



PRACOWNIA KONSTRUKCJI

TeKa

Tomasz Kniec

43-382 Bielsko – Biała ul. Jaskrowa 15
tel/fax 033 818 38 61 / kom. 502 089 993
mail: tkniec@gmail.com

PROJEKT BUDOWLANY

KONSTRUKCJA

PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA BUDYNKU OBSŁUGI REKREACJI KULTURALNEJ PRZY BOISKU SPORTOWYM W MIĘDZYZRZECZU

LOKALIZACJA:

Międzyrzecze 255

INWESTOR:

Urząd Gminy Jasienica

43-384 Jasienicka 159

PROJEKTOWAŁ:

inż. Tomasz Kniec

upr. nr SLK/2159/PWOK/08

Inż. Tomasz Kniec
UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr ewidencyjny SLK/2159/PWOK/08

Do projektowania i kierowania
robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej

SPRAWDZIŁ:

mgr inż. Tomasz Piecha

upr. nr 760/01

mgr inż. Tomasz Piecha
uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej;
nr ewid. 760/01 SLK/BO/0233/03

Bielsko – Biała

Luty 2009

OPRACOWANIE ZAWIERA

I OPIS KONSTRUKCJI

1.	Podstawowe dane	4
1.1	Przedmiot opracowania	4
1.2	Lokalizacja	4
1.3	Inwestor	4
2.	Uwarunkowania formalno – prawne	4
2.1	Zakres opracowania.....	4
2.2	Podstawa opracowania	4
3.	Założenia projektowe	5
3.1	Założenia materiałowe.....	5
3.2	Obciążenia	5
3.2.1	Obciążenia stałe.....	5
3.2.2	Śnieg.....	5
3.2.3	Wiatr.....	6
4.	Ocena stanu technicznego istniejącego budynku	7
4.1	Opis stanu istniejącego.....	7
4.2	Stan techniczny istniejącego obiektu.....	7
4.2.1	Konstrukcja murowa (ściany zewnętrzne)	7
4.2.2	Konstrukcja żelbetowa	7
4.2.3	Konstrukcja stalowa	7
4.3	Wpływ projektowanego obiektu na istniejący budynek.....	7
5.	Roboty rozbiórkowe	8
6.	Rozwiązania konstrukcyjne.....	8
6.1	Warunki gruntowo – wodne	8
6.2	Konstrukcja dachu	9
6.3	Ściany zewnętrzne wieńce i nadproża.....	9
6.4	Fundamenty	9
7.	Zestawienie pozycji obliczeniowych.....	9
7.	Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe głównych elementów konstrukcji	11
7.1	Krokiew 8x22cm – poz.1.1	11
7.2	Jętka 5x16cm – poz. 1.2	13
7.3	Krokiew 8x20cm – poz. 1.3	14
7.4	Krokiew 8x20cm – poz. 1.4	15
7.5	Kleszcze 8x20cm – poz. 1.5	16
7.6	Płatew 16x22cm – poz. 2.1.....	17
7.7	Dźwigar dachowy – poz.2.3	18
7.8	Dźwigar stalowy – poz. 2.4	27
7.9	Rdzeń żelbetowy 25x25cm – poz. 4.1	29
7.10	Stopa żelbetowa 150x150x40cm – poz. 5.1	32

III RYSUNKI KONSTRUKCYJNE

<i>nr rys.</i>	<i>Treść rysunku</i>	<i>Skala</i>
K-01	Rzut fundamentów Rysunek zestawczy	1:100
K-02	Rzut przyziemia Rysunek zestawczy	1:100
K-03	Rzut konstrukcji dachu Rysunek zestawczy	1:100
K-04	Przekrój A-A , B-B Rysunek zestawczy	1:50
K-05	Przekrój C-C , D-D Rysunek zestawczy	1:50

3. Założenia projektowe

3.1 Założenia materiałowe

- beton konstrukcyjny B20
- beton podkładowy B10
- stal zbrojeniowa AIII 34GS, A0 St0S
- stal profilowa St3S
- drewno klasy C24

3.2 Obciążenia

3.2.1 Obciążenia stałe

Typ: stałe

Warstwy dachu

Charakterystyczna wartość obciążenia:

$$Q_k = 1,04 \text{ kN/m}^2.$$

Obliczeniowe wartości obciążenia:

$$Q_{o1} = 1,25 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 1,04 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Składniki obciążenia:

Papa na deskowaniu posypana żwirkiem podwójnie

$$Q_k = 0,400 \text{ kN/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,48 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,40 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Obciążenie techniczne

$$Q_k = 0,15 \text{ kN/m}^2 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,18 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,15 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Wyroby z wełny mineralnej wełna luzem

$$Q_k = 1,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \text{ m} = 0,24 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,29 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,24 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

Sufit podwieszany z płyt gipsowych

$$Q_k = 0,25 \text{ kN/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{o1} = 0,30 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f1} = 1,20,$$

$$Q_{o2} = 0,25 \text{ kN/m}^2, \quad \gamma_{f2} = 1,00.$$

3.2.2 Śnieg

Typ: zmienne

Dachy dwuspadowy

Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$ przyjęto zgodnie ze zmianą do normy Az1, jak dla strefy III ($H = 270 \text{ m n.p.m.}$).

Współczynnik kształtu $C = 0,8 \cdot (60-30)/30 = 0,80$ jak dla dachu dwuspadowego przy obciążeniu dla pokryć i płatwi.

$C_z = -0,40$ jest współczynnikiem ciśnienia zewnętrznego,
 $C_w = 0,00$ jest współczynnikiem ciśnienia wewnętrznego.
Charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem:
 $Q_k = 0,38 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \cdot (-0,40 - 0,00) \cdot 1,8 = -0,27 \text{ kN/m}^2$.
Obliczeniowa wartość obciążenia wiatrem:
 $Q_o = -0,35 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_f = 1,30$.

4. Ocena stanu technicznego istniejącego budynku

4.1 Opis stanu istniejącego

Istniejący obiekt jest budynkiem jednokondygnacyjnym, nie podpiwniczonym o dachy jednospadowym kryty papą. Konstrukcja budynku tradycyjna murowo – żelbetowa o dachu w konstrukcji stalowo - żelbetowej – płyty żelbetowe prefabrykowane na kratownicach stalowych. Budynek posadowiony bezpośrednio na ławach żelbetowych na głębokości ok. 1,1m p.p.t.

4.2 Stan techniczny istniejącego obiektu

4.2.1 Konstrukcja murowa (ściany zewnętrzne)

- brak widocznych rys i spękań ścian zewnętrznych
 - brak widocznych zniekształceń lub odchyleń ścian zewnętrznych
- Stan konstrukcji murowych ocenia się jako dobry

4.2.2 Konstrukcja żelbetowa

- brak widocznych rys i uszczerbku otulenia zbrojenia
- Stan konstrukcji żelbetowej ocenia się jako dobry

4.2.3 Konstrukcja stalowa

- brak widocznych zniekształceń zmęczeniowych materiału
- brak widocznych ubytków powłoki malarskiej spowodowanych korozją
- brak widocznych spękań połączeń spawanych

Stan techniczny konstrukcji stalowej ocenia się jako dobry.

Ogólnie istniejący obiekt jest w stanie technicznym dobrym, użytkowany na bieżąco zgodnie ze swoją funkcją.

4.3 Wpływ projektowanego obiektu na istniejący budynek

W istniejącym budynku planowana jest rozbiorówka dachu a następnie ściany zewnętrzne nośne zostaną domurowane do poziomu wieńca obwodowego obejmującego istniejący budynek oraz projektowaną rozbudowę. Przy połączeniu ścian oraz ław projektowanych z istniejącymi w miejscu ich styku należy wykonać bruzdy a następnie zakotwić pręty $\varnothing 6$ w istniejących ścianach na zaczynie cementowym w rozstawie, co 2 wiązanie pustaka. Powyższe rozwiązanie oraz jednakowe obciążenie istniejącego budynku i projektowanego konstrukcją dachu powodują współpracę obiektów, które tworzą jednorodną bryłę. Zmiana konstrukcji istniejącego dachu z żelbetowej prefabrykowanej na drewnianą nie powoduje

wody gruntowej lub zróżnicowania warunków gruntowych na powierzchni posadowienia należy skontaktować się z projektantem.

6.2 Konstrukcja dachu

Dach w konstrukcji drewnianej kryty gontem bitumicznym na płytach OSB gr. 22mm mocowanych do krokwi w rozstawie co 90 cm o wymiarach 8x20cm i 8x22cm usztywnionych jętkami 5x16cm i kleszczami 8x20cm. Krokwie opierają się na murlatach 14x14cm kotwionych do wieńca żelbetowego o wymiarach 25x25cm kotwami M16 co 1,5m. W części projektowanej część dachu opiera się pośrednio na płatwiach drewnianych o wymiarach 16x22cm a następnie na dźwigarach drewnianych w rozstawie maksymalnie 4,0m. Nad częścią środkową budynku krokwie opierają się pośrednio na płatwi drewnianej o wymiarach 16x25cm, która oparta jest na kratownicy stalowej.

6.3 Ściany zewnętrzne wieńce i nadproża

Ściany zewnętrzne murowane z pustaków ceramicznych gr. 36cm. W miejscu oparcia dźwigarów drewnianych oraz kratownicy stalowej projektuje się rdzenie żelbetowe o wymiarach 25x25cm. Dodatkowo projektuje się rdzenie żelbetowe o wymiarach 25x25cm w ścianach szczytowych.

Wieńce żelbetowe obwodowe o wymiarach 25x25cm i 37x27cm. Po dokonaniu rozbiórki dachu należy istniejące ściany zakończyć wieńcem żelbetowym o wymiarach 25x25cm.

Nadproża żelbetowe monolityczne o wymiarach 25x25cm. W miejscu wykucia otworów okiennych i drzwiowych projektuje się nadproża stalowe z 3xIPE140 opartych za pośrednictwem blachy stalowej na poduszkach żelbetowych gr. 20cm. Wariantowo w przypadku wyburzenia ściany do poziomu nadproża okiennego lub drzwiowego nadproża można wykonać jako żelbetowe o wymiarach 25x25cm i zbrojonych 3Ø12 dołem i 2Ø12 górą oraz strzemionami Ø6 co 15cm.

W miejscu styku ściany projektowanej z istniejącą należy wykonać bruzdy oraz zakotwić pręty Ø6 w istniejącej ścianie co drugie wiązanie pustaka.

6.4 Fundamenty

Zaprojektowano posadowienie bezpośrednie na ławach i stopach żelbetowych na głębokości równej głębokości posadowienia istniejącego budynku tj. ok. 1,1m.p.p.t. Ławy o wymiarach 40x40cm zbrojone 4Ø12 i strzemionami Ø6 co 25cm. Stopy o wymiarach 150x150x40cm zbrojone prętami Ø12 co 20cm dołem i górą w obu kierunkach. Pod ławami i stopami należy wykonać 10cm warstwę chudego betonu. Otulenie zbrojenia 5cm. Ściany fundamentowe monolityczne gr. 30cm zbrojone obustronnie przeciwskruczowo siatkami z prętów Ø6 w rozstawie co 15cm w obu kierunkach.

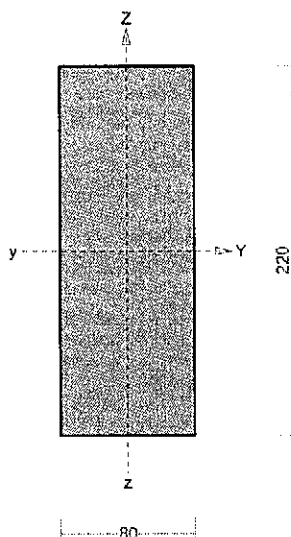
7. Zestawienie pozycji obliczeniowych

Poz.	Element	Opis elementu	Materiał
1.1	krokiew 8x22cm	krokiew 8x22cm	drewno kl. C24
1.2	jętka 5x16cm	jętka 5x16cm	drewno kl. C24
1.3	krokiew 8x20cm	krokiew 8x20cm	drewno kl. C24

			St0S
N.2	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 1,90\text{m}$	zbrojenie 3Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.3	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 0,90\text{m}$	zbrojenie 2Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.4	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 0,60\text{m}$	zbrojenie 2Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.5	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 1,10\text{m}$	zbrojenie 2Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.6	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 1,00\text{m}$	zbrojenie 2Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.7	nadproże żelbetowe 25x25cm, $L_s = 1,25\text{m}$	zbrojenie 2Ø12 dołem, 2Ø12 górą, strzemiona Ø6 co 15cm	beton B20, stal AIII 34GS, A0 St0S
N.8	nadproże stalowe	3xIPE 140, oparte na blaszy stalowej gr. 12mm i na poduszce żelbetowej gr. 20cm, belki skręcone co 0,5m śrubami M12.	stal St3S
N.9	nadproże stalowe	3xIPE 140, oparte na blaszy stalowej gr. 12mm i na poduszce żelbetowej gr. 20cm, belki skręcone co 0,5m śrubami M12.	stal St3S

7. Obliczenia statyczne – wytrzymałościowe głównych elementów konstrukcji

7.1 Krokiew 8x22cm – poz.1.1

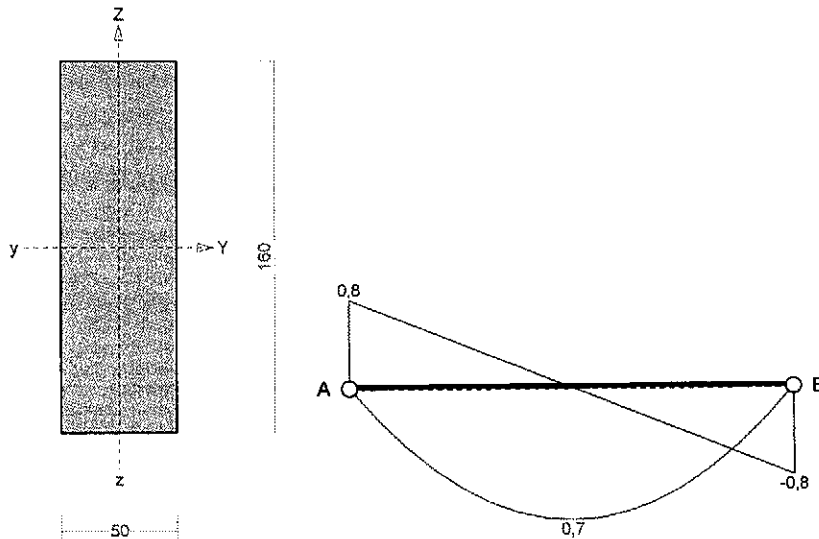


Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=0,00\text{ m}$; $x_b=2,92\text{ m}$, przy obciążeniach „AE”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 176,00\text{ cm}^2$.

7.2 Jętka 5x16cm – poz. 1.2



Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a=3,55$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „ABCE”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 80,00 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 6,3 / 80,00 \times 10 = 0,8 < 8,62 = f_{t,0,d}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=1,78$ m; $x_b=1,78$ m, przy obciążeniach „AC”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 0,7 / 213,33 \times 10^3 = 3,5 < 14,3 = 0,966 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=1,78$ m; $x_b=1,78$ m, przy obciążeniach „ABCE”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,8}{8,62} + \frac{3,5}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,0}{14,77} = 0,3 < 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,8}{8,62} + 0,7 \times \frac{3,5}{14,77} + \frac{0,0}{14,77} = 0,3 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,55$ m, przy obciążeniach „AC”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,2^2 + 0,0^2} = 0,2 < 1,5 = 1,000 \times 1,54 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=1,78$ m; $x_b=1,78$ m, przy obciążeniach „AE” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{z,fin} = -6,9 + 0,0 = 6,9 < 17,8 = u_{net,fin}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}^2}{f_{c,0,d}^2} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,1^2}{12,92^2} + 0,7 \times \frac{3,9}{14,77} + \frac{0,0}{14,77} = 0,2 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=3,65$ m; $x_b=0,00$ m, przy obciążeniach „AB”.

Warunek nośności

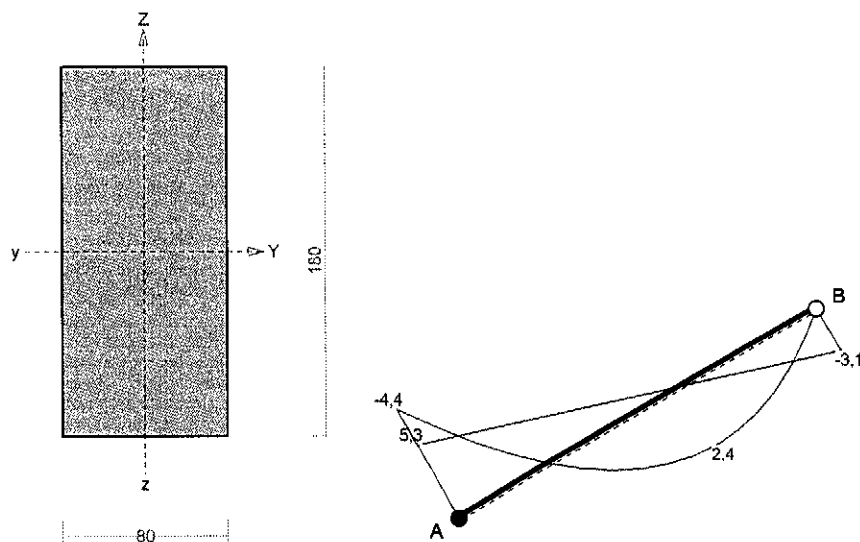
$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,5^2 + 0,0^2} = 0,5 < 1,5 = 1,000 \times 1,54 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=2,28$ m; $x_b=1,37$ m, przy obciążeniach „ABC” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{z,fin} = 3,1 + 5,0 = 8,2 < 14,6 = u_{net,fin}$$

7.4 Krokiew 8x20cm – poz. 1.4



Nośność na ściskanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=4,14$ m, przy obciążeniach „AB”.

Nośność na ściskanie:

$$\sigma_{c,0,d} = N / A_d = 8,2 / 144,00 \times 10 = 0,6 < 7,96 = 0,616 \times 12,92 = k_c f_{c,0,d}$$

Ściskanie ze zginaniem dla $x_a=0,00$ m; $x_b=4,14$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,5}{0,616 \times 12,92} + 0,7 \times \frac{0,0}{14,77} + \frac{10,3}{14,77} = 0,763 < 1$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,5}{1,094 \times 12,92} + \frac{0,0}{14,77} + 0,7 \times \frac{10,3}{14,77} = 0,525 < 1$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=4,14$ m, przy obciążeniach „ABC”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 4,4 / 432,00 \times 10^3 = 10,3 < 14,8 = 1,000 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=0,00$ m; $x_b=4,14$ m, przy obciążeniach „AC”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{5,8}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,0}{14,77} = 0,4 < 1$$

$$\sigma_i = 0,0 < 8,62 = f_{c,0,t}$$

Nośność dla $x_a=3,58$ m; $x_b=3,58$ m, przy obciążeniach „ABC”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{0,3}{8,62} + \frac{0,0}{14,77} + 1,0 \times \frac{5,0}{14,77} = 0,4 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=7,16$ m, przy obciążeniach „A”.

$$\sqrt{\tau^2 + \tau'^2} = \sqrt{0,0^2 + 0,1^2} = 0,1 < 1,54 = f_{v,d}$$

Nośność przewiązek:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=7,16$ m, przy obciążeniach „A”.

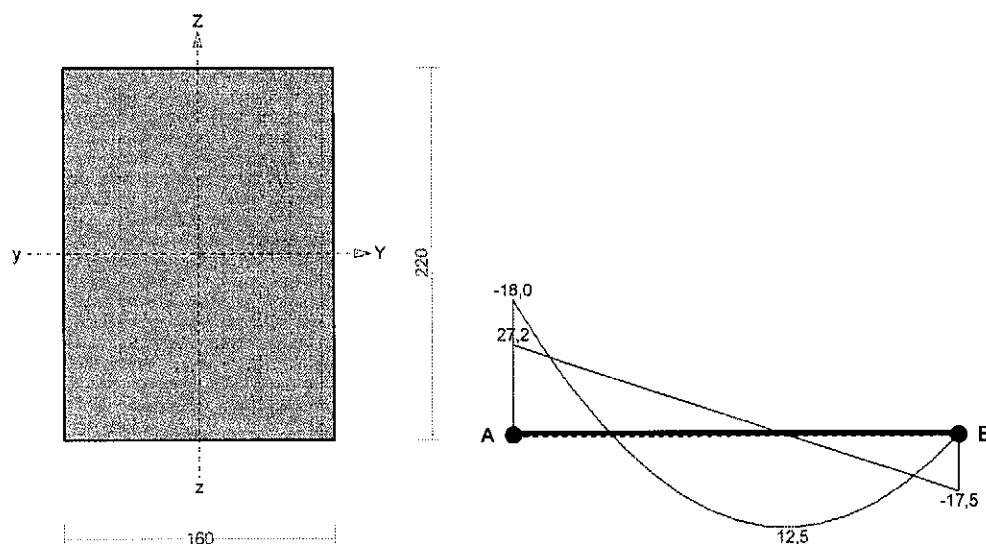
Do połączenia przewiązek, przyjęto łączniki mechaniczne w postaci gwoździ długości 110 mm o średnicy 5,0 mm.

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=3,58$ m; $x_b=3,58$ m, przy obciążeniach „A” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{y,fin} = -33,2 + 0,0 = 33,2 < 35,8 = u_{net,fin}$$

7.6 Płatew 16x22cm – poz. 2.1



Sprawdzenie nośności pręta nr 3

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,68$ m, przy obciążeniach „AB”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 18,0 / 1290,67 \times 10^3 = 14,0 < 14,8 = 1,000 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,68$ m, przy obciążeniach „AB”:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{14,0}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,0}{14,77} = 0,9 = 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \times \frac{14,0}{14,77} + \frac{0,0}{14,77} = 0,7 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=3,68$ m, przy obciążeniach „AB”.

Warunek nośności

=====

W Y N I K I
Teoria I-go rzędu
Kombinatoryka obciążeń

=====

OBCIĄŻENIOWE WSPÓŁ. BEZPIECZ.:

Grupa:	Znaczenie:	ψ_d :	γ_f :
Ciężar wł.			1,10
A - ""	Stałe		1,20
B - ""	Zmienne	1 1,00	1,50
C - ""	Zmienne	1 1,00	1,30

RELACJE GRUP OBCIĄŻEŃ:

Grupa obc.:	Relacje:
Ciężar wł.	ZAWSZE
A - ""	EWENTUALNIE
B - ""	EWENTUALNIE
C - ""	EWENTUALNIE

KRYTERIA KOMBINACJI OBCIĄŻEŃ:

Nr:	Specyfikacja:
1	ZAWSZE : A EWENTUALNIE: B

R_d

Nośność płytek:

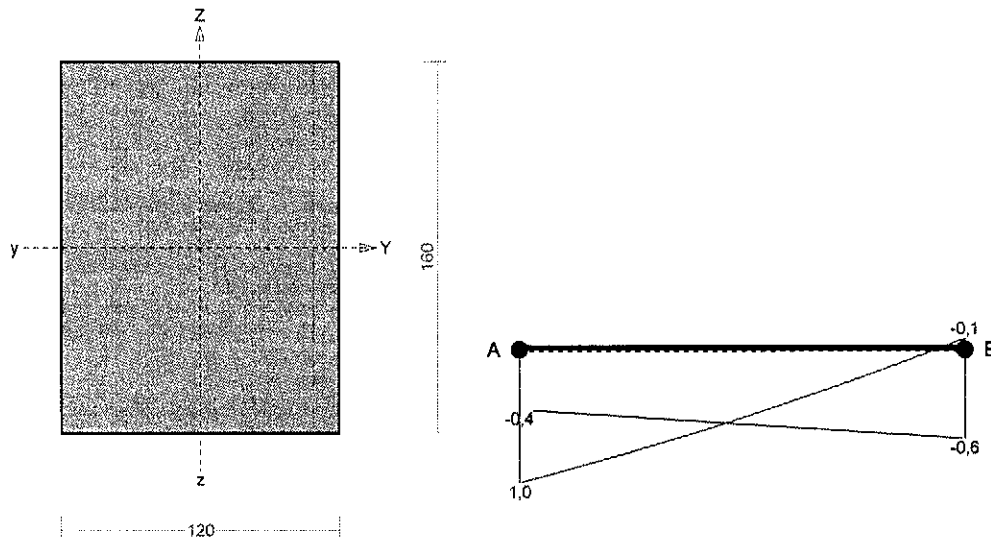
Napężenia w płytkach stalowych o grubości $t = 6,0$ mm, z uwzględnieniem osłabienia otworami:

$$\sigma = M / W_p + N / F_p = 0,0 / 62,23 \times 10^3 + 113,4 / 17,88 \times 10 = 63,4 \text{ MPa}$$

$$\tau = Q / F_p = 1,2 / 17,88 \times 10 = 0,7 < 124,7 = 0,58 f_d$$

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{63,4^2 + 3 \times 0,7^2} = 63,4 < 215 = f_d$$

- pas dolny



Nośność na rozciąganie:

Wyniki dla $x_a = 0,00$ m; $x_b = 2,20$ m, przy obciążeniach „AB”.

Pole powierzchni przekroju netto $A_n = 192,00 \text{ cm}^2$.

$$\sigma_{t,0,d} = N / A_n = 103,7 / 192,00 \times 10 = 5,4 < 8,62 = f_{t,0,d}$$

Nośność na zginanie:

Wyniki dla $x_a = 0,00$ m; $x_b = 2,20$ m, przy obciążeniach „AB”.

Warunek stateczności:

$$\sigma_{m,d} = M / W = 1,0 / 512,00 \times 10^3 = 2,0 < 14,8 = 1,000 \times 14,77 = k_{crit} f_{m,d}$$

Nośność dla $x_a = 0,00$ m; $x_b = 2,20$ m, przy obciążeniach „AB”:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{5,4}{8,62} + \frac{2,0}{14,77} + 0,7 \times \frac{0,0}{14,77} = 0,8 < 1$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{5,4}{8,62} + 0,7 \times \frac{2,0}{14,77} + \frac{0,0}{14,77} = 0,7 < 1$$

Nośność na ścinanie:

Wyniki dla $x_a = 2,20$ m; $x_b = 0,00$ m, przy obciążeniach „AB”.

Warunek nośności

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,0^2 + 0,0^2} = 0,0 < 1,5 = 1,000 \times 1,54 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a = 0,96$ m; $x_b = 1,24$ m, przy obciążeniach „AB” liczone od cięciwy pręta.

$$u_{z,fin} = -0,6 + -0,3 = 1,0 < 14,7 = u_{net,fin}$$

Warunek nośności

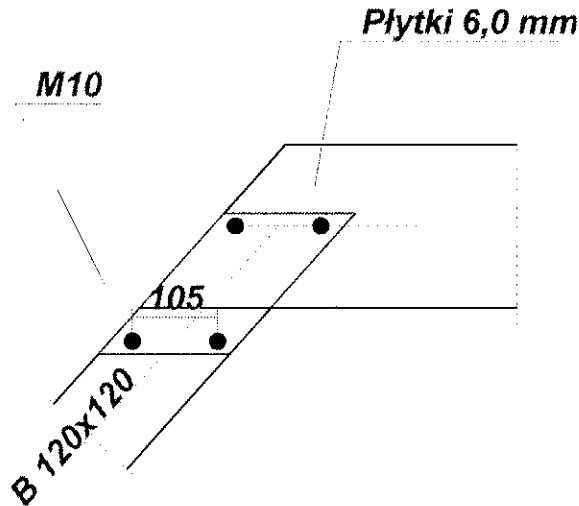
$$\tau_d = \sqrt{\tau_{z,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = \sqrt{0,0^2 + 0,0^2} = 0,0 < 1,2 = 1,000 \times 1,15 = k_v f_{v,d}$$

Stan graniczny użytkowania:

Wyniki dla $x_a=0,00$ m; $x_b=2,04$ m, przy obciążeniach „AB”.

$$u_{z,fin} = 6,9 + 3,5 = 10,4 < 13,6 = u_{net,fin}$$

POŁĄCZENIE NA ŚRUBY W WĘZLE NR: 2



Przyjęto połączenie z zastosowaniem płytek stalowych na dwucięte śruby o średnicy $d = 10,0$ mm. Łączniki

należy umieścić w uprzednio nawierconych otworach. $1,1 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,2,d} d}$

Siły działające na najbardziej obciążony łącznik:

$$F_M = \frac{M e_{\max}}{\sum e_i^2} = \frac{0,0 \times 52,3}{5477,3} \times 10^6 = 0,0 \text{ N};$$

$$F_{x,M} = 0,0; \quad F_{y,M} = 0,0$$

$$F_Q = Q / n = 0,0 / 2 \times 10^3 = -22,6 \text{ N}$$

$$F_N = N / n = 3,7 / 2 \times 10^3 = -1857,9 \text{ N}$$

Warunek nośności połączenia:

Liczba płaszczyzn ścinania łączników $n_c = 2$.

$$F = \sqrt{(F_{x,M} + F_N)^2 + (F_{y,M} + F_Q)^2} / n_c = \sqrt{(0,0 + -1857,9)^2 + (0,0 + -22,6)^2} / 2 = 929,0 < 2836,9 = R_d$$

Nośność płytek:

Naprężenia w płytkach stalowych o grubości $t = 6,0$ mm, z uwzględnieniem osłabienia otworami:

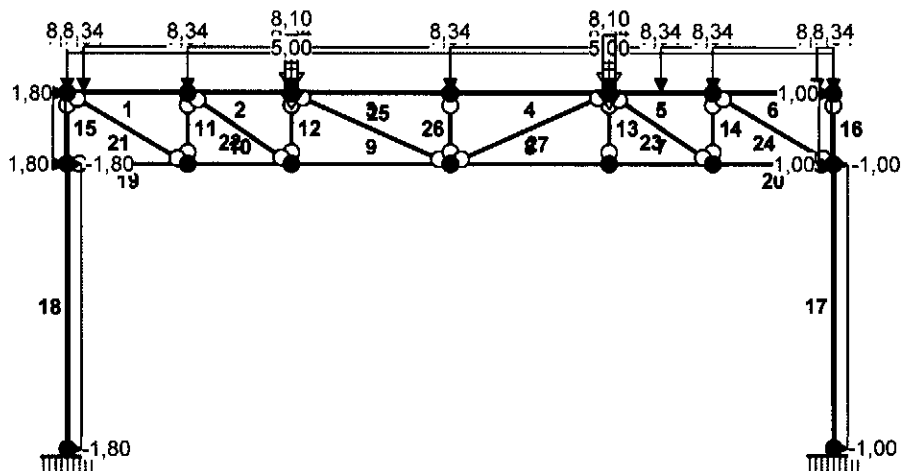
$$\sigma = M / W_p + N / F_p = 0,0 / 22,11 \times 10^3 + 3,7 / 11,76 \times 10 = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\tau = Q / F_p = 0,0 / 11,76 \times 10 = 0,0 < 124,7 = 0,58 f_d$$

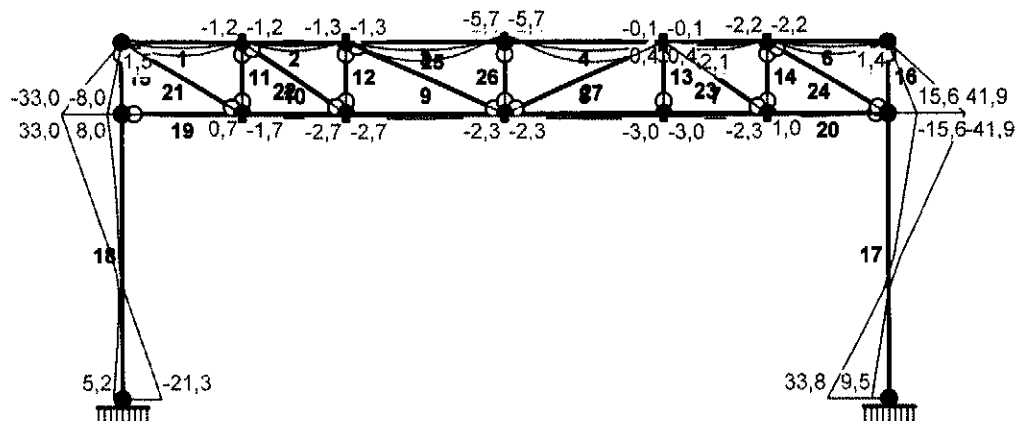
$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{3,2^2 + 3 \times 0,0^2} = 3,2 < 215 = f_d$$

7.8 Dźwigar stalowy – poz. 2.4

OBCIĄŻENIA:



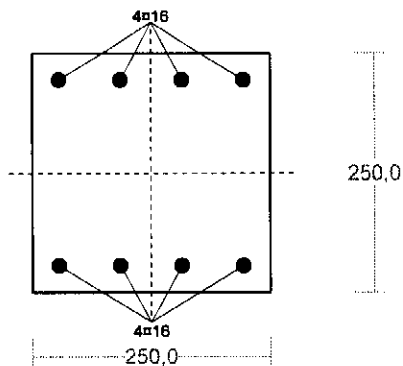
MOMENTY-OBWIEDNIE:



	21	Napręż. (1)	72,6%		AB
	22	Zgin. (54)	46,5%		AB
	23	Śc.zg. (58)	49,3%		ABC
	24	Śc.zg. (58)	78,4%		ABC
	25	Zgin. (54)	19,8%		AB
	26	Ścisk. (39)	15,6%		AB
	27	Napręż. (1)	21,1%		ABC
2	7	Zgin. (54)	50,9%		AB
	8	Zgin. (54)	52,7%		AB
	9	Napręż. (1)	53,0%		ABC
	10	Zgin. (54)	32,3%		ABC
	19	Zgin. (54)	11,0%		AB
	20	Zgin. (54)	32,5%		AB
3	1	Śc.zg. (58)	40,5%		ABC
	2	Śc.zg. (58)	48,6%		ABC
	3	Śc.zg. (58)	76,7%		ABC
	4	Śc.zg. (58)	77,2%		AB
	5	Śc.zg. (58)	31,0%		AB
	6	Napręż. (1)	19,0%		ABC

7.9 Rdzeń żelbetowy 25x25cm – poz. 4.1

Cechy przekroju:



Wymiary przekroju [cm]:

$h=25,0$, $b=25,0$,

Cechy materiałowe dla sytuacji stałej lub przejściowej

BETON: B20

$f_{ck}=16,0$ MPa, $f_{cd}=\alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c=1,00 \times 16,0/1,50=10,7$ MPa

Cechy geometryczne przekroju betonowego:

$A_c=625$ cm², $J_{cx}=32552$ cm⁴, $J_{cy}=32552$ cm⁴

STAL: A-III (34GS)

$f_{yk}=410$ MPa, $\gamma_s=1,15$, $f_{yd}=350$ MPa

$\xi_{lim}=0,0035/(0,0035+f_{yd}/E_s)=0,0035/(0,0035+350/200000)=0,667$,

Zbrojenie główne:

$A_{s1}+A_{s2}=16,08$ cm², $\rho=100 (A_{s1}+A_{s2})/A_c=100 \times 16,08/625=2,57$ %,

$J_{sx}=1513$ cm⁴, $J_{sy}=841$ cm⁴,

Siły przekrojowe:

Obciążenia działające w płaszczyźnie układu: AC

Momenty zginające: $M_x=2,5$ kNm,

$M_y=0,0$ kNm,

Siły poprzeczne: $V_y=10,3$ kN,

$V_x=0,0$ kN,

Siła osiowa: $N=-70,0$ kN = N_{sd} ,

Uwzględnienie smukłości pręta:

- w płaszczyźnie ustroju:

$e_{ey}=M_x/N=(2,5)/(-70,0)=-0,036$ m,

$M_{sdx}=\eta_x (e_{ay}+e_{ey}) N=1,039 \times (-0,020 -0,036) \times (-70,0)=4,0$ kNm,.

$$\Delta F_{td} = 0,5 |V_{sd}| (\cot\theta - V_{Rd32} / V_{Rd3} \cot\alpha) = 0,5 \times 16,3 \times (1,466) = 12,0 \text{ kN}$$

Sumaryczna siła w zbrojeniu rozciągającym:

$$F_{td} = F_{td,m} + \Delta F_{td} = 150,9 + 12,0 = 162,9 \text{ kN};$$

$$F_{td} \leq F_{td,max} = 150,9 \text{ kN}$$

Przyjęto $F_{td} = 150,9 \text{ kN}$

$$F_{td} = 150,9 < 281,5 = 8,04 \times 350 \times 10^{-1} = A_s f_{yd}$$

Zarysowanie

Położenie przekroju:

$$x = 0,000 \text{ m}$$

Siły przekrojowe:

$$M_{sd} = -26,1 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = -106,0 \text{ kN} \quad e = 26,6 \text{ cm}$$

$$V_{sd} = 10,0 \text{ kN}$$

Wymiary przekroju:

$$b_w = 25,0 \text{ cm}$$

$$d = h - a_1 = 25,0 - 2,8 = 22,2 \text{ cm}$$

$$A_c = 625 \text{ cm}^2$$

$$W_c = 2604 \text{ cm}^3$$

Minimalne zbrojenie:

Wymagane pole zbrojenia rozciągającego dla zginania, przy naprężeniach wywołanych przyczynami zewnętrznymi, wynosi:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_{s,lim} =$$

$$= 0,4 \times 1,0 \times 1,9 \times 312 / 240 = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 8,04 > 0,99 = A_s$$

Zarysowanie:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c = 1,9 \times 2604 \times 10^{-3} = 4,9 \text{ kNm}$$

$$N_{cr} = \frac{f_{ctm}}{e / W_c - 1 / A_c} = \frac{1,9}{26,6 / 2604,17 - 1 / 625,00} \times 10^{-1} = -22,0 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 106,0 > 22,0 = N_{cr}$$

Przekrój zarysowany.

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej do osi pręta:

Przyjęto $k_2 = 0,5$.

$$\rho_r = A_s / A_{ct,eff} = 8,04 / 131 = 0,06136$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \phi / \rho_r = 50 + 0,25 \times 0,8 \times 0,50 \times 16 / 0,06136 = 76,08$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2] =$$

$$= 139,4 / 200000 \times [1 - 1,0 \times 0,5 \times (-22,0 / 106,0)^2] = 0,00068$$

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} = 1,7 \times 76,08 \times 0,00068 = 0,09 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,09 < 0,3 = w_{lim}$$

Szerokość rozwarcia rysy ukośnej:

Rysy ukośne nie występują.

Ugięcia

Ugięcia wyznaczono dla charakterystycznych obciążeń długotrwałych.

Współczynniki pełzania dla obciążeń długotrwałych przyjęto równy $\phi(t, t_0) = 2,00$.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(t, t_0)} = \frac{29000}{1 + 2,00} = 9667 \text{ MPa}$$

Względny poziom posadowienia: $z_f = 1,10$ m

Kształt fundamentu: **prosty**

Wymiary podstawy: $B_x = 1,50$ m, $B_y = 1,50$ m,

Wysokość: $H = 0,40$ m,

Mimośrod: $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m.

Stan graniczny I

Zestawienie wyników analizy nośności i mimośród

Nr obc.	Rodzaj obciążenia	Poziom [m]	Wsp. nośności	Wsp. mimośr.
1	D+K	1,10	0,27	0,15
	D+K	1,20	0,26	0,15
* 2	D+K	1,10	0,60	0,42
*	D+K	1,20	0,57	0,42

Analiza stanu granicznego I dla obciążenia nr 2

Wymiary podstawy fundamentu rzeczywistego: $B_x = 1,50$ m, $B_y = 1,50$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,10$ m.

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji:

siła pionowa: $N = 179,90$ kN, mimośrody wzgl. podst. fund. $E_x = 0,00$ m, $E_y = 0,00$ m,

siła pozioma: $H_x = 21,70$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

siła pozioma: $H_y = 0,00$ kN, mimośród względem podstawy fund. $E_z = 0,40$ m,

momenty: $M_x = 0,00$ kNm, $M_y = 33,40$ kNm.

Ciężar własny fundamentu, gruntu, posadzek, obciążenia posadzek:

siła pionowa: $G = 70,21$ kN/m, momenty: $M_{Gx} = 0,00$ kNm/m, $M_{Gy} = -3,10$ kNm/m.

Sprawdzenie położenia wypadkowej obciążenia względem podstawy fundamentu zastępczego

Wymiary podstawy fundamentu zastępczego: $B_x = 1,52$ m, $B_y = 1,52$ m.

Względny poziom posadowienia: $H = 1,20$ m.

Ciężar fundamentu zastępczego: $G_z = 5,27$ kN.

Całkowite obciążenie pionowe fundamentu zastępczego:

$$N_r = N + G + G_z = 179,90 + 70,21 + 5,27 = 255,38 \text{ kN.}$$

Moment względem środka podstawy:

$$M_{rx} = N \cdot E_y - H_y \cdot E_z + M_x + M_{Gx} = 179,90 \cdot 0,00 + 0,00 = 0,00 \text{ kNm.}$$

$$M_{ry} = -N \cdot E_x + H_x \cdot E_z + M_y + M_{Gy} = -179,90 \cdot 0,00 + 21,70 \cdot 0,50 + 33,40 + (-3,10) = 41,15 \text{ kNm.}$$

Mimośrody sił względem środka podstawy:

$$e_{rx} = |M_{ry}/N_r| = 41,15/255,38 = 0,16 \text{ m,}$$

$$e_{ry} = |M_{rx}/N_r| = 0,00/255,38 = 0,00 \text{ m.}$$

$$e_{rx}/B_x + e_{ry}/B_y = 0,106 + 0,000 = 0,106 \text{ m} < 0,250.$$

Wniosek: Warunek położenia wypadkowej jest spełniony.

Sprawdzenie warunku granicznej nośności fundamentu rzeczywistego

Zredukowane wymiary podstawy fundamentu:

$$B_x' = B_x - 2 \cdot e_{rx} = 1,50 - 2 \cdot 0,16 = 1,19 \text{ m, } B_y' = B_y - 2 \cdot e_{ry} = 1,50 - 2 \cdot 0,00 = 1,50 \text{ m.}$$

Obciążenie podłoża obok ławy (min. średnia gęstość dla pola 2):

$$\text{średnia gęstość obl.: } \rho_{D(r)} = 1,88 \text{ t/m}^3, \text{ min. wysokość: } D_{\min} = 1,10 \text{ m,}$$

$$\text{obciążenie: } \rho_{D(r)} \cdot g \cdot D_{\min} = 1,88 \cdot 9,81 \cdot 1,10 = 20,30 \text{ kPa.}$$

Współczynniki nośności podłoża:

$$\text{kat tarcia wewn.: } \Phi_{u(r)} = \Phi_{u(n)} \cdot \gamma_m = 12,70 \cdot 0,90 = 11,43^\circ, \text{ spójność: } c_{u(r)} = c_{u(n)} \cdot \gamma_m = 19,62$$

Zestawienie wyników sprawdzenia stopy na zginanie

Nr obc.	Kierunek	Przekrój	Moment zginający M [kNm]	Nośność przekroju M _r [kNm]
			M [kNm]	M _r [kNm]
1	x	1	17	74
	y	1	12	71
* 2	x	1	44	74
	y	1	26	71

Uwaga: Momenty zginające wyznaczono metodą wsporników prostokątnych.

Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 2 na kierunku x

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 180 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 42,08 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,23 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 155 + 89) \cdot 1,50 \cdot 0,44 / 6 = 44 \text{ kNm}$.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 4,0 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 6,8 \text{ cm}^2$.

$A_s = 4,0 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 6,8 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

Sprawdzenie stopy na zginanie dla obciążenia nr 2 na kierunku y

Zestawienie obciążeń:

Obciążenia zewnętrzne od konstrukcji zredukowane do środka podstawy stopy:

siła pionowa: $N_r = 180 \text{ kN}$,

momenty: $M_{xr} = 0,00 \text{ kNm}$, $M_{yr} = 42,08 \text{ kNm}$.

Mimośrodowość siły względem środka podstawy:

$e_{xr} = |M_{yr}/N_r| = 0,23 \text{ m}$, $e_{yr} = |M_{xr}/N_r| = 0,00 \text{ m}$.

Zginanie stopy w przekroju 1:

Moment zginający:

$M_{sd} = (2 \cdot q_1 + q_s) \cdot B \cdot s^2 / 6 = (2 \cdot 80 + 80) \cdot 1,50 \cdot 0,44 / 6 = 26 \text{ kNm}$.

Konieczna powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$.

Przyjęta powierzchnia przekroju zbrojenia: $A_{Rs} = 6,8 \text{ cm}^2$.

$A_s = 2,5 \text{ cm}^2 < A_{Rs} = 6,8 \text{ cm}^2$.

Wniosek: warunek na zginanie jest spełniony.

mgr inż. Tomasz Piecha
uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
nr ewid. 76091 SI K/BO/0233/03

inż. Tomasz Knieć
UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr ewidencyjny SLK/2159/PWOK/08
Do projektowania i kierowania
robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej

[Podpis]

Bielsko - Biała,
27.02.2009r.

OŚWIADCZENIE

Na podstawie art. 20 ust.4 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. *-Prawo budowlane* (jednolity tekst z późniejszymi zmianami)

OŚWIADCZAM,

że projekt budowlany:

PRZEBUDOWA I ROZBUDOWA BUDYNKU OBSŁUGI REKREACJI KULTURALNEJ PRZY BOISKU SPORTOWYM

usytuowanego w:

MIĘDZYRZECZU 255

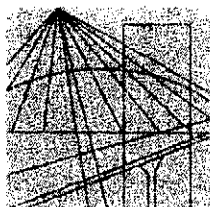
został sporządzony zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Projektant:

Inż. Tomasz Knieć
UPRAWNIENIA BUDOWLANE
nr ewidencyjny SLK/2159/PWOK/08
Do projektowania i kierowania
robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności
konstrukcyjno-budowlanej

Sprawdzający:

Inż. Tomasz Knieć
uprawnienia budowlane do projektowania
i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej



Ś L Ą S K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

SLK/OKK/7131.7132/2159/08

Katowice, dnia 30 maja 2008 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 13 ust. 1 pkt 2 i ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz. 1118 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. z 2006 r. Nr 83, poz. 578 z późn. zm.) w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz.U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śl.OIIB n a d a j e

Panu(i) Tomaszowi Knieć

Inż. budownictwa

ur. dnia 07 marca 1975 w Bielsku - Białej

UPRAWNIENIA BUDOWLANE numer ewidencyjny SLK/2159/PWOK/08

**do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej**

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Katowicach na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan(i) **Tomasz Knieć** posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał(a) pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych **do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej**.

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji.

Pouczenie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Śl.OIIB w Katowicach w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

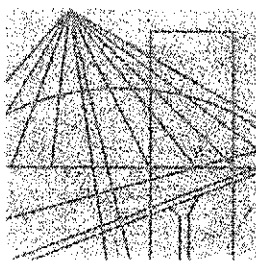
Otrzymują:

1. Pan(i) Tomasz Knieć
Drzymały 15
43-300 Bielsko - Biała
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a.



Skład orzekający OKK

1.
Mgr inż. Zbigniew Dzierżewicz
2.
Mgr inż. Bolesław Jurkiewicz
3.
Mgr inż. Tadeusz Lipiński



Ś L Ą S K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Katowice, 13 sierpnia 2008 r.

Pani/Pan **Tomasz Knieć**

ul. Drzymały 15

43-300 Bielsko Biała

ZAŚWIADCZENIE

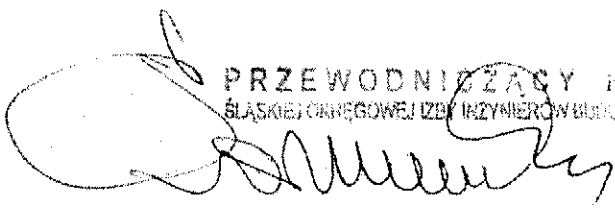
Pani/Pan **Knieć Tomasz**

jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów

Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/5654/08**

i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności
cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 31.07.2009 r.


PRZEWODNICZĄCY NADZORCA
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
mgr inż. Stefan Czerniecki



WOJEWODA ŚLĄSKI

Katowice 28 grudnia 2001 r.

APR.II.4/AZ/7131/760/01

DECYZJA 760/01

Na podstawie art. 13 i 14 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity Dz.U.Nr 106 z 2000 r. poz. 1126), i § 9 ust.1 rozporządzenia M.G.P. i B. z dnia 30.12.1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 8, poz.38 z 1995 r.), w związku z art. 104 § 1 i 2 Kpa (tekst jednolity Dz.U. Nr 98 z 2000 r. poz. 1071), po rozpatrzeniu wniosku Pana Tomasza Piecha na podstawie dokumentów stwierdzających wymagane wykształcenie oraz praktykę zawodową oraz na podstawie pozytywnej oceny z egzaminu na uprawnienia budowlane złożonego przed Komisją egzaminacyjną powołaną Zarządzeniem Nr 160/99 z 19 sierpnia 1999r. stwierdza się, że:

Pan inżynier Tomasz PIECHA

ur. dnia 7 lipca 1976 r. w Mikołowie

o t r z y m u j e

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

bez ograniczeń

do projektowania i kierowania robotami budowlanymi

w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej

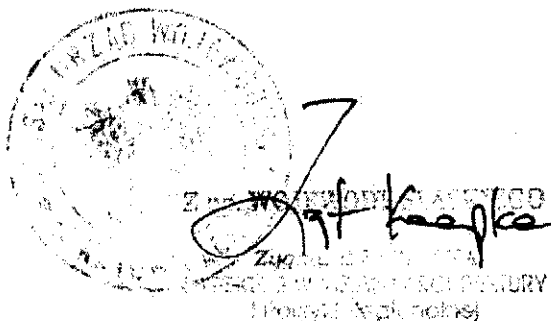
Uzasadnienie

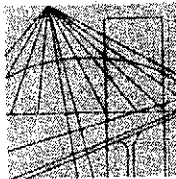
W związku z potwierdzeniem przez Komisję egzaminacyjną powołaną przez Wojewodę Śląskiego Zarządzeniem nr 160/99 z 19 sierpnia 1999 r., posiadania przez Pana inż. Tomasza Piecha wymaganego prawem wykształcenia na Wydziale Budownictwa na kierunku budownictwo w specjalności: Budowlano Architektonicznej oraz praktyki zawodowej koniecznej do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i po uzyskaniu pozytywnego wyniku egzaminu na uprawnienia budowlane, orzeczono jak w sentencji.

Od niniejszej decyzji przysługuje odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego 00-926 Warszawa ul. Krucza 38/42, za pośrednictwem Wojewody Śląskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.

Otrzymują:

1. Pan Tomasz Piecha
ul. Olszewskiego 45, 43-210 Kobiór
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
ul. Krucza 38/42, 00-926 Warszawa
3. a/a





Ś L A Ś K A
O K R Ę G O W A
I Z B A
I N Ż Y N I E R Ó W
B U D O W N I C T W A

Katowice, 26 września 2008 r.

Pani/Pan **Tomasz Piecha**

ul. Wieniawskiego 54/12

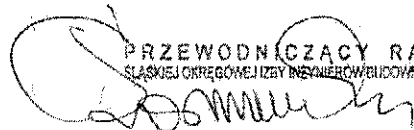
43-100 Tychy

ZAŚWIADCZENIE

Pani/Pan **Piecha Tomasz**

jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa o numerze ewidencyjnym **SLK/BO/0233/03**
i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności
cywilnej.

Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 31.08.2009 r.


PRZEWODNICZĄCY RADY
ŚLĄSKIEJ OKRĘGOWEJ IZBY INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA
mgr inż. **Stefan Czarniecki**

40-026 KATOWICE ul. Podgórna 4 tel./fax 032.2554552, 032 6080722 www.oib.katowice.pl