowli

OBLICZENIA STATYCZNE**Poz. 1.0 Wieżba dachowa****Poz. 1.1 Wiązar nad częścią niską budynku****DANE:**

Szkic więzara

**Geometria ustroju:**Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$ Rozpiętość więzara $l = 8,45$ mRozstaw murłat w świetle $l_s = 6,26$ mPoziom jętki $h = 2,25$ mRozstaw wiązarów $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Usztywnienia boczne jętki - brak

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m**Dane materiałowe:**

- krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm) z drewna C24
- jętka 8/16 cm z drewna C24,
- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (p):

$$g_k = 1,29 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 3, $A=300$ m n.p.m., nachylenie połaci $45,0$ st.):

- na połaci lewej $s_{kl} = 0,72 \text{ kN/m}^2$

- na połaci prawej $s_{kp} = 0,48 \text{ kN/m}^2$
- 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 $p_{ki} = 0,26 \text{ kN/m}^2$
 - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie ociepleniem dolnego odcinka krokwi (Wełna mineralna 20cm):

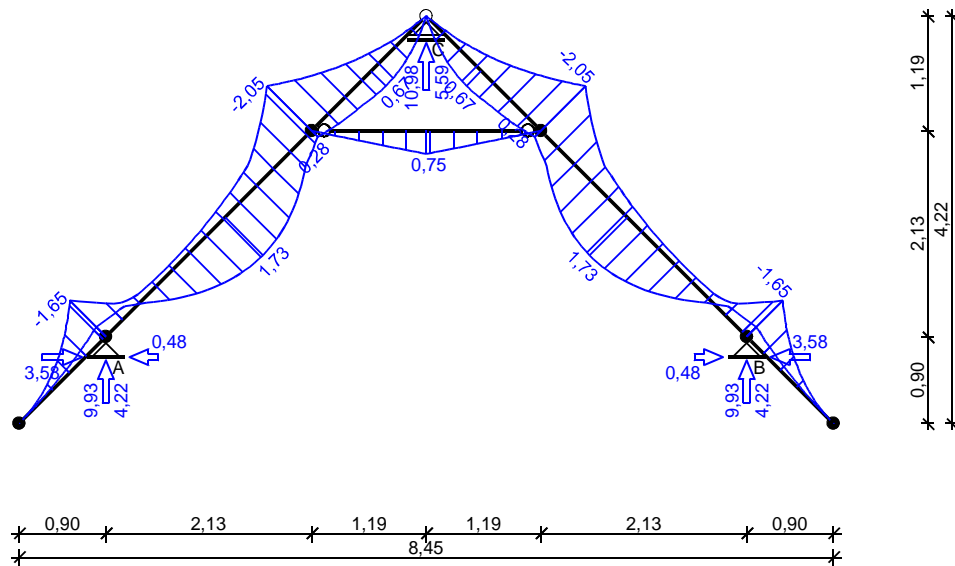
$$g_{kk} = 0,24 \text{ kN/m}^2$$
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	9,93 8,02 5,03	0,79 3,58 -0,48	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej K13: stałe-max+wiatr z prawej+0,90-śnieg-wariant II K16: stałe-min+wiatr z lewej
4 (C)	10,98	--	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej
6 (B)	9,93 5,03 8,89	-0,79 0,48 -3,58	K7: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej K17: stałe-min+wiatr z prawej K10: stałe-max+wiatr z lewej+0,90-śnieg-wariant II

WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000drewno 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 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm)Smukłość

$$\lambda_y = 81,5 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśledecyduje kombinacja: **K9** stałe-max+wiatr z lewej+0,90-śnieg

$$M = -2,05 \text{ kNm}, \quad N = -3,43 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,00 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = -0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,388 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

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

$$M = -1,65 \text{ kNm}, \quad N = 5,43 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,88 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,35 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,442 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

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

$$M = -2,01 \text{ kNm}, \quad N = 1,19 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,24 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,473 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętką a kalenicą)

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

$$u_{fin} = 2,68 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 1684 / 200 = 8,42 \text{ mm} \quad (31,8\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K17** stałe-min+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 2,87 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 1272 / 200 = 12,72 \text{ mm} \quad (22,6\%)$$

Jętka 8/16 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 52,5 < 150$$

$$\lambda_z = 105,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M = 0,75 \text{ kNm}, \quad N = 5,55 \text{ kN}$$

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

$$\sigma_{m,y,d} = 2,20 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,819, \quad k_{c,z} = 0,284$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,217 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,306 < 1$$

Maksymalne ugięcie

decyduje kombinacja: **K11** stałe-max+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 1,92 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2381 / 200 = 11,91 \text{ mm} \quad (16,1\%)$$

Murłata 16/16 cm

Część murłaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 9,93 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 3,58 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$$M_z = 0,86 \text{ kNm}$$

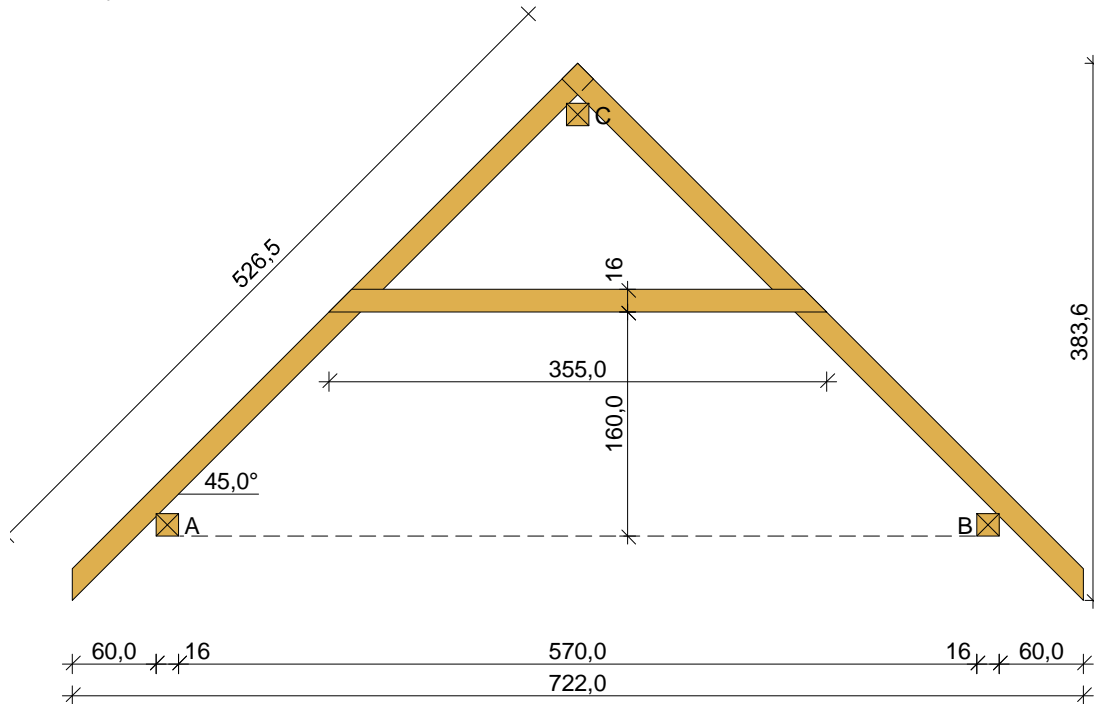
$$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 1,263 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,114 < 1$$

Poz. 1.2 Wiązar nad częścią wysoką budynku**DANE:**

Szkic więzara

**Geometria ustroju:**Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 45,0^\circ$ Rozpiętość więzara $l = 7,22$ mRozstaw murłat w świetle $l_s = 5,70$ mPoziom jętka $h = 1,60$ mRozstaw wiązarów $a = 1,00$ m

Usztywnienia boczne krokwi - na całej długości elementu

Usztywnienia boczne jętki - na całej długości elementu

Rozstaw podparć poziomych murłaty $l_{mo} = 1,50$ m**Dane materiałowe:**

- krokiew 12/16 cm (zaciosy: murłata - 3 cm, jętka - 3 cm) z drewna C24

- jętka 8/16 cm z drewna C24,

- murłata 16/16 cm z drewna C24

Obciążenia (wartości charakterystyczne):

- pokrycie dachu (p):

$$g_k = 1,29 \text{ kN/m}^2$$

- uwzględniono ciężar własny więzara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połać bardziej obciążona, strefa 3, $A=300$ m n.p.m., nachylenie połaci $45,0$ st.):- na połaci lewej $s_{kl} = 0,72 \text{ kN/m}^2$ - na połaci prawej $s_{kp} = 0,48 \text{ kN/m}^2$

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotwałe

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku $z = 10,0$ m):- na połaci nawietrznej $p_{kl} = 0,26 \text{ kN/m}^2$ - na połaci zawietrznej $p_{kp} = -0,22 \text{ kN/m}^2$

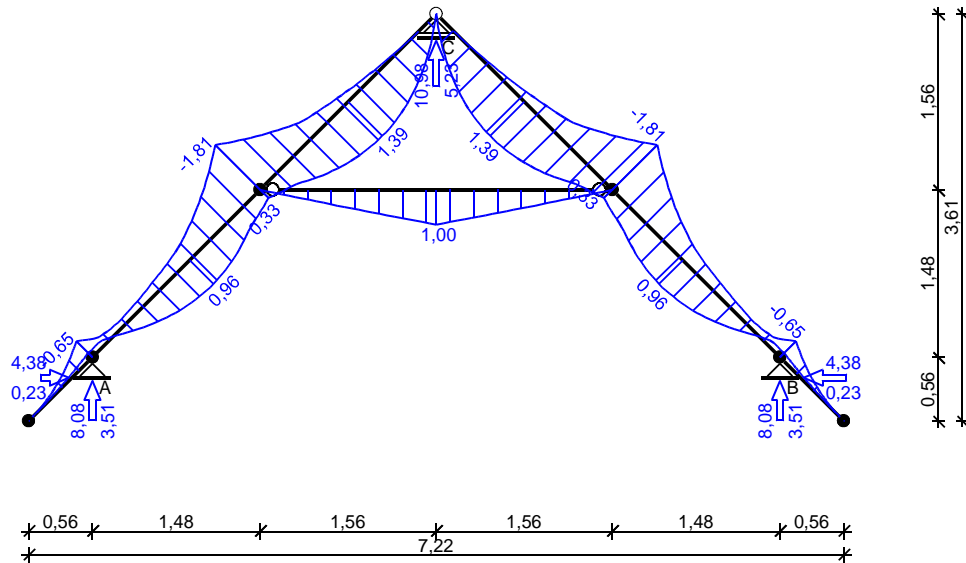
- obciążenie ociepleniem na całej długości krokwi (Wełna mineralna 20cm):
 $g_{kk} = 0,24 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie stałe jętki : $q_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie zmienne jętki : $p_{jk} = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- obciążenie montażowe jętki $F_k = 1,0 \text{ kN}$

Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2

WYNIKI:

Obwiednia momentów [kNm]:



Ekstremalne reakcje podporowe:

węzeł (podpora)	V [kN]	H [kN]	kombinacja
2 (A)	8,08 7,41	2,03 4,38	K3: stałe-max+śnieg+0,90-wiatr z lewej K12: stałe-max+wiatr z prawej+0,90-śnieg
4 (C)	10,98	--	K7: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-wiatr z prawej
6 (B)	8,08 6,72	-2,03 -4,38	K7: stałe-max+śnieg-wariant II+0,90-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**

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

Krokiew 12/16 cm (zaciosy: murlata - 3 cm, jętka - 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_v = 74,6 < 150$$

$$\lambda_7 = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

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

$$M = 1,36 \text{ kNm}, \quad N = -4,91 \text{ kN}$$

$$f_{mvd} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c0d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{mvd} = 2,65 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c0d} = -0,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,v,d}/f_{m,v,d} = 0,279 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - murłacie

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

$M = -0,65 \text{ kNm}$, $N = 5,80 \text{ kN}$

$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$, $f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} = 1,92 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,37 \text{ MPa}$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,175 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze - jętce

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

$M = -1,81 \text{ kNm}$, $N = 3,15 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 4,72 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,22 \text{ MPa}$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,284 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy jętką a kalenicą)

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

$$u_{fin} = 2,57 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 2207 / 200 = 11,04 \text{ mm} \quad (23,3\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K17** stałe-min+wiatr z prawej

$$u_{fin} = 1,34 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 799 / 200 = 7,99 \text{ mm} \quad (16,7\%)$$

Jętka 8/16 cm z drewna C24

Smukłość

$$\lambda_y = 68,5 < 150$$

$$\lambda_z = 0,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M = 1,00 \text{ kNm}$, $N = 5,43 \text{ kN}$

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

$\sigma_{m,y,d} = 2,93 \text{ MPa}$, $\sigma_{c,0,d} = 0,42 \text{ MPa}$

$k_{c,y} = 0,596$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,290 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,160 < 1$$

Maksymalne ugięcie

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

$$u_{fin} = 3,50 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 3121 / 200 = 15,61 \text{ mm} \quad (22,4\%)$$

Murlata 16/16 cm

Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$q_{z,max} = 8,08 \text{ kN/m}$, $q_{y,max} = -4,38 \text{ kN/m}$

Maksymalne siły i naprężenia

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

$M_z = 1,06 \text{ kNm}$

$f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,z,d} = 1,547 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,140 < 1$$

Poz. 1.3 Krokiew przybudówki

DANE:

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość $b = 12,0 \text{ cm}$

Wysokość $h = 16,0 \text{ cm}$

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

Drewno:

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

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

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej $\alpha = 12,0^\circ$

Rozstaw krokwi $a = 1,00 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego wspornika $l_{w,x} = 0,60 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego $l_{d,x} = 3,15 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego $l_{g,x} = 0,00 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (p):

$g_k = 1,290 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,21$

- uwzględniono ciężar własny krokwi

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-4: maksymalne obciążenie dachu niższego przy dachu wyższym, strefa 1, $A=300 \text{ m n.p.m.}$, różnica wysokości $h=4,0 \text{ m}$):

$S_k = 1,945 \text{ kN/m}^2$ rzutu połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połącz nawietrzna, strefa I, $H=300 \text{ m n.p.m.}$, teren A, $z=H=10,0 \text{ m}$, budowla zamknięta, wymiary budynku $H=10,0 \text{ m}$, $B=10,0 \text{ m}$, $L=10,0 \text{ m}$, nachylenie połaci $12,0^\circ$ st., $\beta=1,80$):

$p_k = -0,216 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej, $\gamma_f = 1,50$

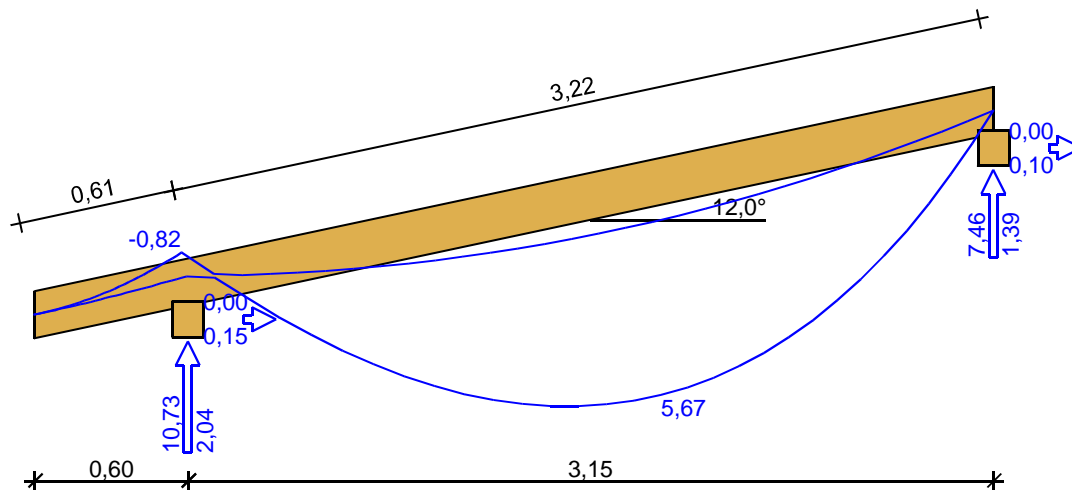
- obciążenie ociepleniem (Wełna mineralna 20cm):

$g_{kk} = 0,240 \text{ kN/m}^2$ połaci dachowej na całej krokwi bez wspornika; $\gamma_f = 1,30$

WYNIKI:

— M [kNm]

— R [kN]

Zginanie

decyduje kombinacja B (obc.stałe max.+ocieplenie+śnieg)

Momenty obliczeniowe:

$M_{prześl} = 5,67 \text{ kNm}$; $M_{podp} = -0,82 \text{ kNm}$

Warunek nośności - prześło:

$\sigma_{m,y,d} = 11,07 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,749 < 1$

Warunek nośności - podpora:

$\sigma_{m,y,d} = 2,44 \text{ MPa}$, $f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,165 < 1$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 14,64 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 16,10 \text{ mm} \quad (90,9\%)$$

Poz. 2.0 Stropy między kondygnacyjne

Cześć wysoka - sale konferencyjne.

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.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 3,00 m [0,849kN/m ²]	0,85	1,20	--	1,02
3.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
4.	Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
5.	Styropian grub. 7 cm [0,45kN/m ³ ·0,07m]	0,03	1,30	--	0,04
6.	Warstwa gipsowa bez piasku grub. 2,5 cm [12,0kN/m ³ ·0,025m]	0,30	1,30	--	0,39
Σ:		5,70	1,29	--	7,32

Część niska - biura.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Obciążenie zmienne (wszelkie pokoje biurowe, gabinety lekarskie, naukowe, sale lekcyjne szkolne, szatnie i łazienki zakładów przemysłowych, pływalnie oraz poddasza użytkowane jako magazyny lub kondygnacje techniczne.) [2,0kN/m ²]	2,00	1,40	0,50	2,80
2.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od 0,5 kN/m ² od 1,5 kN/m ²) wys. 3,00 m [0,849kN/m ²]	0,85	1,20	--	1,02
3.	Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm [0,320kN/m ²]	0,32	1,30	--	0,42
4.	Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 5 cm [24,0kN/m ³ ·0,05m]	1,20	1,30	--	1,56
5.	Styropian grub. 7 cm [0,45kN/m ³ ·0,07m]	0,03	1,30	--	0,04
6.	Warstwa gipsowa bez piasku grub. 2,5 cm [12,0kN/m ³ ·0,025m]	0,30	1,30	--	0,39
Σ:		4,70	1,32	--	6,22



RECTOR Polska Sp. z o.o.
32-500 Chrzanów, ul. Śląska 84e
tel. +32/ 626 02 60, fax +32/626 02 61
info@rector.pl, www.rector.pl

NOTA OBLICZENIOWA WYMIAROWANIA STROPÓW RECTOR

Rozpiętość w świetle L = 6,06 m

Układ stropu: 20+5

Typ belki: 2xRS136

Rozstaw zeber χ = 69,5 cm

Wysokość stropu h = 25 cm

Obciążenie	Obciążenie charakt.	Wsp.	Obciążenie obl.
	kN/m ²		kN/m ²
Użytkowe	2,00	1,50	3,00
Stałe (warstwy strop.)	1,85	1,30	2,41
Zastępcze od ścianek	0,85	1,20	1,02
Ciężar własny	3,55	1,35	4,79
	8,25 kN/m ²		11,22 kN/m ²

Moment zginający: $M_{sd} = (1,35 \times \sum g + 1,5 \times q) \times \frac{L^2}{8} \times \chi$

$$M_{sd} = \frac{35,79 \text{ kNm}}{(6) \text{ min}} \leq M_{Rd} = \frac{50,31 \text{ kNm}}{(6,6) \text{ max}} \text{ OK}$$


Siła tnąca: $V_{sd} = (1,35 \times \sum g + 1,5 \times q) \times \frac{L}{2} \times \chi \times \left(1 - \frac{5 \times h}{3 \times L_{max}}\right)$

$$V_{sd} = 22,58 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 35,64 \text{ kN} \text{ OK}$$

Sugerowane zbrojenie podporowe: 1 \emptyset 8 L = 2 m

*wartości nośności na zginanie M_{Rd} i V_{Rd} zredukowane są ze względu na przekroczenie ugięć lub pojawienia się rys na dolnej krawędzi.

Poz. 2.2 Strop Rector o rozpiętości 5,22m w świetle

 <p>RECTOR Polska Sp z o.o. 32-500 Chrzanów, ul. Śląska 64e tel. +32/ 626 02 80, fax +32/626 02 61 info@rector.pl, www.rector.pl</p>	NOTA OBLICZENIOWA WYMIAROWANIA STROPÓW RECTOR
--	--

Rozpiętość w świetle L= 5,22 m

Układ stropu: 20+5

Typ belki: 2xRS136

Rozstaw żeber χ = 69,5 cm

Wysokość stropu h = 25 cm

Obciążenie	Obciążenie charakt.	Wsp.	Obciążenie obl.
	kN/m ²		kN/m ²
Użytkowe	3,00	1,50	4,50
Stałe (warstwy strop.)	1,85	1,30	2,41
Zastępcze od ścianek	0,85	1,20	1,02
Cieżyż własny	3,55	1,35	4,79
	9,25 kN/m ²		12,72 kN/m ²

Moment zginający:

$$M_{sd} = (1.35 \times \sum g + 1.5 \times q) \times \frac{L^2}{8} \times \chi$$

$M_{sd} = \underline{30,10 \text{ kNm}}$ \leq $M_{Rd} = \underline{50,31 \text{ kNm}}$ OK
(6) min 5,22 m (6,6) max

Błąd belki na specjalne zamówienie (min 20 szt.)

Siła tnąca:


$$V_{sd} = (1.35 \times \sum g + 1.5 \times q) \times \frac{L}{2} \times \chi \times \left(1 - \frac{5 \times h}{3 \times L_{max}}\right)$$

$V_{sd} = \underline{21,89 \text{ kN}}$ \leq $V_{Rd} = \underline{35,64 \text{ kN}}$ OK

Sugerowane zbrojenie podporowe: 1 \emptyset 8 L = 1,9 m

*wartości nośności na zginanie M_{Rd} i V_{Rd} zredukowane są ze względu na przekroczenie ugięć lub pojawienia się rys na dolnej krawędzi.

Poz. 2.3 Strop Rector o rozpiętości 3,51 m w świetle

 <p>RECTOR Polska Sp z o.o. 32-500 Chrzanów, ul. Śląska 64e tel. +32/ 626 02 60, fax +32/626 02 61 info@rector.pl, www.rector.pl</p>	NOTA OBLICZENIOWA WYMIAROWANIA STROPÓW RECTOR
--	--

Rozpiętość w świetle L= 3,51 m

Układ stropu: 20+5

Typ belki: 1xRS136

Rozstaw żeber χ = 59,5 cm

Wysokość stropu h = 25 cm

Obciążenie	Obciążenie charakt.	Wsp.	Obciążenie obl.
	kN/m ²		kN/m ²
Użytkowe	2,00	1,50	3,00
Stałe (warstwy strop.)	1,85	1,30	2,41
Zastępcze od ścianek	0,85	1,20	1,02
Ciężar własny	3,19	1,35	4,31
	7,89 kN/m ²		10,73 kN/m ²

Moment zginający: $M_{sd} = (1,35 \times \sum g + 1,5 \times q) \times \frac{L^2}{8} \times \chi$

$M_{sd} = \underline{9,83 \text{ kNm}} \leq M_{Rd} = \underline{28,77 \text{ kNm}} \text{ OK}$
 (6) min 3,51 m (6,6) max

Błąd belki na specjalne zamówienie (min 20 szt.)

Siła tnąca: $V_{sd} = (1,35 \times \sum g + 1,5 \times q) \times \frac{L}{2} \times \chi \times \left(1 - \frac{5 \times h}{3 \times L_{max}}\right)$

$V_{sd} = \underline{10,35 \text{ kN}} \leq V_{Rd} = \underline{20,17 \text{ kN}} \text{ OK}$

Sugerowane zbrojenie podporowe: 1 8 L = 1,5 m

*wartości nośności na zginanie M_{Rd} i V_{Rd} zredukowane są ze względu na przekroczenie ugięć lub pojawienia się rys na dolnej krawędzi.

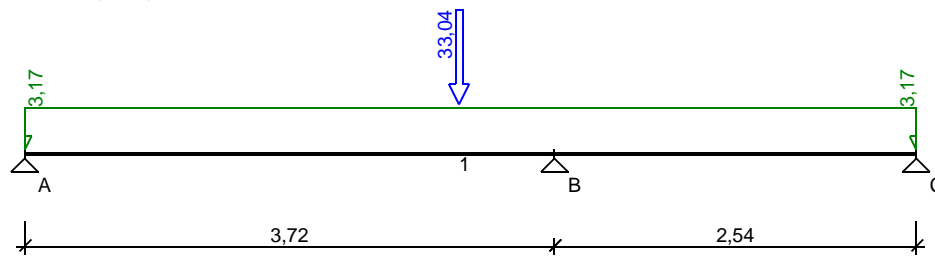
Poz. 2.4 Wymian BW-1**OBCIĄŻENIA NA BELCE**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,46m·0,25m·25,0kN/m ³]	2,88	1,10	--	3,17	cała belka
Σ:		2,88	1,10		3,17	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.		27,53	2,93	1,20	--	33,04

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:**

Klasa betonu: **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

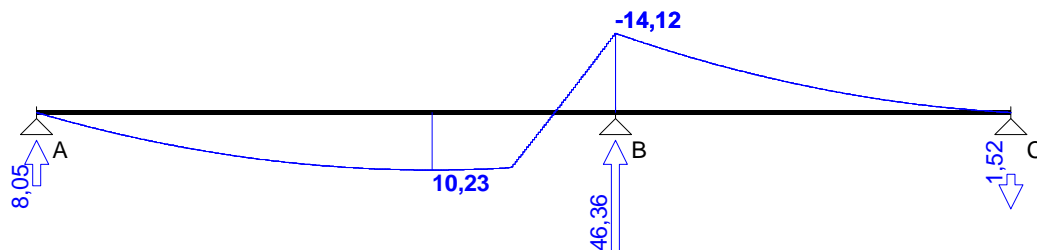
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

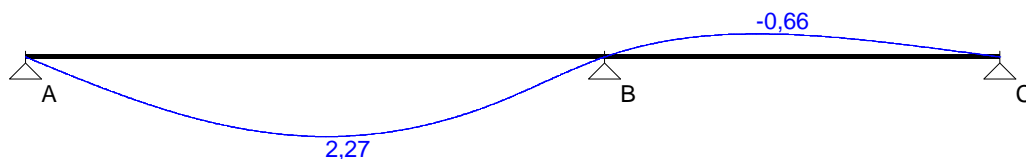
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

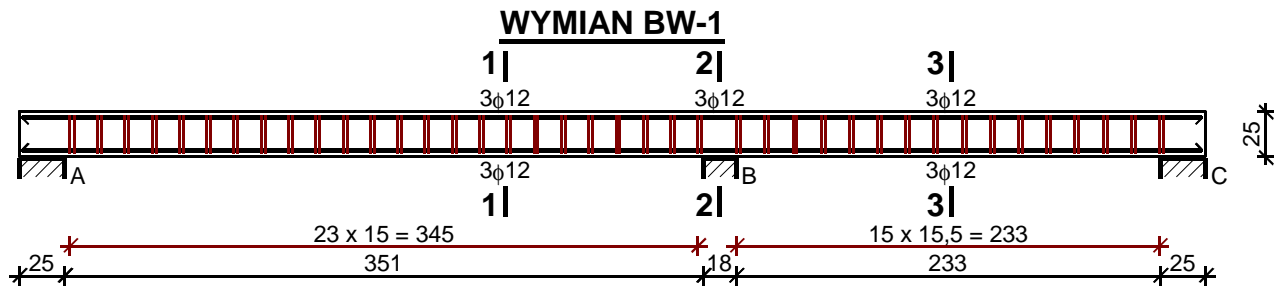
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**Obwiednia sił wewnętrznych**

Momenty zginające [kNm]:



Ugięcia [mm]:

**SZKIC ZBROJENIA:**



Poz. 2.5 Wymian BW-2

OBCIĄŻENIA NA BELCE

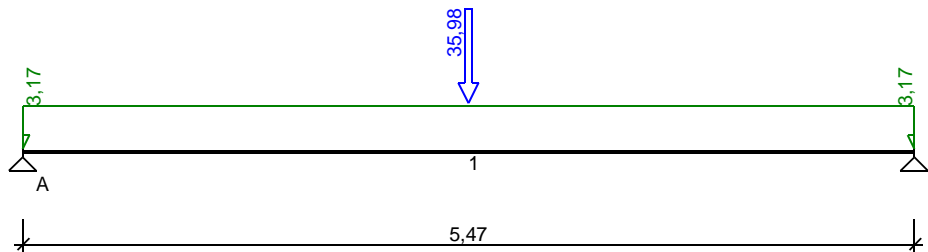
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,46m·0,25m·25,0kN/m ³]	2,88	1,10	--	3,17	cała belka
Σ :		2,88	1,10		3,17	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.		29,98	2,61	1,20	--	35,98

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B30** (C25/30) → $f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

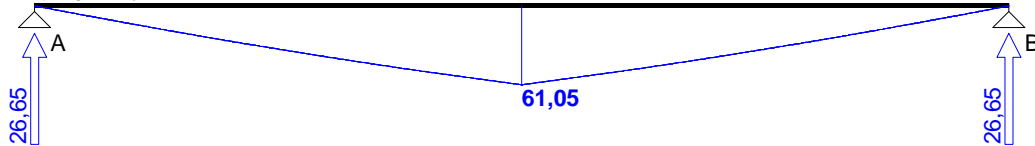
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

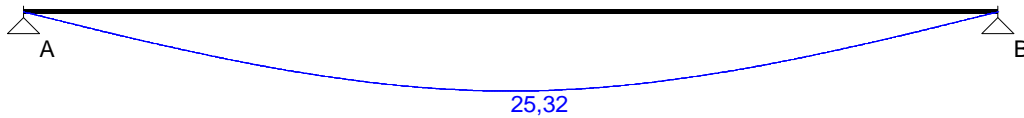
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

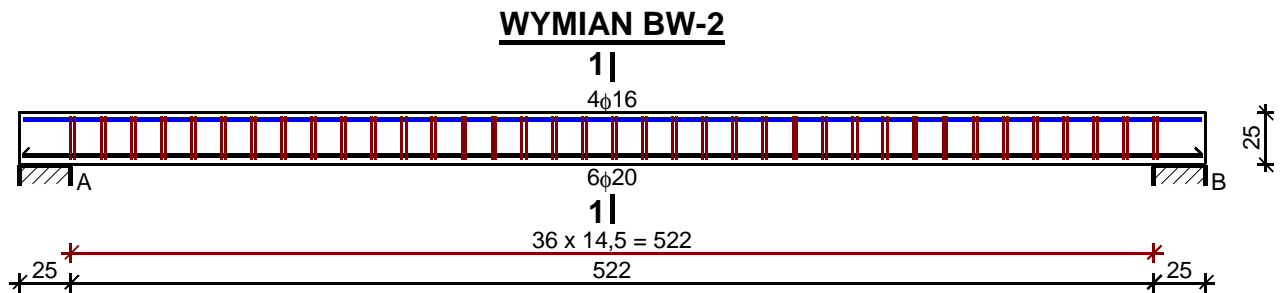
Momenty zginające [kNm]:



Ugięcia [mm]:



SZKIC ZBROJENIA:

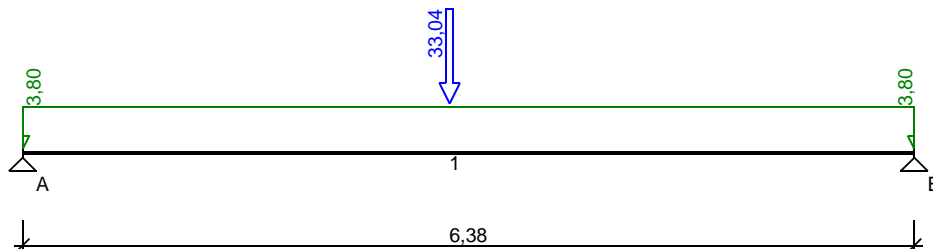
**Poz. 2.6 Wymian BW-3****OBCIĄŻENIA NA BELCE**Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki [0,46m·0,30m·25,0kN/m ³]	3,45	1,10	--	3,80	cała belka
Σ :		3,45	1,10		3,80	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.		27,53	2,93	1,20	--	33,04

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:**Klasa betonu: **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

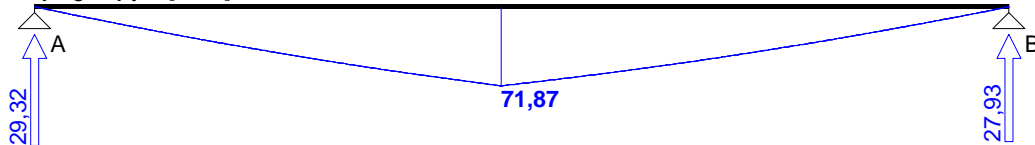
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

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

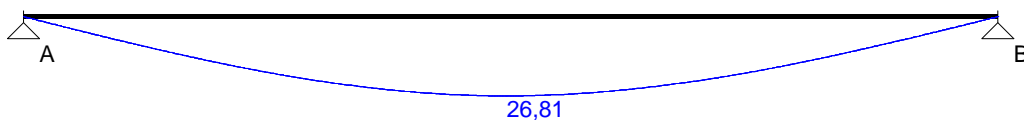
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

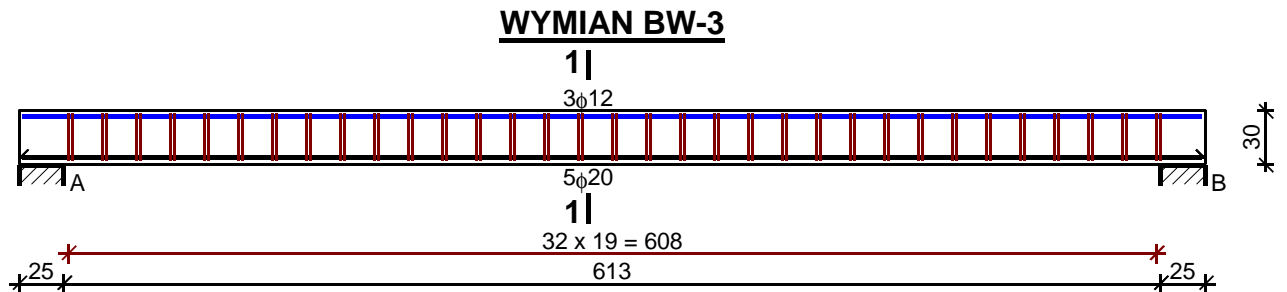
Momenty zginające [kNm]:



Ugięcia [mm]:



SZKIC ZBROJENIA:



Poz. 2.7 Wymian BW-4

OBCIĄŻENIA NA BELCE

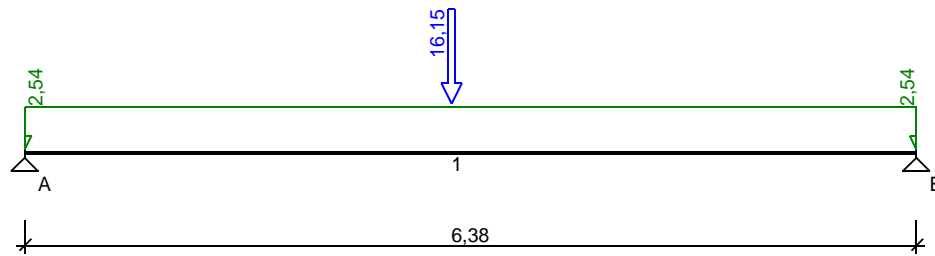
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.		0,00	1,00	--	0,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki $[0,37m \cdot 0,25m \cdot 25,0kN/m^3]$	2,31	1,10	--	2,54	cała belka
Σ :		2,31	1,10		2,54	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	F_k	x [m]	γ_f	k_d	F_d
1.		13,46	2,93	1,20	--	16,15

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:**

Klasa betonu: **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Sytuacja obliczeniowa: trwała

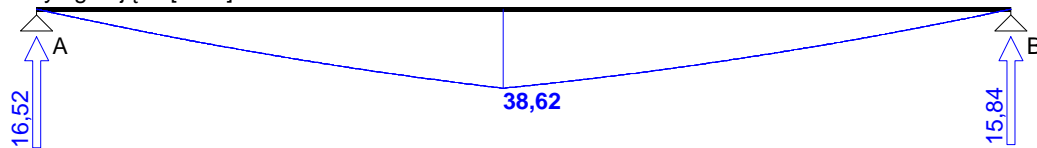
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$

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

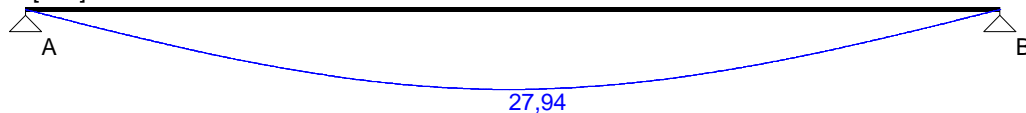
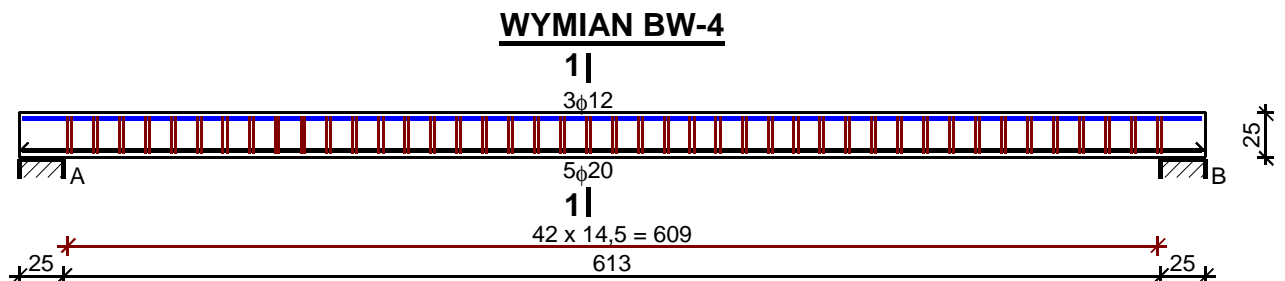
Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**Obwiednia sił wewnętrznych**

Momenty zginające [kNm]:



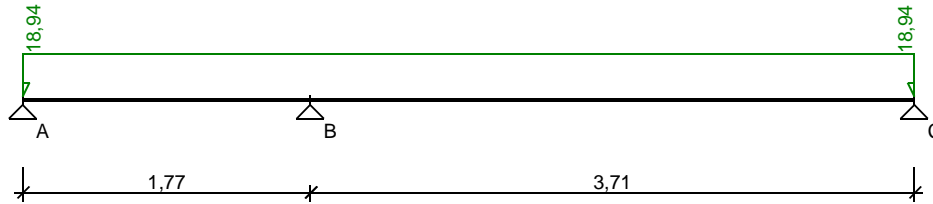
Ugięcia [mm]:

**SZKIC ZBROJENIA:****Poz. 2.8 Wymian BW-5****OBCIĄŻENIA NA BELCE**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), drażona) grub. 0,18 m i szer.2,80 m [18,000kN/m ³ ·0,18m·2,80m]	9,07	1,10	--	9,98	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.2,80 m [19,0kN/m ³ ·0,03m·2,80m]	1,60	1,30	--	2,08	cała belka
3.	Obciążenie powierzchniowe stropu [4,7kN/m ² x 0,5m]	2,35	1,32	--	3,10	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,55m·0,25m·25,0kN/m ³]	3,44	1,10	--	3,78	cała belka
Σ :		16,46	1,15		18,94	

Schemat statyczny belki



DANE MATERIAŁOWE I ZAŁOŻENIA:

Klasa betonu: **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Stal zbrojeniowa strzemion A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

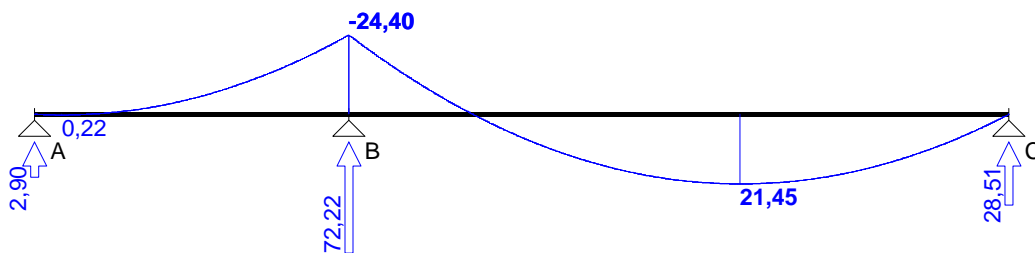
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mm

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

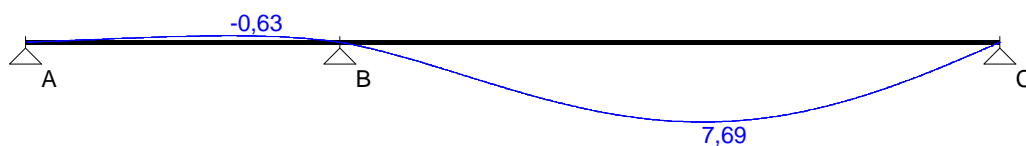
WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

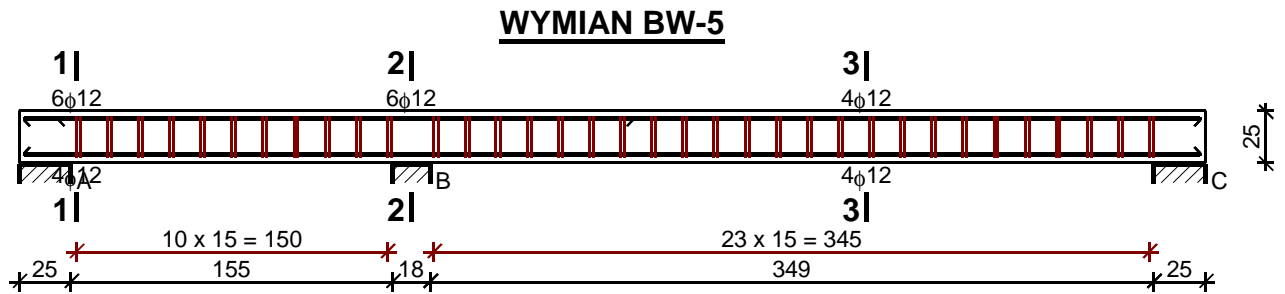
Momenty zginające [kNm]:



Ugięcia [mm]:

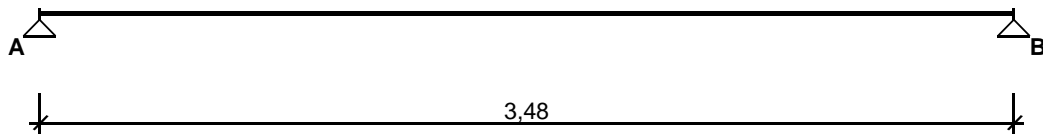


SKIC ZBROJENIA:



Poz. 2.9 Wymian stalowy stropu

SCHEMAT BELKI



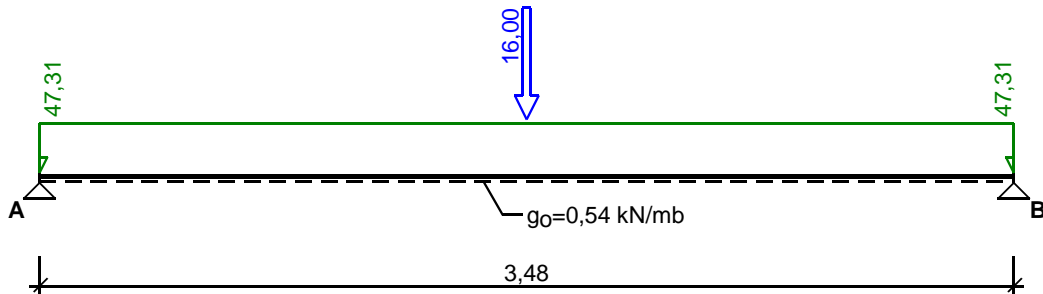
Parametry belki:

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

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKI

Przypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$)

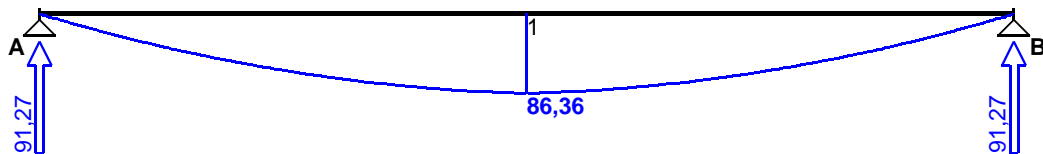
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Przypadek **P1: Przypadek 1**

Momenty zginające [kNm]:

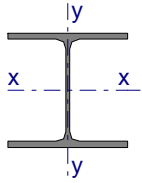


ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200Przekrój: **HE 220 A**

$$A_v = 14,7 \text{ cm}^2, \quad m = 50,5 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 5410 \text{ cm}^4, \quad J_y = 1950 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 193300 \text{ cm}^6, \quad J_T = 28,6 \text{ cm}^4, \quad W_x = 515 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**Nośności obliczeniowe przekroju:

$$\text{- zginanie: klasa przekroju 1 } (\alpha_p = 1,051) \quad M_R = 116,42 \text{ kNm}$$

$$\text{- ścinanie: klasa przekroju 1} \quad V_R = 183,31 \text{ kN}$$

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 1,74 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwężenia } \varphi_L = 0,948$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 86,36 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,783 < 1$$

Nośność na ścinanie

$$\text{Przekrój } z = 3,48 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{\max} = -91,27 \text{ kN}$$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,498 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)91,27 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 109,99 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

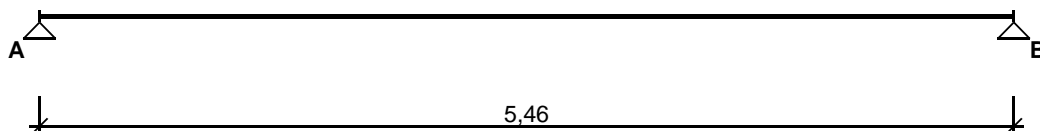
Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 1,74 \text{ m}$$

$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 8,27 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 9,94 \text{ mm}$$

$$f_{k,\max} = 8,27 \text{ mm} < f_{gr} = 9,94 \text{ mm} \quad (83,2\%)$$

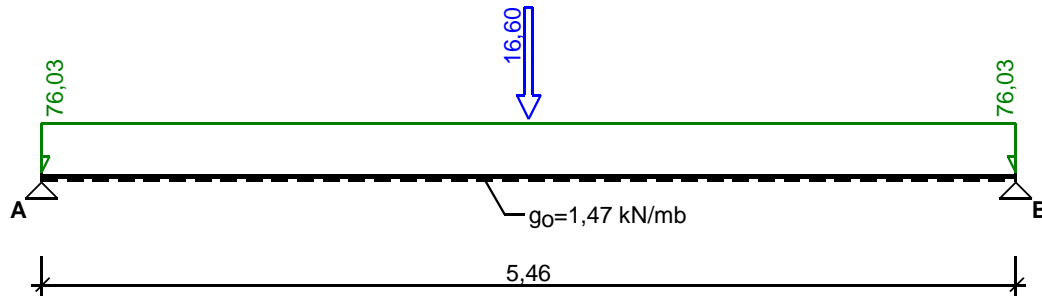
Poz. 3.0 Belka podwieszająca ścianę poprzeczną**SCHEMAT BELKI**

Parametry belki:

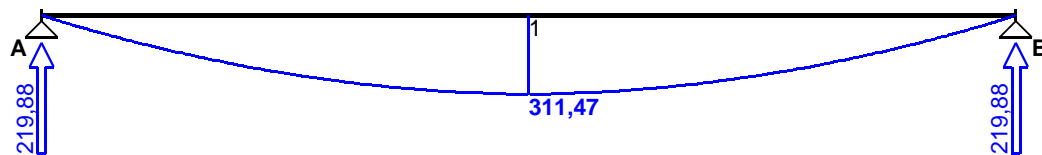
- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki $\gamma_f = 1,10$

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE BELKIPrzypadek **P1: Przypadek 1** ($\gamma_f = 1,15$)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH**Przypadek **P1: Przypadek 1**

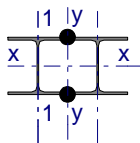
Momenty zginające [kNm]:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200Przekrój: **2 HE 260 A**, połączone spoinami ciągłymi

$$A_v = 37,5 \text{ cm}^2, \quad m = 136 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 20900 \text{ cm}^4, \quad J_y = 36678 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 516400 \text{ cm}^6, \quad J_T = 52,6 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1672 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**Nośności obliczeniowe przekroju:- zginanie: klasa przekroju 1 ($\alpha_p = 1,050$) $M_R = 377,54 \text{ kNm}$ - ścinanie: klasa przekroju 1 $V_R = 467,63 \text{ kN}$ Nośność na zginaniePrzekrój $z = 2,73 \text{ m}$ Współczynnik zwichrzenia $\phi_L = 1,000$

Moment maksymalny $M_{\max} = 311,47 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,825 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój $z = 0,00 \text{ m}$

Maksymalna siła poprzeczna $V_{\max} = 219,88 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,470 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = 219,88 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 280,57 \text{ kN} \rightarrow$ warunek niemiernodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój $z = 2,73 \text{ m}$

Ugięcie maksymalne $f_{k,\max} = 19,36 \text{ mm}$

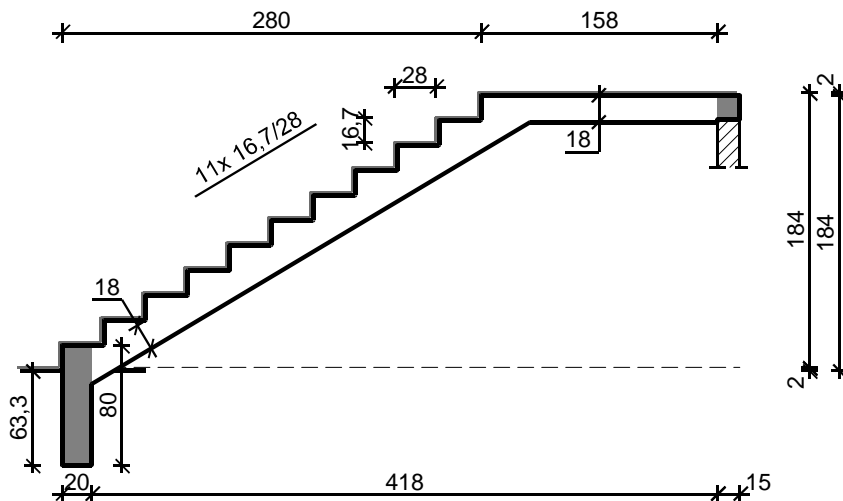
Ugięcie graniczne $f_{gr} = l_o / 250 = 21,84 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 19,36 \text{ mm} < f_{gr} = 21,84 \text{ mm} \quad (88,6\%)$$

Poz. 4.0 Biegi schodowe

Bieg schodowy z parteru na spocznik w części niskiej budynku

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu $l_n = 2,80 \text{ m}$

Różnica poziomów spoczników $h = 1,84 \text{ m}$

Liczba stopni w biegu $n = 11 \text{ szt.}$

Grubość płyty $t = 18,0 \text{ cm}$

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,58 \text{ m}$

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego $2,0 \text{ cm}$

Okładzina pozioma stopni $2,0 \text{ cm}$

Okładzina pionowa stopni $2,0 \text{ cm}$

Okładzina spocznika górnego $2,0 \text{ cm}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu $1,20 \text{ m}$

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów $10,0 \text{ cm}$

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy $b = 20,0 \text{ cm}, h = 80,0 \text{ cm}$

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 15,0 \text{ cm}$, $h = 16,0 \text{ cm}$

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0 \text{ cm}$

Długość podpory prawej $t_P = 20,0 \text{ cm}$

DANE MATERIAŁOWE

Klasa betonu **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,77$

Stal zbrojeniowa A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **RB500W**

Średnica prętów konstrukcyjnych $\phi = 10 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 25 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciażenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

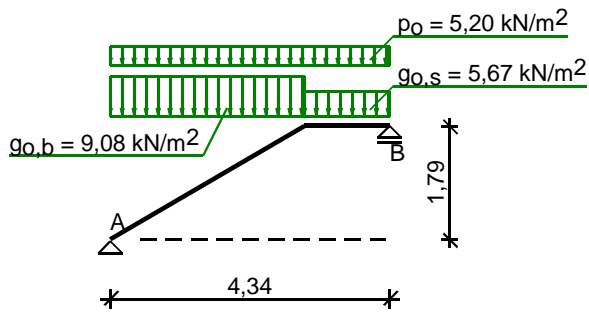
Obciażenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,57·(1+16,7/28,0)	0,51	1,20	0,61
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.18 cm + schody 16,7/28	7,33	1,10	8,07
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,33	1,20	0,40
Σ :		8,18	1,11	9,08

Obciażenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,32	1,20	0,38
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.18 cm	4,50	1,10	4,95
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		5,11	1,11	5,68

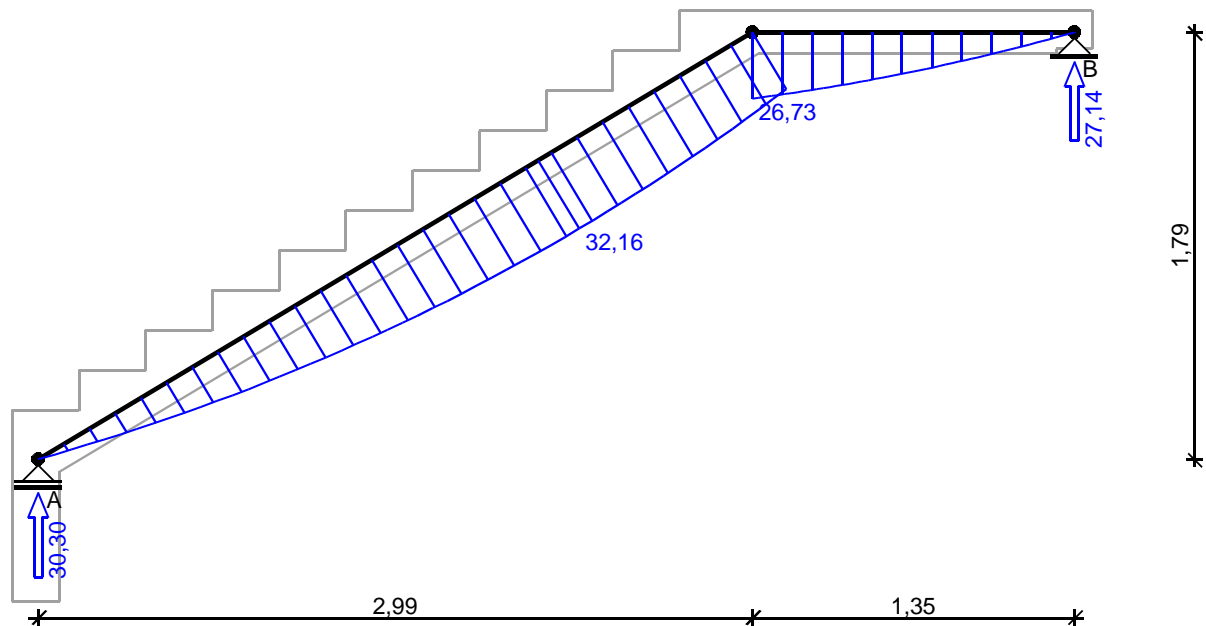
Przyjęty schemat statyczny:

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

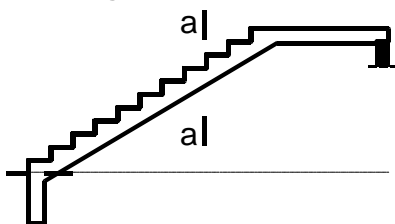
Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$ **WYNIKI:****Wyniki obliczeń statycznych:**Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 32,16 \text{ kNm/mb}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 30,30 \text{ kN/mb}$ Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 27,14 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 32,16 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,38 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 12 \text{ co } 16,0 \text{ cm}$ o $A_s = 7,07 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,47\%$)

(decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 32,16 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,59 \text{ kNm/mb}$ (77,3%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 29,02 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 29,02 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 126,20 \text{ kN/mb}$ (23,0%)

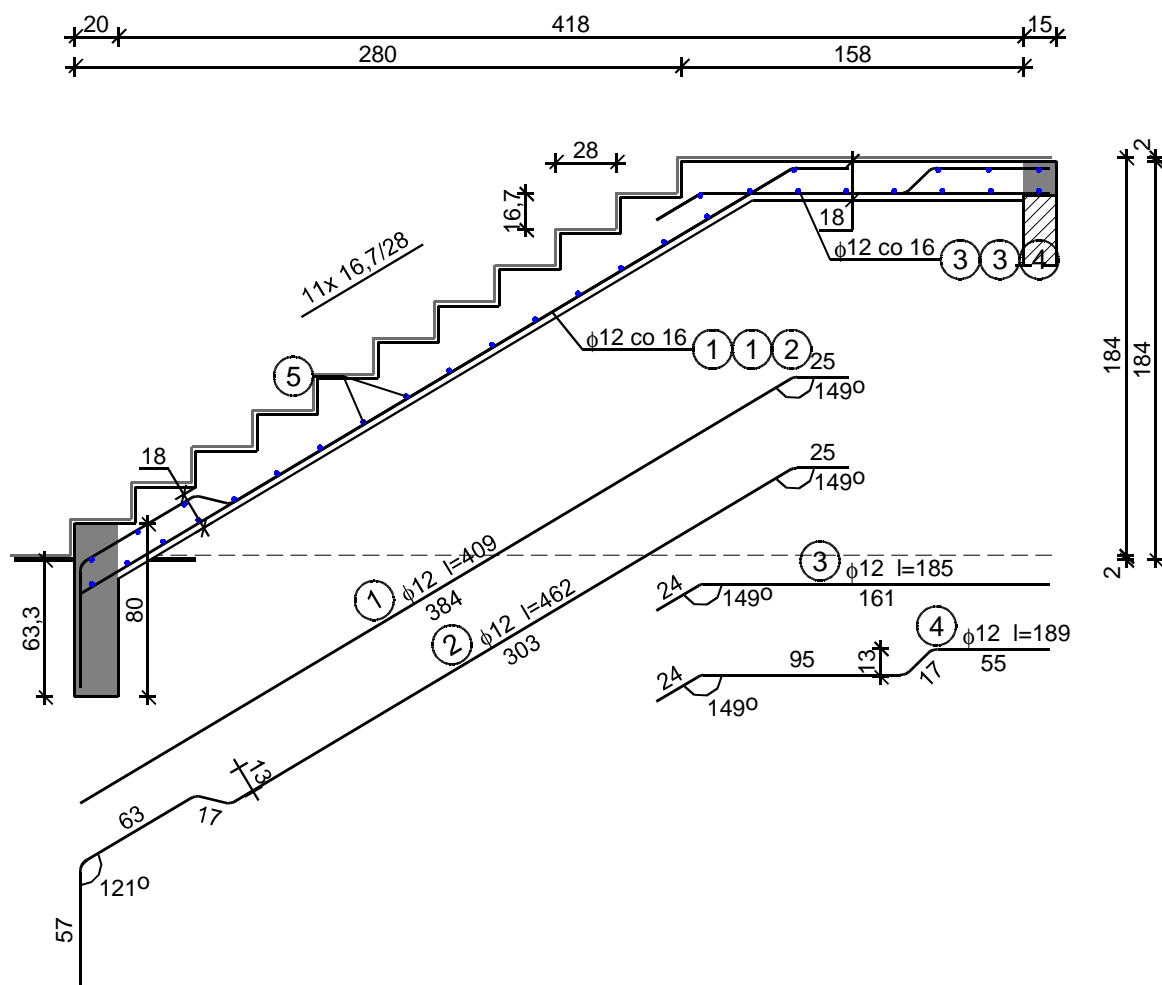
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 21,57 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,188 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (62,8%)

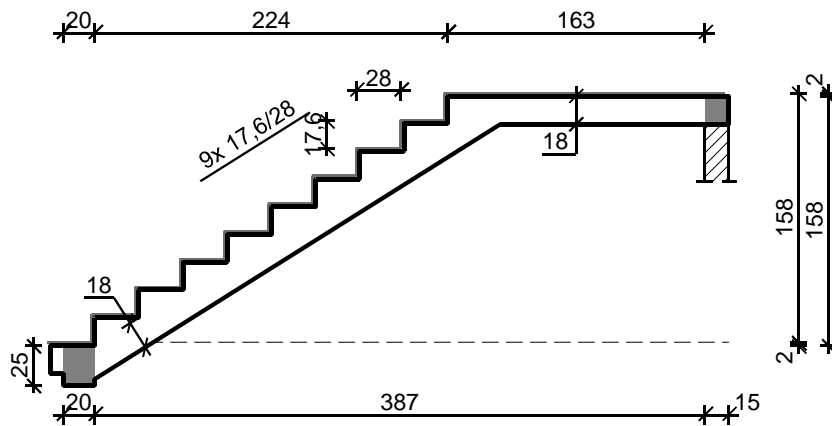
Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 21,49 \text{ mm} < a_{lim} = 21,72 \text{ mm}$ (98,9%)

SZKIC ZBROJENIA



Bieg schodowy z I piętra na spocznik w części wysokiej

SZKIC SCHODÓW



GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów:

Długość biegu $l_n = 2,24$ m

Różnica poziomów spoczników $h = 1,58$ m

Liczba stopni w biegu $n = 9$ szt.

Grubość płyty $t = 18,0$ cm

Długość górnego spocznika $l_{s,g} = 1,63$ m

Grubości okładzin:

Okładzina spocznika dolnego 2,0 cm

Okładzina pozioma stopni 2,0 cm

Okładzina pionowa stopni 2,0 cm

Okładzina spocznika górnego 2,0 cm

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,20 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 10,0 cm

Oparcia: (szerokość / wysokość)

Belka dolna podpierająca bieg schodowy $b = 20,0$ cm, $h = 25,0$ cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny $b = 15,0$ cm, $h = 18,0$ cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej $t_L = 20,0$ cm

Długość podpory prawej $t_P = 20,0$ cm

DANE MATERIAŁOWE

Klasa betonu **B30** (C25/30) $\rightarrow f_{cd} = 16,67$ MPa, $f_{ctd} = 1,20$ MPa, $E_{cm} = 31,0$ GPa

Ciężar objętościowy betonu $\rho = 25,00$ kN/m³

Maksymalny rozmiar kruszywa $d_g = 16$ mm

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,77$

Stal zbrojeniowa A-IIIN (**RB500W**) $\rightarrow f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPa

Średnica prętów $\phi = 10$ mm

Otulina zbrojenia $c_{nom} = 25$ mm

Stal zbrojeniowa konstrukcyjna **RB500W**

Średnica prętów konstrukcyjnych $\phi = 10$ mm

Maksymalny rozstaw prętów konstr. 25 cm

ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

PłytaObciążenia zmienne [kN/m²]:

Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20

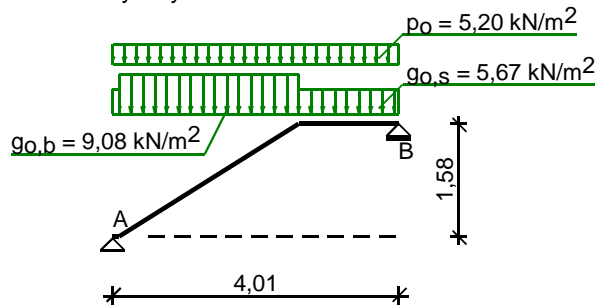
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm 0,57·(1+17,6/28,0)	0,52	1,20	0,62
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.18 cm + schody 17,6/28	7,51	1,10	8,26
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,34	1,20	0,40
Σ :		8,36	1,11	9,28

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 7 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,320kN/m ² :0,02m]) grub.2 cm	0,32	1,20	0,38
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.18 cm	4,50	1,10	4,95
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m ³] grub.1,5 cm	0,28	1,20	0,34
Σ :		5,11	1,11	5,68

Przyjęty schemat statyczny:

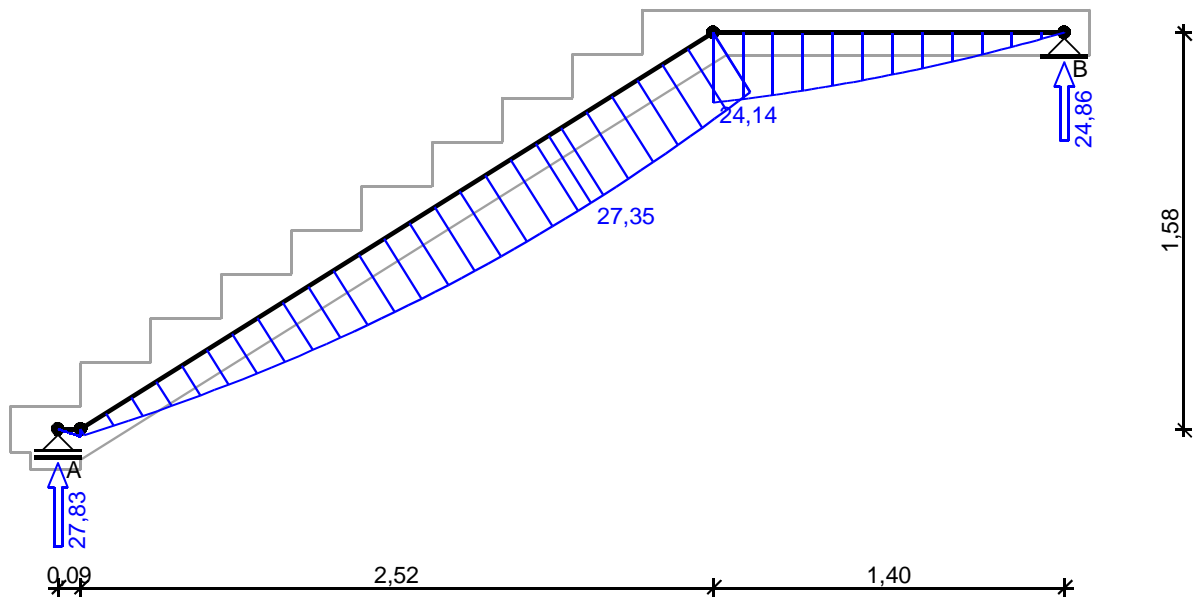
**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

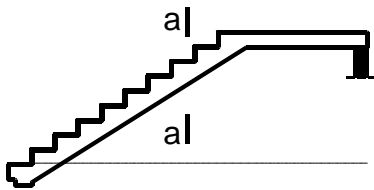
Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3$ mmGraniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$ Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek:Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet. $\cot \theta = 2,00$ Graniczne ugięcie $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (tablica 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA:****Wyniki obliczeń statycznych:**Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy $M_{Sd} = 27,35$ kNm/mbReakcja obliczeniowa $R_{Sd,A} = 27,83$ kN/mb

Reakcja obliczeniowa $R_{Sd,B} = 24,86 \text{ kN/mb}$

Obwiednia momentów zginających:



Wymiarowanie wg PN-B-03264:2002 :



Zginanie: (przekrój **a-a**)

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 27,35 \text{ kNm/mb}$

Zbrojenie potrzebne $A_s = 4,51 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **17,0 cm** o $A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,31\%$)

Warunek nośności na zginanie: $M_{Sd} = 27,35 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 27,98 \text{ kNm/mb}$ (97,8%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa $V_{Sd} = 27,72 \text{ kN/mb}$

Warunek nośności na ścinanie: $V_{Sd} = 27,72 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 120,87 \text{ kN/mb}$ (22,9%)

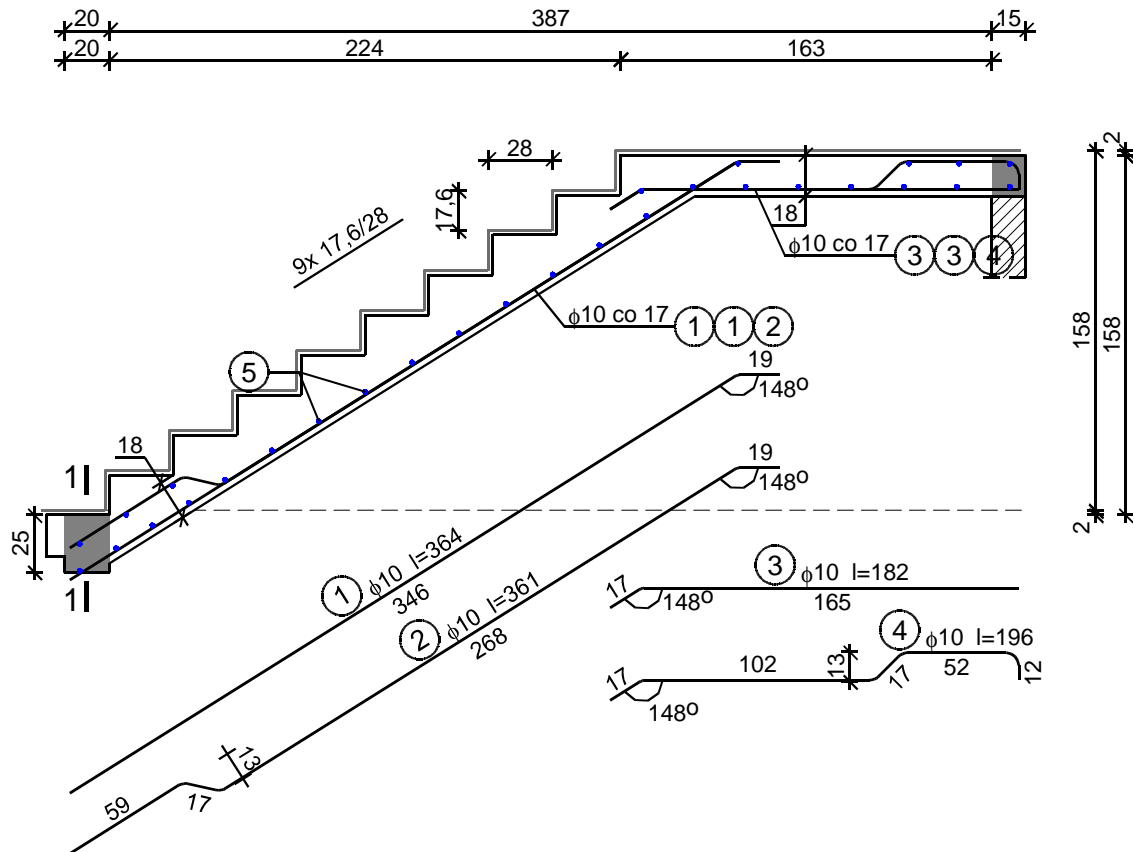
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sk,lt} = 18,44 \text{ kNm/mb}$

Szerokość rys prostopadłych: $w_k = 0,261 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ (87,0%)

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 19,26 \text{ mm} < a_{lim} = 20,05 \text{ mm}$ (96,1%)

SZKIC ZBROJENIA



Poz. 5.0 Fundamenty

Poz. 5.1 Ława pod ścianą podłużną części wysokiej budynku

Ława podłużna części wysokiej.

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Reakcja z więzara dachowego	10,43	1,30	--	13,56
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, pełna) grub. 0,48 m i szer. 8,70 m [18,000kN/m ³ · 0,48m · 8,70m]	75,17	1,10	--	82,69
3.	Obciążenia stropu nad I piętrem [5,70kN/m ² x 2,61m]	14,87	1,29	--	19,18
4.	Strop nad I piętrem [3,55kN/m ² x 2,61m]	9,26	1,10	--	10,19
5.	Obciążenia stropu nad parterem [5,70kN/m ² x 2,61m]	14,87	1,29	--	19,18
6.	Strop nad parterem [3,55kN/m ² x 2,61m]	9,26	1,10	--	10,19
7.	Dach przybudówki	5,74	1,30	--	7,46
Σ:		139,60	1,16	--	162,44

Opis fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

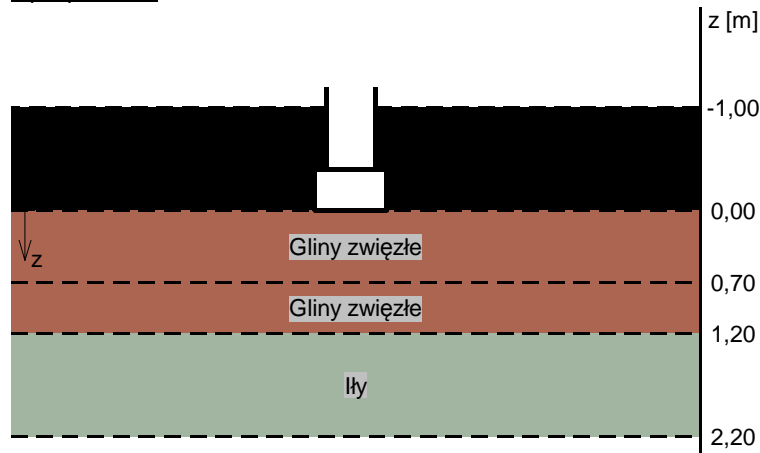
B = 0,70 m H = 0,40 m

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

Posadowienie fundamentu:

D = 1,00 m D_{min} = 1,00 m

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(i)}$ [°]	$c_u^{(i)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny zwęzłe	0,70	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	32,00	23636	39402
2	Gliny zwęzłe	0,50	nie	2,10	0,90	1,10	12,00	37,00	24255	30318
3	Iły	1,00	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	42,00	30624	38280

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T_B [kN/m]	M_B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	162,44	0,00	0,00	0,00	0,00

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$ **WYNIKI-PROJEKTOWANIE:****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020****Nośność pionowa podłoża:**Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 264,2$ kN

$$N_r = 173,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fN} = 214,0 \text{ kN} \quad (80,8\%)$$

Osiadanie:Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,81$ cm, wtórne $s'' = 0,06$ cm, całkowite $s = 0,87$ cm

$$s = 0,87 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (86,8\%)$$

Poz. 5.2 Ława pod ścianą podłużną części niskiej budynku**Ława podłużna części niskiej.**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m
1.	Reakcja z więzara dachowego	11,86	1,30	--	15,42
2.	Mur z cegły (cegła budowlana wypalana z gliny, pełna) grub. 0,48 m i szer. 4,70 m [18,000kN/m ³ · 0,48m · 4,70m]	40,61	1,10	--	44,67
3.	Obciążenia stropu nad parterem [4,70kN/m ² x 3,05m]	14,33	1,32	--	18,92
4.	Strop nad parterem [3,55kN/m ² x 3,05m]	10,82	1,10	--	11,90
Σ :		77,62	1,17	--	90,91

Opis fundamentu :Typ: **ława prostokątna**

Wymiary:

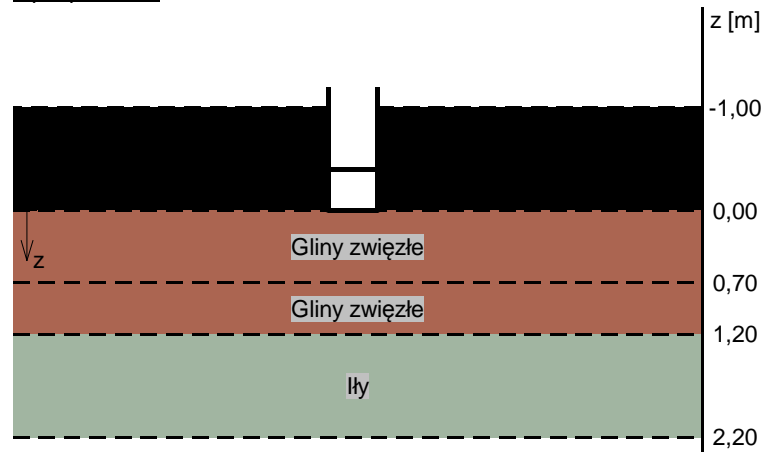
B = 0,48 m H = 0,40 m

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

Posadowienie fundamentu:

D = 1,00 m D_{min} = 1,00 m

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(f)}$ [°]	$c_u^{(f)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny zwięzłe	0,70	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	32,00	23636	39402
2	Gliny zwięzłe	0,50	nie	2,10	0,90	1,10	12,00	37,00	24255	30318
3	łą	1,00	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	42,00	30624	38280

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T _B [kN/m]	M _B [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	90,91	0,00	0,00	0,00	0,00

Założenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

WYNIKI-PROJEKTOWANIE:

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fn} = 180,4$ kN

$$N_r = 96,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{fn} = 146,2 \text{ kN} \quad (65,7\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne $s' = 0,46$ cm, wtórne $s'' = 0,04$ cm, całkowite $s = 0,51$ cm

$$s = 0,51 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (50,7\%)$$

Istniejący fundament nie wymaga wzmocnienia.

Poz. 5.3 Stopa pod słupem S-1

Opis fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

Wymiary:

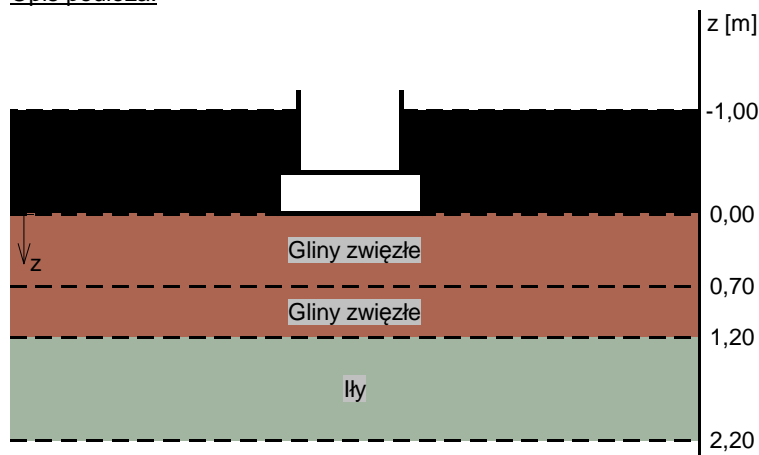
$$\begin{array}{llll} B = 1,40 \text{ m} & L = 0,60 \text{ m} & H = 0,40 \text{ m} & \\ B_s = 1,00 \text{ m} & L_s = 0,30 \text{ m} & e_B = 0,00 \text{ m} & e_L = 0,00 \text{ m} \end{array}$$

Posadowienie fundamentu:

$$D = 1,00 \text{ m} \quad D_{min} = 1,00 \text{ m}$$

brak wody gruntowej w zasypce

Opis podłoża:



Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m ³]	$\gamma_{t,min}$	$\gamma_{t,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M_o [kPa]	M [kPa]
1	Gliny związane	0,70	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	32,00	23636	39402
2	Gliny związane	0,50	nie	2,10	0,90	1,10	12,00	37,00	24255	30318
3	Iły	1,00	nie	2,00	0,90	1,10	13,00	42,00	30624	38280

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN]	T _B [kN]	M _B [kNm]	T _L [kN]	M _L [kNm]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	219,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Materiały :Zasyпка:ciężar objętościowy: 20,00 kN/m³współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,20$ Beton:klasa betonu: **B25** (C20/25) → $f_{cd} = 13,33$ MPa, $f_{ctd} = 1,00$ MPa, $E_{cm} = 30,0$ GPaciężar objętościowy: 24,00 kN/m³współczynniki obciążenia: $\gamma_{f,min} = 0,90$; $\gamma_{f,max} = 1,10$ Zbrojenie:klasa stali: A-IIIIN (**RB500W**) → $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 420$ MPa, $f_{tk} = 550$ MPaotulina zbrojenia $c_{nom} = 85$ mmZałożenia obliczeniowe :

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża: $\beta = 1,50$ Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu: $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ($\lambda=1,00$)Stosunek wartości obc. obliczeniowych N do wartości obc. charakterystycznych N_k $N/N_k = 1,20$ **WYNIKI-PROJEKTOWANIE:****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA - wg PN-81/B-03020****Nośność pionowa podłoża:**Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża $Q_{fN} = 386,0$ kN $N_r = 236,5$ kN < $m \cdot Q_{fN} = 312,7$ kN (75,6%)**Osiadanie:**Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne $s' = 0,59$ cm, wtórne $s'' = 0,04$ cm, całkowite $s = 0,62$ cm $s = 0,62$ cm < $s_{dop} = 1,00$ cm (62,5%)**KONIEC OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Projektował: mgr inż. Daniel Kędzior
upr. nr MAP/0335/PWOK/10

Sprawdził: inż. Jan Kowalski
upr. nr GP.IV-63/377/76