

**OBLICZENIA STATYCZNE**  
**DO PROJEKTU BUDOWLANEGO REMONTU I PRZEBUDOWY ZAMKU LIPOWIEC**  
**WRAZ Z PRZEBUDOWĄ BUDYNKÓW GOSPODARCZYCH PODZAMCZA NA PUNKT OBSŁUGI**  
**TURYSTÓW.**

**POZ.1. ZADASZENIE SZKLANO – DREWNIANE NAD KAPLICĄ ZAMKOWĄ.**

**1.1. Zestawienie obciążeń na projektowane zadaszenie nad kaplicą.**

Kąt nachylenia połaci  $\alpha=5^\circ$ ,  $\cos\alpha=0,996$

-szkło bezpieczne 10mm	$0,01 \times 29,0 \times 1,2 = 0,35 \text{ kN/m}^2$
-podkonstrukcja metalowa pod szkło	$0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
-dźwigary z drewna klejonego 20x40 co 1,01m	$0,20 \times 0,40 \times 7,00 \times 1,1/1,01 = 0,62 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 1,15 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie śniegiem III strefa	$p_z = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 2,69 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie wiatrem ; I strefa - miejscowość Babice - po stronie nawietrznej  $p = -0,59 \text{ kN/m}^2$ ,

**1.2. Schemat i wartości statyczne.**

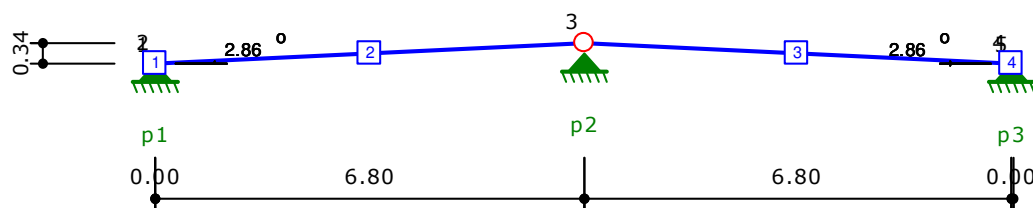
Dźwigary trapezowe z drewna klejonego w rozstawie osiowym co 1,01m.

Rozpiętość obliczeniowa  $L_o = 1,05 \times 6,47 = 6,80 \text{ m}$ ; Obciążenie ciągłe na dźwigar  $2,76 \text{ kN/mb}$

$M_{\max} = 0,125 \times 6,80^2 \times 2,76 = 15,95 \text{ kNm}$ ;  $Q_{\max} = 0,5 \times 6,80 \times 2,76 = 9,39 \text{ kN}$

**1.3. WYMIAROWANIE DŹWIGARÓW Z DREWNA KLEJONEGO GL24 – b×h=16x40cm.**

**Geometria układu schemat zastępczy.**



**Lista materiałów**

Nr materiału	Typ	Klasa	$E_{0,mean}$ [MPa]
1	Klejony	GL24	11000
Ciężar własny			[kN/m <sup>3</sup> ] 5.5
$\alpha_t$			[1/°K] 0.000003

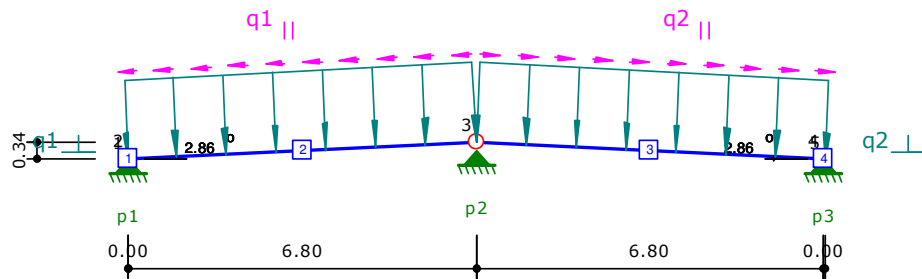
**Lista przekrojów**

Nr przekroju	h [cm]	b [cm]	Liczba elementów	A [cm <sup>2</sup> ]	$J_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$J_y$ [cm <sup>4</sup> ]	Nr materiału
--------------	--------	--------	------------------	----------------------	--------------------------	--------------------------	--------------

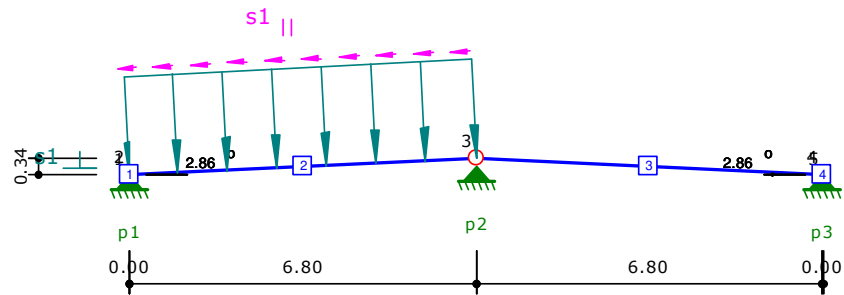
1	40.0	16.0	1	640.0	85333	13653	1
Rozstaw krokwi					[m]	1.00	

**Lista podpór**

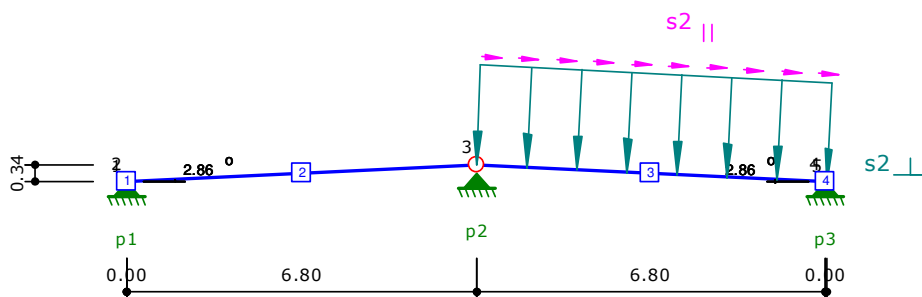
Nr podpory	Nr węzła	Typ	$k_x$ [kN/m]	$k_y$ [kN/m]
1	2	stała	0.00	0.00
2	3	stała	0.00	0.00
3	4	stała	0.00	0.00

**Obciążenia stałe**

$q_{1\perp} = 1.16$ kN/m	$q_{1\parallel} = 0.06$ kN/m
$q_{2\perp} = 1.16$ kN/m	$q_{2\parallel} = 0.06$ kN/m

**Obciążenie śniegiem - lewa połać**

$s_{1\perp} = 1.45$ kN/m	$s_{1\parallel} = 0.07$ kN/m
--------------------------	------------------------------

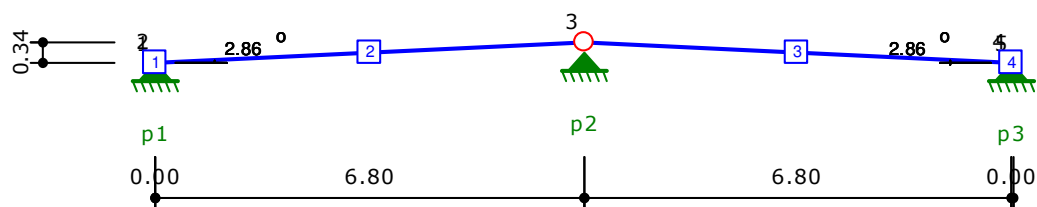
**Obciążenie śniegiem - prawa połać**

$s_{2\perp} = 1.45$ kN/m	$s_{2\parallel} = 0.07$ kN/m
--------------------------	------------------------------

Zbiórce zestawienie wyników

Tabela wykorzystania nośności przekroju pręta

Nr	Typ pręta	Zgin. i statecz.	Zgin. ze ścisk.	Ścisk. ze zgin.	Ścisk.	Rozciąg. ze zgin.	Rozciąg.	Ścin.	$u_{fin}$ [cm]	Uwagi
1	krokiew	$0.00 \leq 1$	-	-	-	$0.00 \leq 1$	-	$0.00 \leq 1$	$0.00 \leq 0.00$	-
2	krokiew	$0.25 \leq 1$	-	$0.00 \leq 1$	-	-	$0.00 \leq 1$	$0.14 \leq 1$	$0.98 \leq 3.40$	-
3	krokiew	$0.25 \leq 1$	-	$0.00 \leq 1$	-	-	$0.00 \leq 1$	$0.14 \leq 1$	$0.98 \leq 3.40$	-
4	krokiew	$0.00 \leq 1$	-	-	-	$0.00 \leq 1$	-	$0.00 \leq 1$	$0.00 \leq 0.00$	-

Obwiednia reakcji dla podpory nr 1

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.00</b>	5.27	0.00	1
$R_{x \min}$	<b>0.00</b>	5.27	0.00	1
$R_{y \max}$	0.00	<b>10.22</b>	0.00	1 2
$R_{y \min}$	0.00	<b>5.27</b>	0.00	1

Obwiednia reakcji dla podpory nr 2

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.00</b>	10.54	0.00	1
$R_{x \min}$	<b>0.00</b>	10.54	0.00	1
$R_{y \max}$	0.00	<b>20.43</b>	0.00	1 2 3
$R_{y \min}$	0.00	<b>10.54</b>	0.00	1

Obwiednia reakcji dla podpory nr 3

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.00</b>	5.27	0.00	1
$R_{x \min}$	<b>0.00</b>	5.27	0.00	1
$R_{y \max}$	0.00	<b>10.22</b>	0.00	1 3
$R_{y \min}$	0.00	<b>5.27</b>	0.00	1

1.6. PRZYJĘTO WARSTWĘ POSZYCIA Z PŁYT SZKŁA BEZPIECZNEGO gr 10mm ZE SPADKIEM OPARTEGO ZA POŚREDNICTWEM PODKOSTRUKCJI SYSTEMOWEJ NA DŹWIGARACH Z DREWNA KLEJONEGO o wym. 16x40cm. DREWNO KLEJONE GL24. DŹWIGARY OPARTE ZA POŚREDNICTWEM WKLEJANYCH POŁĄCZEŃ STALOWYCH NA PODŁUŻNYCH BELKACH PRZYŚCIENNYCH 16x40, KOTWIONYCH DO MURÓW KOTWAMI STALOWYMI M20 na głębokość minim.30cm mijankowo w rozstawie 50x13cm.

## POZ.2. ZADASZENIE – STROP ZIELONY NAD IIp CZĘŚCI ZACHODNIEJ ZAMKU.

### 2.1. Zestawienie obciążeń na strop „zielony” nad IIp.

-grunt humusowy max 30cm	$0,30 \times 18,0 \times 1,2 = 6,48 \text{ kN/m}^2$
-geowłóknina	$= 0,00 \text{ kN/m}^2$
-warstwa drenażowa keramzyt granulowany 10cm	$0,10 \times 15,0 \times 1,3 = 1,95 \text{ kN/m}^2$
-geowłóknina	$= 0,00 \text{ kN/m}^2$
-geomembrana	$0,06 \times 1,2 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
-2x papa zgrzewalna 2x4mm lub membrana	$2 \times 0,06 \times 1,2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 20cm	$0,20 \times 25,0 \times 1,1 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 14,15 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie śniegiem III strefa	$s = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$p = 1,00 \times 1,2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 16,79 \text{ kN/m}^2$

### 2.2. Schemat i wartości statyczne.

Płyta dwukierunkowo zbrojona wolnopodparta na obwodzie jednostajnie obciążona.

$L_x = 1,05 \times 7,28 = 7,64 \text{ m}$ ,  $L_y = 1,05 \times 6,29 = 6,61 \text{ m}$

Płyta prostokątna zginana dwukierunkowo pod obciążeniem równomiernym

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Szerokość płyty  $a = 6.610 \text{ m}$ ; Długość płyty  $b = 7.640 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe  $q = 16.790 \text{ m}$

\_\_\_\_\_ Wyniki \_\_\_\_\_

Moment w środku płyty  $M_{x0} = 40.376 \text{ kNm/m}$ ;  $M_{y0} = 32.046 \text{ kNm/m}$

### 2.3. Wymiarowanie.

Kierunek krótszy.

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 6.61 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość belki płyty  $h = 0.20 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.030 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 40,38 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 33,65 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 44.00 \text{ mm}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Obliczona szerokość belki (płyty)  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita belki  $h = 0.20 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 11,43 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 43,89 \text{ mm}$

Kierunek dłuższy.

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 7,64 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość belki płyty  $h = 0.20 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.040 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 32,05 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 26,71 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 50,90 \text{ mm}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Obliczona szerokość belki (płyty)  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita belki  $h = 0.20 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 12,29 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 50,87 \text{ mm}$

2.4. PRZYJĘTO płytę żelbetową z betonu szczelnego B25 – W8 o gr 20cm zbrojoną dołem w przęśle #14co12cm w obu kierunkach o  $F_z=12,84 > 12,29 \text{ cm}^2$ , co drugi pręt zbrojenia dolnego odgiąć w 1/5 rozpiętości i wprowadzić nad podpory. Na murach obwodowych płytę wywinąć do góry na 20cm w celu utworzenia wanny z betonu szczelnego z odprowadzeniem wód opadowych na zewnątrz przez „rzygacze” kamienne, oraz obmurować kamieniem analogicznie jak uzupełnienia korony murów. Dodatkowo górą w narożnikach pręty ukośne #14co20cm szt.6. Montażowe #10co25cm.

### POZ.3. ZADASZENIE – STROP ZIELONY NAD IIp CZĘŚCI ZACHODNIEJ ZAMKU.

#### 3.1. Zestawienie obciążeń na strop „zielony” nad IIp.

-grunt humusowy max 30cm	$0,30 \times 18,0 \times 1,2 = 6,48 \text{ kN/m}^2$
-geowłóknina	$= 0,00 \text{ kN/m}^2$
-warstwa drenażowa keramzyt granulowany 10cm	$0,10 \times 15,0 \times 1,3 = 1,95 \text{ kN/m}^2$
-geowłóknina	$= 0,00 \text{ kN/m}^2$
-geomembrana	$0,06 \times 1,2 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
-2x papa zgrzewalna 2x4mm lub membrana	$2 \times 0,06 \times 1,2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
-płyta żelbetowa 20cm	$0,20 \times 25,0 \times 1,1 = 5,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 14,15 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie śniegiem III strefa	$s = 0,96 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$p = 1,00 \times 1,2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 16,79 \text{ kN/m}^2$

#### 3.2. Schemat i wartości statyczne.

Płyta dwukierunkowo zbrojona wolnopodparta na obwodzie jednostajnie obciążona.

$L_x = 1,05 \times 4,00 = 4,20 \text{ m}$ ,  $L_y = 1,05 \times 5,05 = 5,30 \text{ m}$

Płyta prostokątna zginana dwukierunkowo pod obciążeniem równomiernym

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Szerokość płyty  $a = 4,200 \text{ m}$ ; Długość płyty  $b = 5,300 \text{ m}$

Obciążenie obliczeniowe  $q = 16,790 \text{ m}$

\_\_\_\_\_ Wyniki \_\_\_\_\_

Moment w środku płyty  $M_{x0} = 18,532 \text{ kNm/m}$ ;  $M_{y0} = 12,781 \text{ kNm/m}$

#### 3.3. Wymiarowanie.

Kierunek krótszy.

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 4,20 \text{ m}$ ; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00 \text{ m}$

Założona wysokość belki płyty  $h = 0.20 \text{ m}$ ;

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.030 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 18,53 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 15,44 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 28.00 \text{ mm}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Obliczona szerokość belki (płyty)  $b_w = 1.00 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.20 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 2,66 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie płyty  $a = 21,01 \text{ mm}$

Kierunek dłuższy.

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_  
 Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00$  MPa  
 Długość obliczeniowa płyty  $l_{eff} = 5,30$  m; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00$  m  
 Założona wysokość belki płyty  $h = 0.20$  m;  
 Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.040$  m  
 Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{sd} = 12,78$  kNm  
 Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{sdd} = 10,65$  kNm  
 Graniczne ugięcie belki  $a_{lim} = 35,30$  mm  
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_  
 Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00$  m; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.20$  m  
 Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 2,08$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie płyty  $a = 27,31$  mm

**3.4. PRZYJĘTO** płytę żelbetową z betonu szczelnego B25 – W8 o gr 20cm /warunek technologii szczelnego betonu/ zbrojoną dołem i góra na całej powierzchni #10co24cm w obu kierunkach o  $F_z = 3,27 > 2,66$  cm<sup>2</sup>. Na murach obwodowych płytę wywinąć do góry na 20cm w celu utworzenia wanny z betonu szczelnego z odprowadzeniem wód opadowych na zewnątrz przez „rzygacze” kamienne, oraz obmurować kamieniem analogicznie jak uzupełnienia korony murów. Dodatkowo górą w narożnikach zewnętrznych pręty ukośne #10co20cm szt.6.

#### POZ.4. GANEK KOMUNIKACYJNY W POZIOMIE I<sub>p</sub> KAPLICY ZAMKOWEJ.

##### 4.1. Zestawienie obciążeń.

-płyty kamienne z piaskowca 40x40x5cm	$0,05 \times 27,0 \times 1,2 = 1,62$ kN/m <sup>2</sup>
-krata podkonstrukcji	$0,05 \times 2 \times 1,2 / 0,4 = 0,30$ kN/m <sup>2</sup>
-sufit podwieszony deski 2,0cm	$0,02 \times 6,0 \times 1,2 = 0,15$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie stałe	$g = 2,07$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie użytkowe	$p = 3,00 \times 1,3 = 3,90$ kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie całkowite	$q = 5,97$ kN/m <sup>2</sup>

##### 4.2. Schemat i wartości statyczne.

Beleczki stalowe w formie rusztu wyłożone płytami kamiennymi, w rozstawie dwukierunkowym 40x40cm. Rozpiętość ganku 120cm. Obciążenie pasma stropu szerokości 40cm  
 $Q = 0,40 \times 5,97 = 2,39$  kN/m  
 $M_{max} = 0,125 \times 1,20^2 \times 2,39 = 0,43$  kNm;  $Q_{max} = 0,5 \times 1,20 \times 2,39 = 1,44$  kN

##### 4.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_  
 Badany profil: Połówka dwuteownika równoległościennego 1/2IPE; Rodzaj elementu belka  
 Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00$  MPa; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 1.20$  m  
 Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 0.40$  m  
 Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 1.44$  kN;  
 Moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 0.43$  kNm  
 Współczynnik obciążenia Mobil/Mchar  $\gamma_{maf} = 1.270$ ; Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 6.00$  mm  
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200 \_\_\_\_\_

Najlepszy profil spełniający warunki ; Symbol wg PN-91/H-93419 1/2IPE-100  
 wysokość profilu  $h = 50.0$  mm; szerokość półki  $bf = 55.0$  mm; grubość półki  $tf = 5.7$  mm  
 grubość środnika  $tw = 4.1$  mm; Klasa przekroju  $KL = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $fiL = 1.000$   
 Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 0.61$  kNm  
 Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $wM = 0.701$   
 Ugięcie względem osi  $x$   $ax = 2.5$  mm; całkowite  $a = 2.5$  mm

#### 4.4. PRZYJĘTO ruszt stalowy pod płyty kamienne 40x40cm wykonany z 1/2- IPE100, łożniakiem do góry, spawany po obwodzie styków elementów do belki podłużnej.

#### 4.5. Zestawienie obciążeń na belki podłużne pomostu.

-z płyt kamiennych posadzki	$0,5 \times 1,20 \times 5,97 = 3,59$ kN/mb
-ciężar belki INP200	$0,25 \times 1,1 = 0,28$ kN/mb
Obciążenie stałe	$g = 3,87$ kN/mb

#### 4.6. Schemat i wartości statyczne.

Belka stalowa wolnopodparta jednostajnie obciążona o  $L_0 = 1,05 \times 6,64 = 6,97$  m  
 $M_{max} = 0,125 \times 6,97^2 \times 3,87 = 23,50$  kNm;  $Q_{max} = 0,5 \times 6,97 \times 3,87 = 13,49$  kN

#### 4.7. Wymiarowanie.

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane

Badany profil: Półka dwuteownika równoległościennego 1/2IPE; Rodzaj elementu belka

Wytrzymałość obliczeniowa stali  $f_d = 235.00$  MPa; Długość obliczeniowa elementu  $l_0 = 6,97$  m

Rozstaw usztywnień pasa ściskanego  $l_1 = 0.40$  m

Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi  $x$   $Q_x = 13,49$  kN;

Moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 23,50$  kNm

Współczynnik obciążenia  $M_{ob}/M_{char}$   $\gamma_{maf} = 1.270$ ; Ugięcie graniczne  $a_{gr} = 34,500$  mm

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najlepszy profil spełniający warunki Symbol wg PN-86/H-93403 C-180; wysokość profilu  $h = 180.0$  mm

szerokość półki  $bf = 70.0$  mm; grubość półki  $tf = 11.0$  mm; grubość środnika  $tw = 8.0$  mm

Klasa przekroju  $KL = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $fiL = 1.000$

Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 23.96$  kNm

Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $wM = 0.667$

Ugięcie względem osi  $x$   $ax = 33.8$  mm; całkowite  $= 33.8$  mm

#### 4.8. PRZYJĘTO belki stalowe ganku wykonane z UPE180. W miejscu oparcia belek na istniejącym murze osadzić poduszki kamienne z wapienia o wymiarach 20x20x15cm

#### POZ.5. UZUPEŁNIENIE STROPU NAD SKARBCEM A POD KAPLICĄ.

ISTNIEJĄCĄ CZĘŚĆ ZAWALONEGO SKLEPIENIA nad pomieszczeniem skarbcza, ze względu na jego stan techniczny, sugerujący możliwość dalszej destrukcji sklepienia, po którym poruszają się turyści zwiedzający muzeum i zamek, projektuje się je zabezpieczyć przez uzupełnienie brakującej części sklepienia, wykorzystując istniejące wątki podstawy sklepienia w narożnikach oraz wątki przebiegu sklepienia krzyżowego widoczne na ścianach bocznych i

ścianie zewnętrznej. Uzupełnienie należy wykonać z cegły ceramicznej pełnej na grubość 1cegły, z cegły współczesnej kl.15 na zaprawie wapienno – piaskowej z dodatkiem trasy, zachowując układ cegieł sklepienia krzyżowego analogiczny do części istniejącej. Uzupełnienie należy wykonać ze współczesnej cegły w taki sposób, by wyraźnie zostały oddzielone; część stara, istniejąca od części zabezpieczającej, aktualnie wykonywanej. Pachy sklepienia zasypać materiałem sypkim gruzem lub keramzytem, a ubitą i wyrównaną powierzchnię pokryć posadzką kamienną lub ceglana wg wskazań konserwatora.

## POZ.6. SCHODKI WYRÓWNAWCZE WEJŚCIA DO WIEŻY Z POZIOMU Ip.

### 6.1. Zestawienie obciążeń.

-wypełnienie z krat pomostowych 33x33x30mm	$0,15 \times 1,20 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
-ciężar własny ramki stalowej	$0,021 \times 1,80 \times 1,1 / 0,9 \times 0,25 = 0,19 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 0,37 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie na 1 stopień na końcu wspornika  $q_k = 0,40 \times 0,37 = 0,15 \text{ kN/mb}$

Obciążenie na 1 stopień na początku wspornika  $q_p = 0,10 \times 0,37 = 0,04 \text{ kN/mb}$

Siłą skupioną na 1 stopień na końcu wspornika  $P = 1,00 \times 1,4 = 1,40 \text{ kN}$

### 6.2. Schemat i wartości statyczne.

Stopnie wspornikowo zamocowane w słupie stalowym.  $L_0 = 90 \text{ cm}$ .

Obciążenie trapezowe 0,69-2,75 kN/mb

Ekstremalne reakcje i momenty podporowe

Podpora	Reakcja [kN]		Moment [kNm]	
numer	minimalna	maksymalna	minimalny	maksymalny
0	0.333	1.733	0.000	0.000

Ekstremalne momenty przęsłowe [kNm] i ugięcia sprężyste

Przęsło	Moment		Polożenie Ugięcie		Moment		Polożenie Ugięcie	
numer	minimalny	[m]	[mm]	maksymalny	[m]	[mm]		
p.w.	-0.150**	0.900	2.86	-1.410**	0.900	26.89		

\*\* - jednostajna zmiana momentu dla wspornika

podano - moment na podporze; - ugięcie na swobodnym końcu

### 6.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie zginanych elementów walcowanych lub spawanych

Dane	
Badany profil:	Kątownik równoramienny; Rodzaj elementu - wspornik
Wytrzymałość obliczeniowa stali	$f_d = 235.00 \text{ MPa}$
Długość obliczeniowa elementu	$l_0 = 0.90 \text{ m}$
Rozstaw usztywnień pasa ściskanego	$l_1 = 0.00 \text{ m}$
Siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x	$Q_x = 0.87 \text{ kN}$
Moment obliczeniowy względem osi x	$M_x = 0.70 \text{ kNm}$
Współczynnik obciążenia Mobil/Mchar	$\gamma_{mf} = 1.270$
Ugięcie graniczne	$a_{gr} = 6.00 \text{ mm}$

Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200

Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-84/H-93401 L-50x50x5



wysokość półki pionowej  $b = 50.0$  mm; grubość półki pionowej  $t_w = 5.0$  mm  
szerokość półki poziomej  $a = 50.0$  mm; grubość półki poziomej  $t_f = 5.0$  mm  
Klasa przekroju  $k_L = 2$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\phi_L = 1.000$   
Maksymalny moment obliczeniowy względem osi  $x$   $M_x = 0.72$  kNm  
Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0.975$   
Ugięcie względem osi  $x$   $a_x = 5.6$  mm; całkowite  $a = 5.6$  mm

**6.4. PRZYJĘTO STOPNIE WSPORNIKOWE** z krat pomostowych 33x33x40/2.5 osadzonych w ramce z kątownika 50x50x5mm spawanego do słupa wsporczego. Dodatkowo poszczególne stopnie połączone na końcach pionowymi prętami #20 będącymi równocześnie częściami balustrady.

#### 6.5. Zestawienie obciążeń na rurę nośną stopni wspornikowych.

-ze stopni  $17 \times 1,73 = 29,41$  kN

**6.6. PRZYJĘTO ZE WZGLĘDÓW KONSTRUKCYJNYCH RURĘ STALOWĄ R133/5mm o**  
ciężarze  $1 \text{ mb} = 15 \text{ kG}$ , zaopatrzoną w blachę stopową 400x400mm gr 12mm i zakotwioną w żelbetowym fundamencie płytowym przy pomocy 4M20w rozstawie 350x350mm

#### 6.7. Zestawienie obciążeń na podest spocznika schodów.

-płyta żelbetowa 10cm	$0,10 \times 25,0 \times 1,1 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
-obciążenie użytkowe spocznika - wspornik	$5,00 \times 1,3 = 6,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$g = 6,68 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie na pojedynczą belkę spocznika  $0,5 \times 0,90 \times 4,08 = 1,84 \text{ kN/mb}$

#### 6.8. Schemat i wartości statyczne.

Belka wspornikowo przewieszona o wysięgu 80cm, zamocowana drugim końcem w murze wieży w odległości 90cm od podpory.

$M_{\max} = 0,5 \times 0,90^2 \times 6,68 = 2,71 \text{ kN/mb}$ ;  $Q_{\max} = 0,90 \times 6,68 = 6,01 \text{ kN/mb}$

#### 6.9. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej

Obliczenia na zginanie i ugięcie

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu B = 25.00 MPa; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00$  MPa

Długość obliczeniowa belki  $l_{\text{eff}} = 0.90$  m; Założona szerokość płyty  $b_w = 1.00$  m

Założona wysokość płyty  $h = 0.10$  m; Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a = 0.03$  m

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{\text{sd}} = 2.71$  kNm

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{\text{sdd}} = 2.26$  kNm

Graniczne ugięcie belki  $a_{\text{lim}} = 4.50$  mm

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Obliczona szerokość płyty  $b_w = 1.00$  m; Obliczona wysokość całkowita płyty  $h = 0.10$  m

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 0.94$  cm<sup>2</sup>; Ugięcie płyty  $a = 2.10$  mm

**6.10. PRZYJĘTO** płytę żelbetową gr 10cm podpartą na koronie muru IIp, przewieszoną wspornikowo na 90cm, oraz zakotwioną w murze wieży na głębokość min 15cm. W narożniku wspornika płyty zamocowana rura nośna schodów okrągłych będąca również

podstawą zamocowania balustrady stalowej schodów i spocznika. W narożniku płyty marka stalowa z blachy gr 5mm z kotwami poziomymi 4#14 o długości zakotwienia 70cm.

6.11. PODSTAWĘ SCHODÓW OKRĄGŁYCH ZAPROJEKTOWANO JAKO PŁYTĘ ŻELBETOWĄ o wymiarach 100x100cm i gr.15cm zbrojoną konstrukcyjnie siatkami #8co15x15cm przy obu powierzchniach, beton B25-W6, płyta posadowiona na uwarstwieniu sklepienia stropu nad lp i w nim ukryta.

## POZ.7. SCHODY AŻUROWE GŁÓWNEJ, OTWARTEJ KLATKI SCHODOWEJ z lp na lp. L=1,89m.

### 7.1. Zestawienie obciążeń.

-prefabrykowane stopnie żelbetowe 8cm	$0,08 \times 25,0 \times 1,1 = 2,20 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$P = 3,00 \times 1,3 = 3,90 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$g = 6,10 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie na 1 stopień o szerokości 29cm $Q_1 = 0,29 \times 6,10 = 1,77 \text{ kN/mb}$	

### 7.2. Schemat i wartości statyczne.

Stopnie jako belki wolnopodparte obciążone obciążeniem ciągłym.  $L_0 = 1,05 \times 1,89 = 1,99 \text{ m}$ .

$$M_{\max} = 0,125 \times 1,99^2 \times 1,77 = 0,88 \text{ kNm}; \quad Q_{\max} = 0,5 \times 1,99 \times 1,77 = 1,76 \text{ kN}$$

### 7.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie płyty lub belki prostokątnej albo teowej pojedynczo zbrojonej

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu  $B = 25.00 \text{ MPa}$ ; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd} = 420.00 \text{ MPa}$

Długość obliczeniowa belki  $l_{\text{eff}} = 1.99 \text{ m}$ ; Założona szerokość belki  $b_w = 0.29 \text{ m}$

Założona wysokość belki (płyty)  $h = 0.08 \text{ m}$

Odległość od krawędzi przekroju do osi zbrojenia rozciąganego  $a_1 = 0.030 \text{ m}$

Moment obliczeniowy w badanym przekroju  $M_{\text{sd}} = 0.88 \text{ kNm}$

Maksymalny moment charakterystyczny od obciążenia długotrwałego  $M_{\text{sdd}} = 0.73 \text{ kNm}$

Graniczne ugięcie belki  $a_{\text{lim}} = 10.00 \text{ mm}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Obliczona szerokość belki (płyty)  $b_w = 0.29 \text{ m}$ ; Obliczona wysokość całkowita belki  $h = 0.08 \text{ m}$

Przekrój zbrojenia rozciąganego  $A_{s1} = 1.23 \text{ cm}^2$ ; Ugięcie belki  $a = 9.99 \text{ mm}$

### 7.4. PRZYJĘTO STOPNIE PREFABRYKOWANE, AŻUROWE, żelbetowe o wymiarach

$b \times h = 29 \times 8 \text{ cm}$ , zbrojone dołem w przęśle 5#6 ORAZ GÓRĄ 2#6, strzemiona otwarte #4,5co25cm. Stopnie oparte na ścianach zewnętrznych klatki schodowej oraz na wewnętrznym murowanym trzpieniu. Popod stopniami izolacja istniejącego sklepienia w celu odprowadzenia wód opadowych.

## POZ.8. ZEWNĘTRZNE SCHODY AŻUROWE DREWNIANE Z POZ. TERENU DO WEJŚCIA.

### 8.1. Zestawienie obciążeń.

-drewniane stopnice zewnętrzne 5cm	$0,05 \times 7,50 \times 1,2 = 0,45 \text{ kN/m}^2$
------------------------------------	---

Obciążenie użytkowe	$P=3,00 \times 1,3=3,90 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$g = 4,35 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie na 1 stopień o szerokości 35cm $Q1=0,35 \times 4,35=1,52 \text{ kN/m}$	

### 8.2. Schemat i wartości statyczne.

Stopnie jako belki wolnopodparte obciążone obciążeniem ciągłym.  $L_0=1,05 \times 1,20=1,26 \text{ m}$ .

$$M_{\max}=0,125 \times 1,26^2 \times 1,52=0,30 \text{ kNm}; \quad Q_{\max}=0,5 \times 1,26 \times 1,52=0,96 \text{ kN}$$

### 8.3. Wymiarowanie.

Naprężenia i ugięcia litych elementów prętowych zginanych

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C24$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 3$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{tO} = \text{średniotrwale}$

Szerokość przekroju pręta  $b = 350 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 50 \text{ mm}$

Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 1,26 \text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 1,26 \text{ m}$

Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 6,3 \text{ mm}$

Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1,350$

Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 0,30 \text{ kNm}$

Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 0,96 \text{ kN}$

Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000

Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{m,d} = 2,06 \text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{d} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_d = 0,08 \text{ MPa}$

Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 0,92 \text{ mm}$

Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 12,00 \text{ MPa}$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1z_g \leq 1$ )  $WR1z_g = 0,1$ ; warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2z_g \leq 1$ )  $WR2z_g = 0,17$

nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1,25 \text{ MPa}$

**8.4. PRZYJĘTO STOPNICE Z DREWNA LITEGO** o wymiarach  $b \times h = 35 \times 5 \text{ cm}$ , Zabezpieczone przeciwwilgociowo i przeciwpożarowo, oparte na drewnianych belkach policzkowych za pośrednictwem kątowników stalowych  $35 \times 35 \times 2 \text{ mm}$  o długości  $300 \text{ mm}$  mocowanych do stopnia i do belki przy pomocy wkrętów ocynkowanych do drewna  $\check{R}8$  – szt 3+3 na jeden stopień. Pomosty spoczników wykonano również z elementów stopnic z przerwami po  $5 \text{ mm}$

### 8.5. Zestawienie obciążeń na belkę policzkową $L=2,25 \text{ m}$ .

-z drewnianych stopnic	$0,5 \times 1,20 \times 4,35=2,61 \text{ kN/m}$
-belka policzkowa $8 \times 25 \text{ cm}$	$0,08 \times 0,25 \times 7,5 \times 1,2=0,18 \text{ kN/m}$
Obciążenie całkowite	$g = 2,79 \text{ kN/m}$

### 8.6. Schemat i wartości statyczne.

Belki wolnopodparte obciążone obciążeniem ciągłym.  $L_0=1,05 \times 2,25=2,37 \text{ m}$ .

$$M_{\max}=0,125 \times 2,37^2 \times 2,79=1,96 \text{ kNm}; \quad Q_{\max}=0,5 \times 2,37 \times 2,79=3,31 \text{ kN}$$

### 8.7. Wymiarowanie.

Naprężenia i ugięcia litych elementów prętowych zginanych

Dane

Klasa drewna  $K_{ld} = C24$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 3$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{tO} = \text{średniotrwale}$

Szerokość przekroju pręta  $b = 80 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 250 \text{ mm}$

Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 2,37 \text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 2,37 \text{ m}$   
 Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 11,9 \text{ mm}$   
 Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1,350$   
 Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 1,96 \text{ kNm}$   
 Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 3,31 \text{ kN}$   
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_  
 Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{mamd} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{mamd} = 2,35 \text{ MPa}$   
 od ścinania ( $\tau_{aud} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{aud} = 0,28 \text{ MPa}$   
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 0,90 \text{ mm}$   
 Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 12,00 \text{ MPa}$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1zg \leq 1$ )  $WR1zg = 0,14$ ; warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2zg \leq 1$ )  $WR2zg = 0,20$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1,25 \text{ MPa}$

### 8.8. PRZYJĘTO BELKI POLICZKOWE Z DREWNA LITEGO o wymiarach $b \times h = 8 \times 25 \text{ cm}$ ,

Zabezpieczone przeciwwilgociowo i przeciwpożarowo, oparte na drewnianych słupach konstrukcyjnych o wym.  $15 \times 15 \text{ cm}$  zlokalizowanych na zewnątrz belek policzkowych, opartych na stopach fundamentowych betonowych za pośrednictwem obuwików stalowych z blachy  $3 \text{ mm}$  w celu oderwania od powierzchni terenu. Słupy konstrukcyjne stanowić będą również podpory balustrady drewnianej. Usztywnienie podłużne schodów stanowić będzie balustrada drewniana pomiędzy słupami w  $1/3$  i  $2/3$  wysokości z desek  $5 \times 15 \text{ cm}$ . Usztywnienie poprzeczne słupów przez skratowanie deskami  $15 \times 15 \text{ cm}$  pod podestami. Belki mocowane do słupów wkrętami  $\checkmark 10-150$  po cztery na każde złącze belki policzkowej.

### 8.9. FUNDAMENTY POD SŁUPKI SCHODÓW PRZYJĘTO KONSTRUKCYJNIE jako stopy betonowe kołowe o średnicy $25 \text{ cm}$ wiercone świdrem ogrodniczym na głębokość minimum $100 \text{ cm}$ i betonowane z betonu szczelnego B25-W6.

## POZ.9. SCHODY ZEWNĘTRZNE WYRÓWNAWCZE Z POZ. TERENU NA TARAS PÓŁNOCNY

### 9.1. Zestawienie obciążeń.

-drewniane stopnice zewnętrzne $8 \text{ cm}$	$0,08 \times 7,50 \times 1,2 = 0,72 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe	$P = 3,00 \times 1,3 = 3,90 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$g = 4,62 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie na 1 stopień o szerokości $35 \text{ cm}$	$Q_1 = 0,35 \times 4,62 = 1,62 \text{ kN/m}$

### 9.2. Schemat i wartości statyczne.

Stopnie jako belki wolnopodparte obciążone obciążeniem ciągłym.  $l_o = 1,05 \times 1,30 = 1,36 \text{ m}$ .  
 $M_{max} = 0,125 \times 1,36^2 \times 1,62 = 0,38 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0,5 \times 1,36 \times 1,62 = 1,10 \text{ kN}$

### 9.3. Wymiarowanie.

Naprężenia i ugięcia litych elementów prętowych zginanych

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa drewna  $K_{ld} = C24$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 3$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{t0}$  = średniotrwale

Szerokość przekroju pręta  $b = 350 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 80 \text{ mm}$

Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 1,36 \text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 1,36 \text{ m}$

Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 6.3 \text{ mm}$   
 Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma_{maux} = 1.350$   
 Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 0.38 \text{ kNm}$   
 Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 1.10 \text{ kN}$   
 \_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_  
 Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{mxd} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{mxd} = 1.02 \text{ MPa}$   
 od ścinania ( $\tau_{aud} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{aud} = 0.06 \text{ MPa}$   
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 0.35 \text{ mm}$   
 Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 12.00 \text{ MPa}$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1z_g \leq 1$ )  $WR1z_g = 0.06$ ; warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2z_g \leq 1$ )  $WR2z_g = 0.08$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1.25 \text{ MPa}$

#### 9.4. PRZYJĘTO STOPNICE I POMOST SPOCZNIKA Z DREWNA LITEGO o wymiarach

$b \times h = 35 \times 8 \text{ cm}$ , zabezpieczone przeciwwilgociowo i przeciwpożarowo, oparte na stalowych belkach policzkowych, opartych na belkach stalowych wspornikowo zamocowanych w murze po obu stronach otworu wejściowego. Stopnice i pomost mocowane do górnych półek belek stalowych pomocy śrub stalowych ocynkowanych  $\checkmark B$  – szt 2+2 na jeden stopień. Pomosty spoczników wykonać z elementów stopnic z przerwami po 5mm.

#### 9.5. Zestawienie obciążeń na belki wspornikowe.

-ciężar własny belki  $g = 0.16 \times 1.1 = 0.18 \text{ kN/m}$

Siła kupiona na końcu wspornika  $P = (0.5 \times 1.40 + 0.35) \times (0.5 \times 1.36 \times 7.22) = 5.16 \text{ kN}$

#### 9.6. Schemat i wartości statyczne.

Belka wspornikowo zamocowana w murze  $L_w = 1.05 \times 1.275 = 1.34 \text{ m}$

$M_{max} = 0.5 \times 1.34^2 \times 0.18 + 1.34 \times 5.16 = 7.04 \text{ kNm}$ ;  $Q_{max} = 0.5 \times 0.18 \times 1.36 + 5.16 = 5.28 \text{ kN}$

#### 9.7. Wymiarowanie.

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg PN-90/B-03200 \_\_\_\_\_  
 Najbliższy profil spełniający warunki Symbol wg PN-86/H-93403 C-120p  
 wysokość profilu  $h = 120.0 \text{ mm}$ ; szerokość półki  $b_f = 55.0 \text{ mm}$ ; grubość półki  $t_f = 9.0 \text{ mm}$   
 grubość środnika  $t_w = 5.5 \text{ mm}$ ; Klasa przekroju  $KL = 1$ ; Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1.000$   
 Maksymalny moment obliczeniowy względem osi x  $M_x = 11.80 \text{ kNm}$   
 Stopień wykorzystania przekroju (wzór 54)  $w_M = 0.512$   
 Ugięcie względem osi x  $a_x = 4.1 \text{ mm}$ ; całkowite  $a = 4.1 \text{ mm}$

9.8. PRZYJĘTO RAMKĘ STALOWĄ z dwóch ceowników UPN120 zwróconych środnikami na zewnątrz zamocowanymi w ościeżach muru na głębokość równą grubości muru, wieńczonych na końcu oraz przy murze również 2UPN120 będącymi podporami pomostu spocznika.

### POZ.10. ZADASZENIE NAD BUDYNKIEM PRZEDZAMCZA.

#### 10.1. Zestawienie obciążeń na projektowane zadaszenie nad budynkiem.

Kąt nachylenia połaci  $\alpha = 5^\circ$ ,  $\cos \alpha = 0.996$  – pominięto w obliczeniach

-blacha tytanowo – cynkowa na macie  $0.06 \times 1.2 = 0.08 \text{ kN/m}^2$   
 -płyta OSB 22mm  $0.022 \times 7.50 \times 1.2 = 0.23 \text{ kN/m}^2$   
 -nadbitki wentylacyjne  $5 \times 4 \text{ cm co } 100 \text{ cm}$   $4 \times 0.04 \times 0.05 \times 6.0 \times 1.2 = 0.17 \text{ kN/m}^2$

-folia paroprzepuszczalna	$=0,01\text{kN/m}^2$
-wełna mineralna łącznie 30cm	$0,30 \times 1,00 \times 1,2 = 0,36\text{kN/m}^2$
-paroizolacja	$=0,01\text{kN/m}^2$
-płatewki drewniane 8x20 co 1,0m	$0,08 \times 0,20 \times 6,00 \times 1,2 = 0,12\text{kN/m}^2$
-deskowanie pełne 2,0cm	$0,02 \times 6,00 \times 1,2 = 0,15\text{kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 1,13\text{kN/m}^2$
Obciążenie śniegiem III strefa	$p_z = 0,96 \times 1,5 = 1,44\text{kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 2,57\text{kN/m}^2$

Obciążenie wiatrem ; I strefa - miejscowość Babice - po stronie nawietrznej  $p=0,59\text{kN/m}^2$ ,

## 10.2. Schemat i wartości statyczne.

Płatewki w rozstawie co 125cm. Obciążenie ciągłe na płytę OSB  $q_1=(0,31+1,44)=1,75\text{kN/m}^2$

$M_{\max}=0,125 \times 1,25^2 \times 1,75=0,35\text{kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 1,25 \times 1,75=1,10\text{kN}$

Płatewki w rozstawie co 100cm. Obciążenie ciągłe  $= Q_1=1,00 \times (2,57+0,59)=3,16\text{kN/m}$

Beleczki drewniane wolnopodparte jednostajnie obciążone o rozpiętości  $L_0=2,95\text{m}$

$M_{\max}=0,125 \times 2,95^2 \times 3,16=3,37\text{kNm}$ ;  $Q_{\max}=0,5 \times 2,95 \times 3,16=4,66\text{kN}$

Dźwigary główne stropodachu w rozstawie osiowym co 2,95m

$Q_r=2,95 \times (2,57+0,59)+0,20 \times 0,50 \times 7,5 \times 1,1=9,32+0,825=10,15\text{kN/m}$

Belki drewniane z drewna klejonego jednostajnie obciążone z jednostronnym przewieszeniem o

$L_0=7,20\text{m}$  i  $L_w=0,50\text{m}$

$M_{\max}=0,125 \times 7,20^2 \times 10,15=65,77\text{kNm}$   $Q_{\max}=(0,5 \times 7,2+0,50) \times 10,15=41,62\text{kN}$

## 10.3. WYMIAROWANIE PŁYT OSB gr 25mm.

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa płyty odpowiadająca  $K_{ld} = C18$ ; Klasa użytkowania wg p. 3.2.3. normy  $K_u = 3$

Klasa trwania obciążeń wg p. 3.2.4. normy  $K_{tO} = \text{średniotrwale}$

Boczne podpory przeciw zwichrzeniu pręta nie ma; Górna powierzchnia pręta obciążona

Szerokość przekroju pręta  $b = 1000\text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 25\text{ mm}$

Długość obliczeniowa pręta  $l_t = 1,25\text{ m}$ ; między bocznymi podporami  $l_d = 1,25\text{ m}$

Dopuszczalne ugięcie pręta  $u_{lim} = 5,0\text{ mm}$

Stosunek momentu obliczeniowego do charakterystycznego względem osi x ( $M_{xd}/M_{xc}$ )  $\gamma = 1,350$

Moment obliczeniowy względem osi x  $M_{xd} = 0,35\text{ kNm}$ ;

Maksymalna siła poprzeczna obliczeniowa względem osi x  $V_{xd} = 1,10\text{ kN}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_

Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{m,d} = 3,36\text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{d} \leq K_v \cdot f_{vd}$ )  $\tau_{d} = 0,07\text{ MPa}$

Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{lim}$ )  $u_c = 3,60\text{ mm}$

Sprawdzenie warunków normowych: nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{crit} \cdot f_{md} = 9,00\text{ MPa}$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1_{zg} \leq 1$ )  $WR1_{zg} = 0,26$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2_{zg} \leq 1$ )  $WR2_{zg} = 0,37$

nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{vd} = 1,00\text{ MPa}$

## 10.4. WYMIAROWANIE PŁATEWEK Z DREWNA LITEGO C35 – b×h=5x20cm.

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_

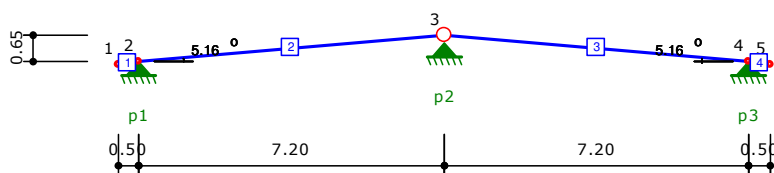
Szerokość przekroju pręta  $b = 38\text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 200\text{ mm}$

Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{m,d} \leq K_{crit} \cdot f_{md}$ )  $\sigma_{m,d} = 15,06\text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{\text{ud}} \leq K_v \cdot f_{\text{vd}}$ )       $\tau_{\text{ud}} = 0.92 \text{ MPa}$   
 Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{\text{lim}}$ )       $u_c = 7.48 \text{ mm}$   
 Sprawdzenie warunków normowych:  
 nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a       $K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}} = 21.54 \text{ MPa}$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1z_g \leq 1$ )       $WR1z_g = 0.76$   
 warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2z_g \leq 1$ )       $WR2z_g = 0.85$   
 nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a       $K_v \cdot f_{\text{vd}} = 2.09 \text{ MPa}$

## 10.5. WYMIAROWANIE DŹWIGARÓW Z DREWNA KLEJONEGO GL24 – $b \times h = 16 \times 30 \text{ cm}$ .

### Geometria układu schemat zastępczy.



### Lista węzłów

Nr węzła	X [m]	Y [m]
1	0.00	0.00
2	0.50	0.05
3	7.70	0.70

### Lista materiałów

Nr materiału	Typ	Klasa	$E_{0,\text{mean}}$ [MPa]
1	Klejony	GL24	11000
Ciężar własny			[kN/m³] 5.5
$\alpha_t$			[1/°K] 0.000003

### Lista przekrojów

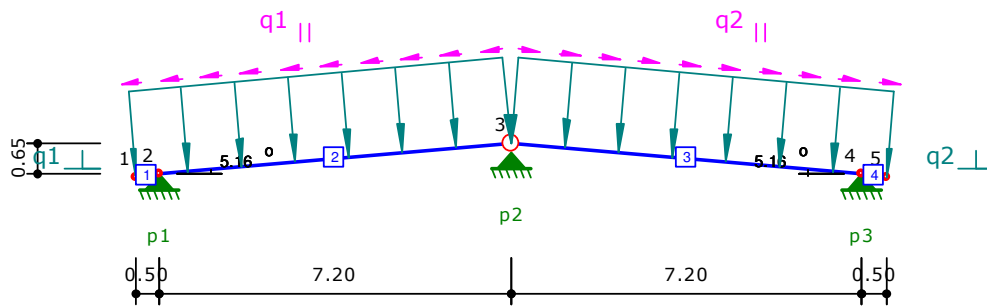
Nr przekroju	h [cm]	b [cm]	Liczba elem	A [cm²]	$J_z$ [cm⁴]	$J_y$ [cm⁴]	Nr materiału
1	30.0	16.0	1	480.0	36000	10240	1

### Lista prętów

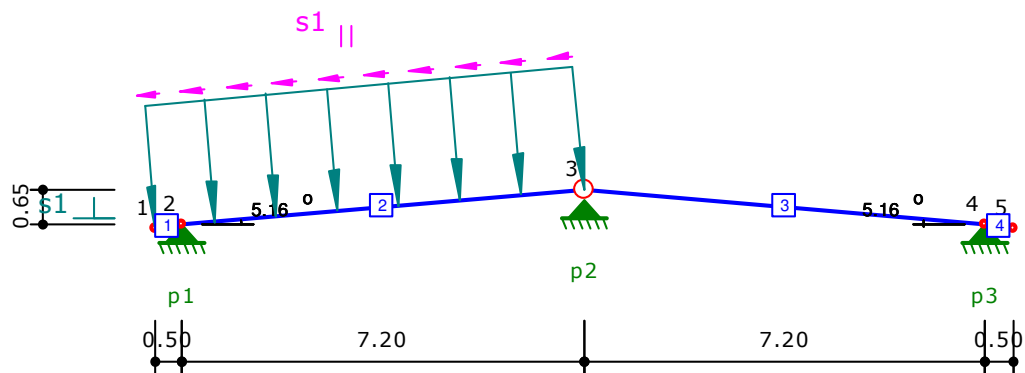
Nr pręta	Typ pręta	Nr węzła pocz.	Nr węzła końc.	Nr przekroju	Połączenie (węzeł pocz.)	Połączenie (węzeł końc.)	Długość [m]
1	krokiew	1	2	1	szttywne	szttywne	0.50
2	krokiew	2	3	1	szttywne	przegub	7.23
3	krokiew	3	4	1	przegub	szttywne	7.23
4	krokiew	4	5	1	szttywne	szttywne	0.50
Rozstaw DŹWIGARÓW					[m]	1.00	

### Lista podpór

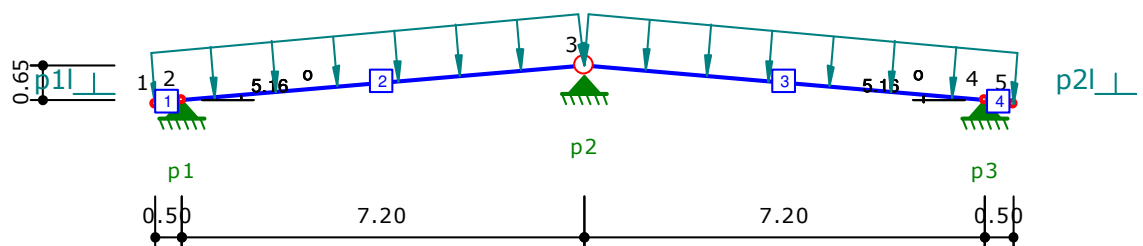
Nr podpory	Nr węzła	Typ	$k_x$ [kN/m]	$k_y$ [kN/m]
1	2	stała	0.00	0.00
2	3	stała	0.00	0.00
3	4	stała	0.00	0.00

**Obciążenia stałe**

$q_{1\wedge} = 1.13 \text{ kN/m}$	$q_{1\text{II}} = 0.10 \text{ kN/m}$
$q_{2\wedge} = 1.13 \text{ kN/m}$	$q_{2\text{II}} = 0.10 \text{ kN/m}$

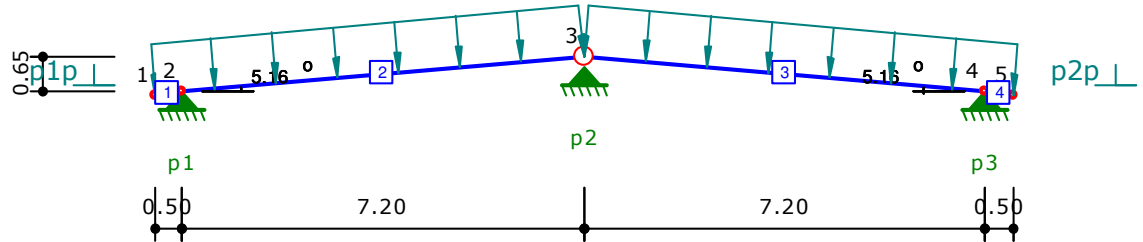
**Obciążenie śniegiem - lewa połać**

$s_{1\wedge} = 1.43 \text{ kN/m}$	$s_{1\text{II}} = 0.13 \text{ kN/m}$
-----------------------------------	--------------------------------------

**Obciążenie wiatrem z lewej**

$p_{1\wedge} = 0.59 \text{ kN/m}$	$p_{2\text{II}} = 0.59 \text{ kN/m}$
-----------------------------------	--------------------------------------



**Obciążenie wiatrem z prawej**

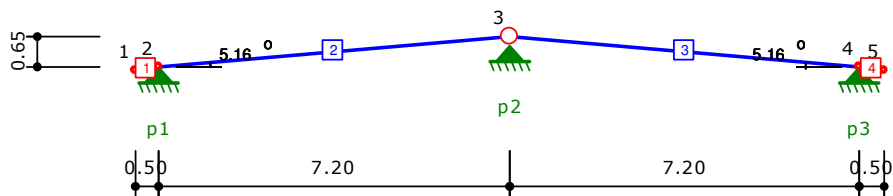
$p_{1p} = 0.59 \text{ kN/m}$	$p_{2p} = 0.59 \text{ kN/m}$
------------------------------	------------------------------

**Klasy wytrzymałości - wartości charakterystyczne:**

Klasa drewna	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$E_{0,mean}$	$E_{0,05}$	$E_{90,mean}$	$G_{mean}$	$r_k$	$r_{mean}$
-	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
GL24	24	14	0.4	21	5.3	2.5	11000	7400	370	690	350	350

**Zbiórce zestawienie wyników****Tabela wykorzystania nośności przekroju pręta**

Nr	Typ pręta	Zgin. i statecz.	Zgin. ze ścisk.	Ścisk. ze zgin.	Ścisk.	Rozciąg. ze zgin.	Rozciąg.	Ścin.	$u_{fin}$ [cm]	Uwagi
1	krokiew	$0.01 > 1$	-	-	-	$0.01 < 1$	-	$0.03 < 1$	<b><math>0.66 &gt; 0.50</math></b>	-
2	krokiew	$0.56 > 1$	-	$0.01 < 1$	-	$0.56 < 1$	$0.00 < 1$	$0.23 < 1$	$2.98 < 3.61$	-
3	krokiew	$0.56 < 1$	-	$0.01 < 1$	-	$0.56 < 1$	$0.00 < 1$	$0.23 < 1$	$2.98 < 3.61$	-
4	krokiew	$0.01 < 1$	-	-	-	$0.01 < 1$	-	$0.03 < 1$	<b><math>0.66 &gt; 0.50</math></b>	-

**Obwiednia reakcji dla podpory nr 1**

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.00</b>	5.87	0.00	1
$R_{x \min}$	<b>-0.22</b>	14.23	0.00	1 2 4
$R_{y \max}$	-0.22	<b>14.23</b>	0.00	1 2 4
$R_{y \min}$	0.00	<b>5.87</b>	0.00	1

**Obwiednia reakcji dla podpory nr 2**

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.00</b>	15.38	0.00	1 2
$R_{x \min}$	<b>0.00</b>	15.38	0.00	1 3
$R_{y \max}$	0.00	<b>24.77</b>	0.00	1 2 3 4
$R_{y \min}$	0.00	<b>10.22</b>	0.00	1

**Obwiednia reakcji dla podpory nr 3**

Reakcja ekstremalna	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]	Grupy obciążeń
$R_{x \max}$	<b>0.22</b>	14.23	0.00	1 3 4
$R_{x \min}$	<b>0.00</b>	5.87	0.00	1
$R_{y \max}$	0.22	<b>14.23</b>	0.00	1 3 4
$R_{y \min}$	0.00	<b>5.87</b>	0.00	1

10.6. PRZYJĘTO WARSTWĘ POSZYCIA Z PŁYT OSB/2 o gr 25mm układanych wzdłuż płatek. PŁATEWKI Z DREWNA LITEGO C35 o wymiarach b×h=5×20cm  
DŹWIGARY GŁÓWNE Z DREWNA KLEJONEGO GL24 o wymiarach b×h=20×50cm  
PRZYJĘTO ZE WZGLĘDÓW ARCHITEKTONICZNYCH.

**POZ.11. SŁUPY ZADASZENIA NAD BUDYNKIEM.****11.1. Zestawienie obciążeń.**

Z dźwigara dachowego + ciężar własny  $N=14,23+0,25 \times 0,25 \times 25,0 \times 1,1 \times 4,5=21,97\text{kN}$

**11.2. Schemat i wartości statyczne.**

Słup żelbetowy Ø25cm zamocowany w stopie fundamentowej  $L=4,50\text{m}$

Wymiarowanie słupa o przekroju kołowym ściskanego osiowo lub mimośrodowo

\_\_\_\_\_ Dane \_\_\_\_\_

Klasa betonu  $B=25.0\text{MPa}$ ; Wytrzymałość obliczeniowa stali zbrojenia podłużnego  $f_{yd}=420.00\text{MPa}$

Typ węzła nieprzesuwany; Badany przekrój podporowy; Długość rzeczywista słupa  $l_c=4.50\text{m}$

Długość obliczeniowa słupa  $l_0=4.50\text{m}$ ; Założona średnica przekroju słupa  $d_s=0.25\text{m}$

Odległość osi zbrojenia od krawędzi przekroju  $a_1=0.030\text{m}$

Siła obliczeniowa  $N_{sd}=21.79\text{kN}$ ; Siła od obciążenia długotrwałego  $N_{dd}=18.16\text{kN}$

Moment obliczeniowy  $M_{sd}=2.00\text{kNm}$

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03264:2002 \_\_\_\_\_

Zastosować conajmniej 6 prętów zbrojenia rozłożonych równomiernie

Obliczona średnica przekroju słupa  $d_s=0.25\text{m}$

Przekrój zbrojenia podłużnego  $A_s=2.45\text{cm}^2$ ; Procent zbrojenia  $\rho_o=0.50\%$

11.3. PRZYJĘTO SŁUP żelbetowy o przekroju kołowym Ø25cm zbrojony podłużnie 6#14 równomiernie rozłożone po obwodzie, oraz strzemionami #6co 25cm. W głowicy słupa zabetonować uchwyt mocowania dźwigara zadaszenia.

**POZ.12. STOPY POD SŁUPY ZADASZENIA NAD BUDYNKIEM.****12.1. Zestawienie obciążeń.**

-ze słupa poz.2

=21,97kN

-grunt nad stopą	$0,50 \times 0,50 \times 0,80 \times 20,0 \times 1,3 = 5,20 \text{ kN}$
-deskowanie pełne 2,0cm	$0,50 \times 0,50 \times 0,40 \times 25,0 \times 1,1 = 2,75 \text{ kN}$
Obciążenie całkowite	$q = 29,92 \text{ kN}$

### 12.2. Potrzebna powierzchnia stopy.

Do obliczeń przyjęto jednostkowy opór podłoża gruntowego  $= 0,015 \text{ kN/cm}^2$  jak dla gliny pylastej stwierdzonej w wykonanej odkrywce fundamentu muru istniejącego, zgodnie z archiwalną dokumentacją geotechniczną.  $F_{\text{potrz}} = 29,92 / 0,015 = 1995 \text{ cm}^2$ .

### 12.3. PRZYJĘTO STOPE ŻELBETOWĄ o wym. $b \times l \times h = 50 \times 50 \times 30 \text{ cm}$ o zbrojeniu dołem w obu kierunkach $\#14 \text{ co } 20 \text{ cm}$ . Ze stopy wypuścić łączniki zbrojenia słupa $6\#14$ .

## POZ.13. KONSTRUKCJA PODESTÓW DREWNIANYCH KAWIARNI.

### 13.1. Zestawienie obciążeń.

-deski tarasowe 2,5cm	$0,025 \times 7,50 \times 1,2 = 0,23 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie stałe	$g = 0,23 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie użytkowe przyjęto	$p_z = 5,00 \times 1,3 = 6,50 \text{ kN/m}^2$
Obciążenie całkowite	$q = 6,86 \text{ kN/m}^2$

Obciążenie na legary drewniane w rozstawie  $\text{co } 50 \text{ cm}$ .

$$Q_1 = 0,50 \times 6,86 = 3,43 \text{ kN/mb}$$

### 13.2. Schemat i wartości statyczne.

Belki wolnopodparte obciążone obciążeniem ciągłym.  $L_0 = 1,05 \times 1,30 = 1,36 \text{ m}$ .

$$M_{\text{max}} = 0,125 \times 1,36^2 \times 3,43 = 0,80 \text{ kNm}; \quad Q_{\text{max}} = 0,5 \times 1,36 \times 3,43 = 2,34 \text{ kN}$$

### 13.3. Wymiarowanie.

Wymiarowanie litych elementów prętowych zginanych

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_

Szerokość przekroju pręta  $b = 45 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 100 \text{ mm}$

Naprężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{\text{mxd}} \leq K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}}$ )  $\sigma_{\text{mxd}} = 10,67 \text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{\text{ud}} \leq K_v \cdot f_{\text{vd}}$ )  $\tau_{\text{ud}} = 0,78 \text{ MPa}$

Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{\text{lim}}$ )  $u_c = 3,06 \text{ mm}$

Sprawdzenie warunków normowych:

nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}} = 12,00 \text{ MPa}$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1z_g \leq 1$ )  $WR1z_g = 0,62$ ; warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2z_g \leq 1$ )  $WR2z_g = 0,89$

nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{\text{vd}} = 1,25 \text{ MPa}$

### 13.4. Zestawienie obciążeń na belki pod legary w rozstawie $\text{co } 130 \text{ cm}$ .

-z legarów zastępczo	$0,5 \times 1,30 \times 6,86 = 4,46 \text{ kN/m}^2$
----------------------	---

### 13.5. Schemat i wartości statyczne.

Belki dwuprzęsłowa obciążone obciążeniem ciągłym.  $L_0 = 1,05 \times 1,30 = 1,36 \text{ m}$ .

$$M_{\text{max}} = 0,125 \times 1,36^2 \times 4,46 = 1,03 \text{ kNm}; \quad Q_{\text{max}} = 0,5 \times 1,36 \times 4,46 = 3,03 \text{ kN}$$

### 13.6. Wymiarowanie.

Wymiarowanie litych elementów prętowych zginanych

\_\_\_\_\_ Wyniki obliczeń wg. PN-B-03150:2000 \_\_\_\_\_

Szerokość przekroju pręta  $b = 63 \text{ mm}$ ; Wysokość przekroju pręta  $h = 100 \text{ mm}$

Napężenie obliczeniowe od zginania ( $\sigma_{\text{mamd}} \leq K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}}$ )  $\sigma_{\text{mamd}} = 9,81 \text{ MPa}$

od ścinania ( $\tau_{\text{aud}} \leq K_v \cdot f_{\text{vd}}$ )  $\tau_{\text{aud}} = 0,72 \text{ MPa}$

Ugięcie całkowite pręta ( $u_c \leq u_{\text{lim}}$ )  $u_c = 2,81 \text{ mm}$

Sprawdzenie warunków normowych:

nośność graniczna na zginanie wg. p. 4.2.2.a  $K_{\text{crit}} \cdot f_{\text{md}} = 12,00 \text{ MPa}$

warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR1zg \leq 1$ )  $WR1zg = 0,57$ ; warunek wg p. 4.1.5.a ( $WR2zg \leq 1$ )  $WR2zg = 0,82$

nośność graniczna na ścinanie wg. p. 4.1.8.2.a  $K_v \cdot f_{\text{vd}} = 1,25 \text{ MPa}$

**13.7. PRZYJĘTO POMOST** wykonany jako drewniany, z desek tarasowych gr 25mm mocowanych do legarów drewnianych  $b \times h = 7 \times 10 \text{ cm}$  w rozstawie osiowym co 50cm, spoczywających na poprzecznych belkach rusztu drewnianego  $10 \times 10 \text{ cm}$  w rozstawie osiowym 130cm. Słupki podpierające belki rusztu w rozstawie osiowym  $130 \times 156 \text{ cm}$  przyjęto konstrukcyjnie  $12 \times 12 \text{ cm}$ . Słupki oparte na poprzecznie ułożonych podwalinach  $15 \times 15 \text{ cm}$  spoczywających na warstwie wyrównanego i ubitego żwiru o gr 30cm.

Wszystkie połączenia elementów konstrukcyjnych wykonać jako typowe połączenia ciesielskie. Usztywnienie poprzeczne i podłużne wykonać jako skratowanie deskami  $3,2 \times 15 \text{ cm}$  w skrajnych traktach. Elementy siedzisk przylegających do pomostu wykonać analogicznie z przekroi jak konstrukcja pomostu tarasu. Wszystkie elementy drewniane zabezpieczyć przed montażem przeciwwilgociowo i przeciwpożarowo.

KONIEC OBLICZEŃ.

OPRACOWAŁ:

Kraków kwiecień 2016.

Inż. Jerzy Borkowski