

<b>UNIPROJEKT</b> <b>Projektowanie</b> <b>i Tłumaczenia</b> <b>Grzegorz GRUCA</b> CZĘSTOCHOWA ul. Dąbrowskiego 4 <b>Tel. 0601 54 13 77</b>	Zleceniodawca:	Strona	1
	<b>POLITECHNIKA CZĘSTOCHOWSKA</b> <b>ul. J.H. Dąbrowskiego 69</b> <b>42-201 Częstochowa</b>	Nr projektu	<b>EK-30-15</b>
		EGZ. NR	<b>1</b>

	<p align="center"> <b>EKSPERTYZA OPINIA TECHNICZNA</b>   <b>DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ</b>  <b>POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU</b>  <b>WYDZIAŁU INŻYNIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW</b>  <b>POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ</b>  <b>PRZY AL. ARMII KRAJOWEJ 19 W CZĘSTOCHOWIE</b> </p>
Adres budowy:	<b>AL. Armii Krajowej 19</b> <b>42-200 Częstochowa</b>
Nr ewid. działki:	<b>23/2 obręb 42B</b>
Inwestor:	<b>POLITECHNIKA CZĘSTOCHOWSKA</b> <b>ul. J.H. Dąbrowskiego 69</b> <b>42-201 Częstochowa</b>
Nazwa i adres biura projektów :	<b>UNIPROJEKT Projektowanie i Tłumaczenia</b> <b>Grzegorz Gruca</b> <b>42-200 Częstochowa, ul. Dąbrowskiego 4</b>
PROJEKTOWAŁ:	<p> <b>Oświadczam, że ekspertyza jest sporządzona zgodnie zobowiązującymi przepisami i zasadami wiedzy technicznej</b> </p> <p> <b>mgr inż. Grzegorz Gruca</b>  <b>upr. bud. nr UAN-VIII/83861/45/86</b>  <b>upr. projekt. nr UAN-VIII/83861/159/90</b> </p>
	<b>Częstochowa, lipiec 2015r</b>

## **OPRACOWANIE ZAWIERA**

### **EKSPERTYZA OPINIA TECHNICZNA**

**DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ  
POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU  
WYDZIAŁU INŻYNIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW  
POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ  
PRZY AL. ARMII KRAJOWEJ 19 W CZĘSTOCHOWIE**

1. Opis techniczny

2. Rysunki:

- 1 Plan sytuacyjny
- 2 Wariant 1 - rzuty
- 3 Wariant 2 - rzuty
- 4 Wariant 3 - rzuty
- 5 Wariant 3 – przekrój A-A, elewacja wschodnia

3. Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe

## **EKSPERTYZA OPINIA TECHNICZNA**

**DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ  
POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU  
WYDZIAŁU INŻYNIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW  
POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ  
PRZY AL. ARMII KRAJOWEJ 19 W CZĘSTOCHOWIE  
nr ewid.23/2 obręb 42B**

### **1. ZLECENIODAWCA**

**Politechnika Częstochowska**  
42-201 Częstochowa  
ul. Dąbrowskiego 69

### **2. PODSTAWA OPRACOWANIA**

1. Zlecenie ZP/08/215/15 z 17.07.2015r. Inwestora: Politechniki Częstochowskiej, 42-201 Częstochowa, ul. J.H. Dąbrowskiego 69,
2. Zachowana część projektu budowlanego Wydziału Metalurgicznego Politechniki Częstochowskiej – budynek „A” ( dydaktyczny ) – projekt podstawowy, wykonana przez Gliwickie Biuro Budownictwa Przemysłowego w listopadzie 1969r.,
3. Zachowane rysunki konstrukcji budynku Wydziału Metalurgicznego Politechniki Częstochowskiej – budynek „A” ( dydaktyczny ), wykonane przez Gliwickie Biuro Budownictwa Przemysłowego w listopadzie 1969r.,
4. Uzgodnienia z pełnomocnikiem Rektora Politechniki Częstochowskiej p. Sebastianem Dudzikim,
5. Wizja lokalna i oględziny budynku Wydziału Inżynierii Produkcji i Technologii Materiałów Politechniki Częstochowskiej przy Al. Armii Krajowej 19 w Częstochowie

### **3. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA**

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna konstrukcji sali audytorium budynku Wydziału Inżynierii Produkcji i Technologii Materiałów Politechniki Częstochowskiej przy Al. Armii Krajowej 19 w Częstochowie, dotycząca możliwości zamontowania konstrukcji nośnej pod panele wielkopowierzchniowe LED na dachu budynku.

Celem opracowania jest określenie warunków technicznych adaptacji istniejącej konstrukcji sali audytorium dla możliwości zamontowania konstrukcji nośnej pod panele wielkopowierzchniowe LED na dachu budynku.

### **4. OPIS TECHNICZNY ISTNIEJĄCEJ HALI**

#### **4.1. Opis ogólny**

Opis na podstawie zachowanych fragmentów dokumentacji budynku Wydziału Metalurgicznego Politechniki Częstochowskiej – budynek „A” ( dydaktyczny ) – projekt podstawowy, wykonanej przez Gliwickie Biuro Budownictwa Przemysłowego w listopadzie 1969r.

Dwukondygnacyjny budynek „A”, o funkcji dydaktyczno-administracyjnej, z dwoma dużymi audytoriami amfiteatralnymi, usytuowany przy Al. Armii Krajowej w Częstochowie. Budynek dwukondygnacyjny, częściowo podpiwniczony, z prześwitem na parterze, posiada trzy klatki schodowe i główne wejście. Usytuowano w nim trzy audytoria, dla 250 osób każde, sale audytoryjne dla 30 i 40 słuchaczy, i inne pomieszczenia dla zaspokojenia funkcji budynku. W podpiwniczeniu zaprojektowano wentylatornię i magazyny.

Przedmiotowa sala audytorium znajduje się w południowo – wschodnim narożu budynku, z elewacją frontową od strony Al. Armii Krajowej. Audytorium posadowione na fundamentach w osiach: od N do R i od 1a do 2a. Konstrukcja sali audytorium przewieszona poza ścianę przyziemia w osi R ( w kierunku wschodnim ) do osi S o 1,50m i poza ścianę przyziemia w osi 1a ( w kierunku południowym ) o 0,55m.

Wielkości charakterystyczne sali audytorium :

- długość całkowita	ok. 16,5 m
- szerokość całkowita	ok. 16,0 m
- wysokość	ok. 9,0 m
- pow. zabudowy	ok. 264 m <sup>2</sup>
- kubatura	ok. 2200 m <sup>3</sup>

#### 4.2 Rozwiązania techniczno - materiałowe.

Opis techniczny opracowano na podstawie fragmentów przedłożonej dokumentacji technicznej, dla części konstrukcji obejmującej salę audytorium.

##### 1. Fundamenty.

Ława fundamentowa w osi R żelbetowa Ł28, wylewana, b<sub>x</sub>h=100x40cm. Stal 18G2, St0. Beton R<sub>w</sub>=170kg/cm<sup>2</sup>.

Ława fundamentowa w osi 1a żelbetowa Ł23, wylewana, b<sub>x</sub>h=100x40cm. Stal 18G2, St0. Beton R<sub>w</sub>=170kg/cm<sup>2</sup>.

Ława fundamentowa w osi 2a żelbetowa Ł24 i Ł25, wylewana, b<sub>x</sub>h=100x40cm. Stal 18G2, St0. Beton R<sub>w</sub>=170kg/cm<sup>2</sup>.

##### 2. Ściany piwnic i ściany przyziemia

Ściany piwnic i ściany przyziemia murowane grubości 38cm z cegły pełnej kl.15 na zaprawie cementowej M3-5. Ściany usztywnione rdzeniami żelbetowymi 25x38cm. Stal 18G2, St0. Beton R<sub>w</sub>=170kg/cm<sup>2</sup>.

##### 3. Strop nad piwnicami

Strop DZ-3 grubości 23cm. Belki żelbetowe prefabrykowane, w rozstawie co 60cm. Wieńce żelbetowe b<sub>x</sub>h=25x30cm. Stal 34GS, St0. Beton R<sub>w</sub>=170kg/cm<sup>2</sup>.

##### 4. Ściany parteru

Ściany parteru w osiach R, 1a, 2a ( pod salą audytorium ) murowane grubości 38cm z cegły pełnej kl.15 na zaprawie cementowej M3-5.

## 5. Ściany audytorium

Ściana w osi R przewieszona do osi S ( w kierunku wschodnim ) o 1,50m. Ściana z gazobetonu grubości 24cm, przewieszona na belkach wspornikowych B5 żelbetowych , wylewanych b<sub>x</sub>h=25x40, w rozstawie co 3,00m. Belki oparte na wieńcu W18 ściany parteru w osi R. Na końcach belek B5 w osi S podwieszona belka żelbetowa B6 wieloprzęsłowa, stanowiąca bezpośrednie podparcie ściany audytorium. Ściana zwieńczona wieńcem żelbetowym w poziomie oparcia płyt korytkowych dachu.

Wieniec żelbetowy W18, wylewany b<sub>x</sub>h=38x28cm.

Belki B5 żelbetowe wylewane b<sub>x</sub>h=25x40cm, zbrojone górą 4#18mm (34GS). Stal 34GS, St0. Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ .

Belka B6 żelbetowa wylewana b<sub>x</sub>h=30x30cm, zbrojone górą i dołem 2#16mm (34GS). Stal 34GS, St0. Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ .

Ściana w osi 1a przewieszona ( w kierunku południowym ) o 0,55m. Ściana z gazobetonu grubości 24cm, przewieszona na płycie żelbetowej wspornikowej gr. 10 u podstawy ściany, na płycie żelbetowej wspornikowej gr.10cm pochylni audytorium i na konstrukcji belkowej wspornikowej gr. 30cm. Stal 34GS, St0. Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ .

Ściana w osi 2a murowana z cegły pełnej gr 25cm. W osi P ściany słup żelbetowy Sł.5.2 b<sub>x</sub>h=25x25cm, zbrojony 4 #15mm (18G2) Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ . Ściana zwieńczona wieńcem W20, W21 b<sub>x</sub>h=25x30cm, stanowiącym bezpośrednie podparcie wiązarów dachowych.

W osi 1a nadproże żelbetowe N15, N16, stanowiące bezpośrednie podparcie wiązarów dachowych. Nadproże b<sub>x</sub>h=25x40cm. Stal 34GS, St0. Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ . Nadproże oparte na słupach żelbetowych Sł b<sub>x</sub>h=25x25cm w osiach N, O, P, R. W osi P ściany słup żelbetowy Sł.5.2 b<sub>x</sub>h=25x25cm, zbrojony 4 #15mm (18G2) Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ . Konstrukcja wypełniona ścianką murowaną z cegły pełnej gr.12cm od strony audytorium.

Ściany zewnętrzne ocieplone styropianem, pokrytym wyprawą tynkarską.

## 6. Płyta pochylni audytorium Pch1

Płyta pochylni audytorium żelbetowa wylewana grubości 12, oparta w osi S na ścianie osłonowej z gazobetonu, w osi R na ścianie parteru z cegły pełnej, dalej na podciągu żelbetowym P10 b<sub>x</sub>h=25x45cm. Na płycie nadlane stopnie audytorium. Stal 18G2, St0. Beton  $R_w=170\text{kg/cm}^2$ .

## 7. Konstrukcja dachu

Dach z płyt korytkowych prefabrykowanych, opartych na wiązarach kratowych stalowych WS-1, w rozstawie co 3,00m. Wiązary oparte na konstrukcji ścian w osi 1a i 2a. Na płytach korytkowych gładź cementowa 1,5cm, 2x płyty pilśniowe miękkie 4cm, 2 x papa na lepiku. Dach dodatkowo ocieplony wełną mineralną i pokryty papą termozgrzewalną. Do wiązarów od spodu podczepiony suit podwieszony.

## 5. KONSTRUKCJE WSPORCZE POD PANELE WIELKOGABARYTOWE LED

### 5.1 WARIANT 1

#### 1. Ogólny opis konstrukcji

Nad połacią dachową zaprojektowano ramę z kształtowników IPE, wg rys.2. Rygle R1 i R2 ramy, w rozstawie 2,00m, oparto na ścianach zewnętrznych elewacji południowej i wschodniej. N ryglach R oparto belki B1, stanowiące bezpośrednie oparcie słupa S. Na słupie podwieszono panele LED na ruszcie stalowym. Dodatkowo na belkach B oparto podest z kratki MOSTOSTAL i schodki ze stopni MOSTOSTAL.

#### 2. Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe

Przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Wyliczono reakcje podporowe rygli R.

Dla rygla R1 na podporach występują siły odrywające:

$$V_A = -1,78 \text{ kN}$$

$$V_B = -1,26 \text{ kN}$$

#### 3. Wniosek

Ze względu na brak możliwości kotwienia na siły odrywające w ścianach z gazobetonu, zmieniono rozstaw rygli ramy z 2,00m na 3,00m, aby wyeliminować siły odrywające.

### 5.2 WARIANT 2

#### 1. Ogólny opis konstrukcji

Nad połacią dachową zaprojektowano ramę z kształtowników IPE, wg rys.2. Rygle R3 i R4 ramy, w rozstawie 3,00m, oparto na ścianach zewnętrznych elewacji południowej i wschodniej. N ryglach R oparto belki B2, stanowiące bezpośrednie oparcie słupa S. Na słupie podwieszono panele LED na ruszcie stalowym. Dodatkowo na belkach B oparto podest z kratki MOSTOSTAL i schodki ze stopni MOSTOSTAL.

#### 2. Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe

Przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Wyliczono reakcje podporowe rygli R.

Dla rygla R3 na podporach występują siły dociskające:

$$V_A = +2,61 \text{ kN}, +1,36 \text{ kN}$$

$$V_B = +2,06 \text{ kN}, +1,26 \text{ kN}$$

Dla rygla R4 na podporach występują siły dociskające:

$$V_A = +13,49 \text{ kN}$$

$$V_B = +31,25 \text{ kN}$$

Przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe istniejących elementów konstrukcji ściany w osi R i S.

Przeprowadzono obliczenia istniejącej belki B6.

Wyniki obliczeń – załącznik B6.

Przeprowadzono obliczenia istniejącej belki wspornikowej B5.

Wyniki: program KONSTRUKTOR nie podjął obliczeń pod zadanymi obciążeniami, pokazując komunikat „zbyt mały przekrój belki na zginanie”.

Przeprowadzono obliczenia odrębne.

Oszacowano przekrój potrzebnego zbrojenia górą  $F_a=24,1\text{cm}^2$

Zbrojenie istniejące  $F_{a\text{istn.}}=10,16\text{cm}^2$

### 3. Wniosek

Dla istniejącej belki B6 stwierdzono:

1. Zbyt mały przekrój zbrojenia w przęśle AB,
2. Zbyt mały przekrój zbrojenia na podporach B, C, D, E,
3. Zbyt mały rozstaw strzemion.

WARUNEK NOŚNOŚCI DLA ISTNIEJĄCEJ BELKI B6 NIE JEST SPEŁNIONY.

Dla istniejącej belki B5 stwierdzono:

1. Zbyt mały przekrój zbrojenia górą na podporze w osi R:  
 $F_a=24,1\text{cm}^2 > F_{a\text{istn.}}=10,16\text{cm}^2$

WARUNEK NOŚNOŚCI DLA ISTNIEJĄCEJ BELKI B5 NIE JEST SPEŁNIONY.

UWAGA: Dociążenie istniejącej konstrukcji projektowanym rusztem stanowi ok.11,5% istniejącego obciążenia. Szacuje się, że istniejące belki B5 są pod istniejącym obecnie obciążeniem przeciążone ok. dwukrotnie.

**NALEŻY POPRZECZ ODKRYWKI SPRAWDZIĆ RZECZYWISTE ZBROJENIE W BELKACH B5 I B6 I WYMIARY BELEK B5 I B6. W PRZPADKU POTWIERDZENIA ZAŁOŻEŃ DO OBLICZEŃ I WYNIKÓW OBLICZEŃ, NALEŻY ZABEZPIECZYĆ, A NASTĘPNIE WZMOCNIĆ ISTNIEJĄCE KONSTRUKCJE.**

Ze względu na brak możliwości oparcia rygli ramy na ścianach zewnętrznych budynku, należy ramę oprzeć na elementach konstrukcji wewnętrznych budynku.

## 5.3 WARIANT 3

### 1. Ogólny opis konstrukcji

Nad połącią dachową zaprojektowano ramę z kształtowników IPE, wg rys.4. Rygle R5 i R6 ramy, w rozstawie 6,00m, oparto na słupach i ścianach wewnętrznych nośnych budynku: słupach na przecięciu osi 1a i P, 1a i O, 2a i O oraz na ścianie w osi 2a. Na ryglach R oparto belkę B3, stanowiącą bezpośrednie oparcie słupa S. Na słupie podwieszono panele LED na ruszcie stalowym. Dodatkowo na belce B i belkach pomocniczych oparto podest z kratki MOSTOSTAL i schodki ze stopni MOSTOSTAL.

### 2. Obliczenia statyczno - wytrzymałościowe

Przeprowadzono obliczenia statyczno-wytrzymałościowe. Wyliczono reakcje podporowe rygli R.

Dla rygla R5 na podporach występują siły dociskające:

$$V_A=+13,10\text{kN}$$

$$V_B=+7,74\text{kN}$$

Dla rygla R6 na podporach występują siły dociskające:

$$V_A = +2,88 \text{ kN}$$

$$V_B = +3,91 \text{ kN}$$

Pod podporą A rygla R5 znajduje się słup żelbetowy  $b \times h = 25 \times 25 \text{ cm}$ .

Wyliczona reakcja dla tego słupa od nadproża N15-N16 wynosi:

$$V_{Aistn.} = +214,31 \text{ kN}$$

Stąd maksymalna siła ściskająca w słupie:

$$V_{calc.} = V_A + V_{Aistn.}$$

$$V_{calc.} = 227,41 \text{ kN}$$

Przeprowadzono obliczenia istniejącego słupa.

Wyniki obliczeń – załącznik Sł.5.1r.

### 3. Wniosek

Warunek nośności słupa;

$$0,49 < 1$$

WARUNEK NOŚNOŚCI SPEŁNIONY.

UWAGA:

1. Słupy pod podporami rygli R5 i R6 należy obciążyć osiowo.
2. Podpory rygli R5 i R6 zaprojektować na przeniesienie sił poziomych od rusztu. Siły te przekazywane są na sztywną tarczę stropową utworzoną z płyt korytkowych dachu i wieńca wokół płyt.
3. W płaszczyźnie projektowanej ramy z rygli R zaprojektować stężenia.

### 6. ANALIZA STATYCZNA I KONSTRUKCYJNA

Obliczenia przeprowadzone w p.5 wykazały brak możliwości oparcia rusztu pod panele LED na zewnętrznych ścianach budynku. **Przeprowadzone obliczenia wykazują przekroczenie stanu granicznego nośności dla istniejących belek B5 i B6.**

Ramę rusztu należy oprzeć na słupach i ścianach wewnętrznych nośnych budynku: słupach na przecięciu osi 1a i P, 1a i O, 2a i O oraz na ścianie w osi 2a. **Przeprowadzone obliczenia wykazują zachowanie stanu granicznego nośności dla słupów istniejącej konstrukcji.**

### 7. ORZECZENIE

**Stwierdza się prawidłowość przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych dla projektowanego wariantu 3 rusztu pod panele LED.**

### 8. ZALECENIA

1. Konstrukcję rusztu wykonać w oparciu o wariant 3 ekspertyzy. Przed wykonaniem projektu wykonawczego odkryć elementy konstrukcji: nadproża, słupy i ściany – na których ma być oparty ruszt, celem weryfikacji trafności przyjętych, według istniejącej dokumentacji, założeń ze stanem rzeczywistym.

**PROJEKTOWANĄ PRZEBUDOWĘ NALEŻY WYKONAĆ W OPARCIU O POWYŻSZE ORZECZENIA TECHNICZNEGO.**

Opracował:

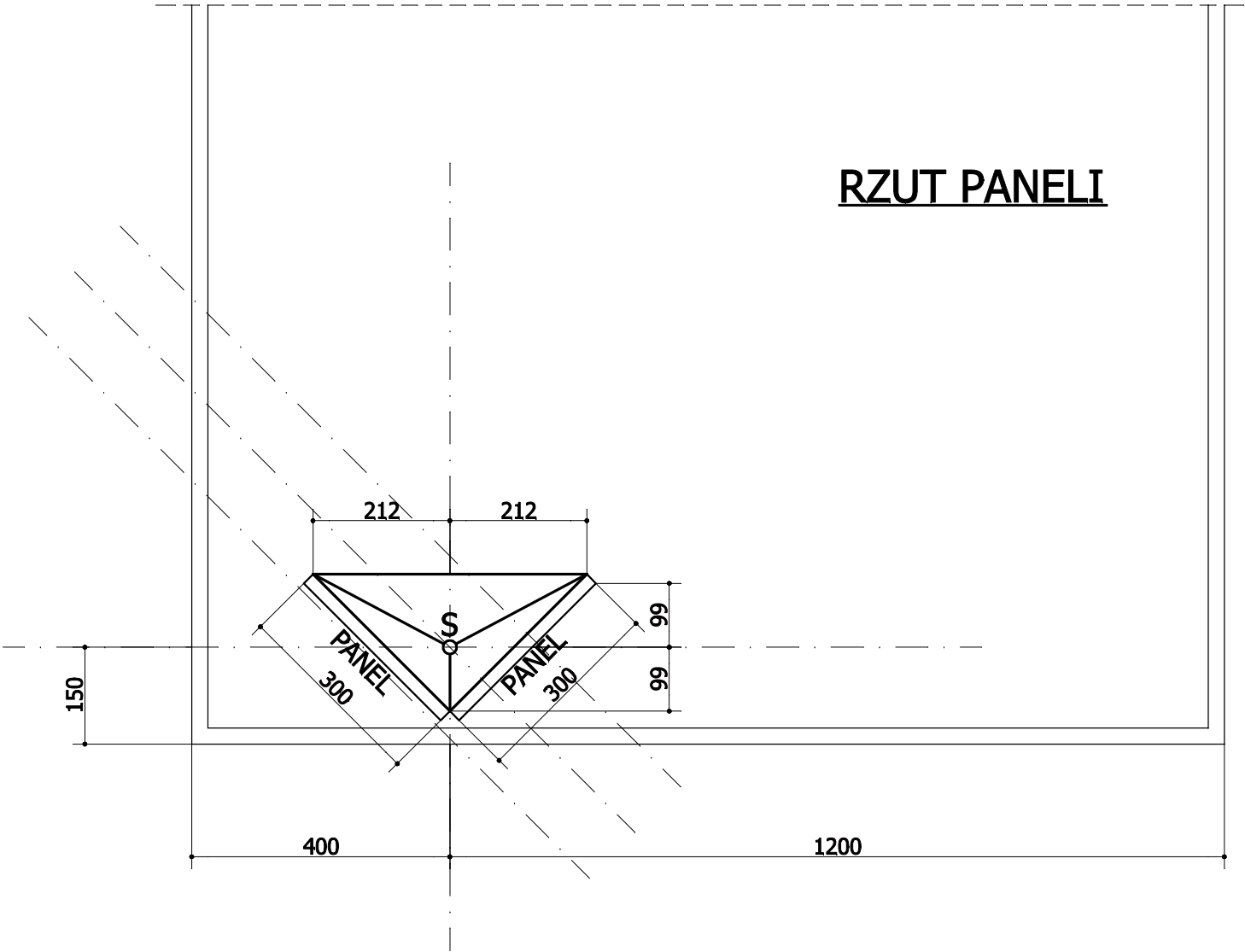
mgr inż. Grzegorz Gruca

upr. bud. nr UAN-VIII/83861/45/86

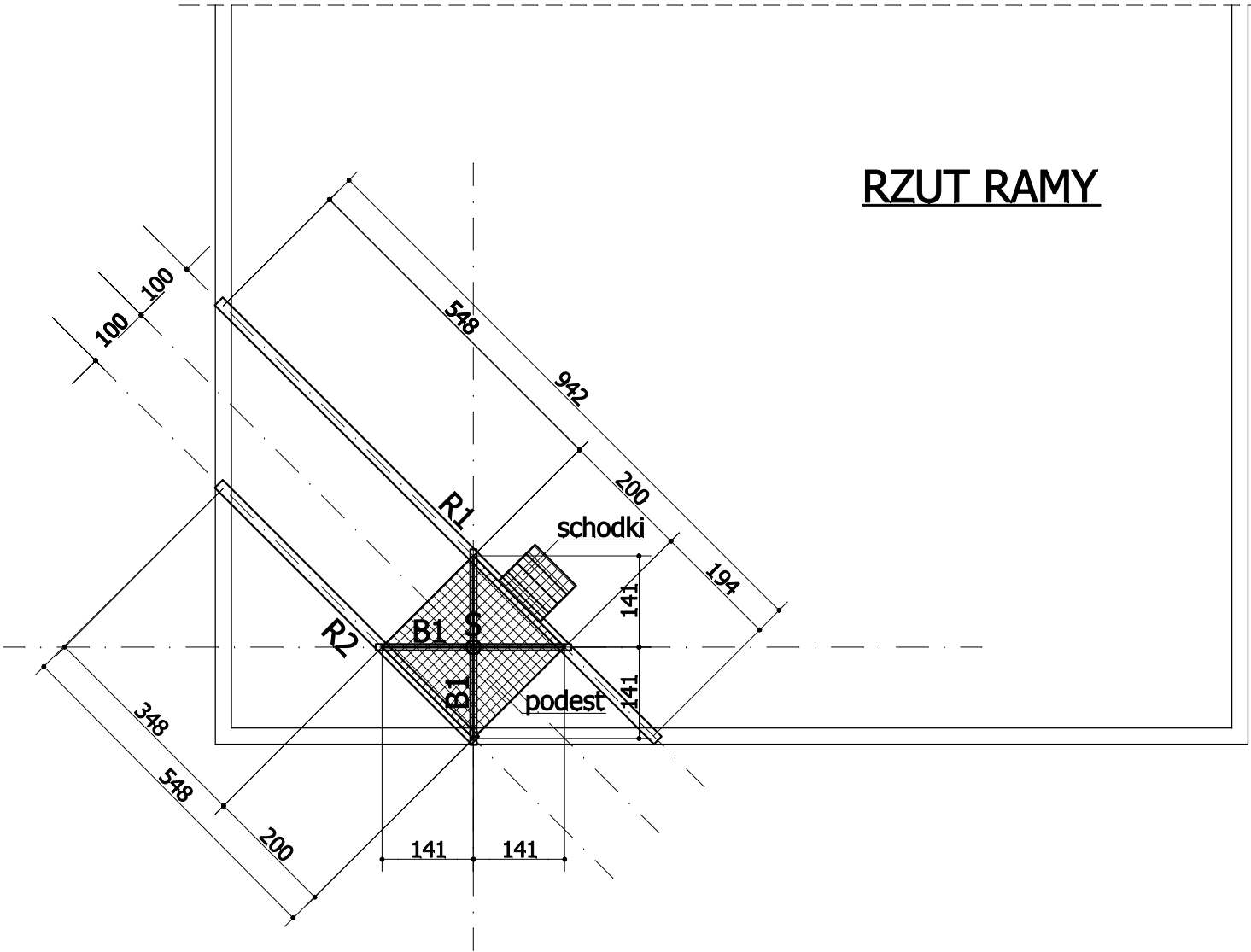
upr. projekt. nr. UAN-VIII/83861/159/90



RZUT PANELI



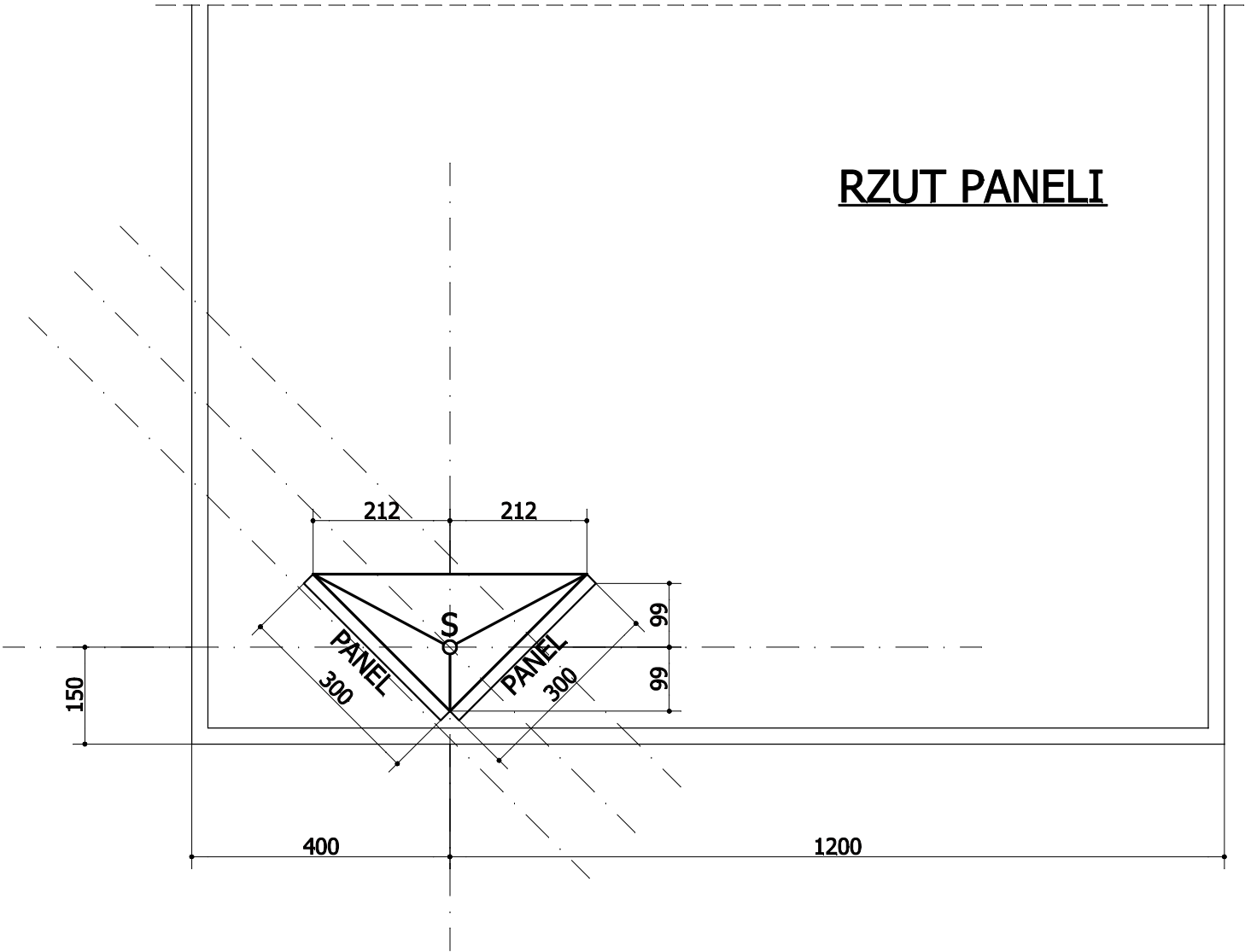
RZUT RAMY



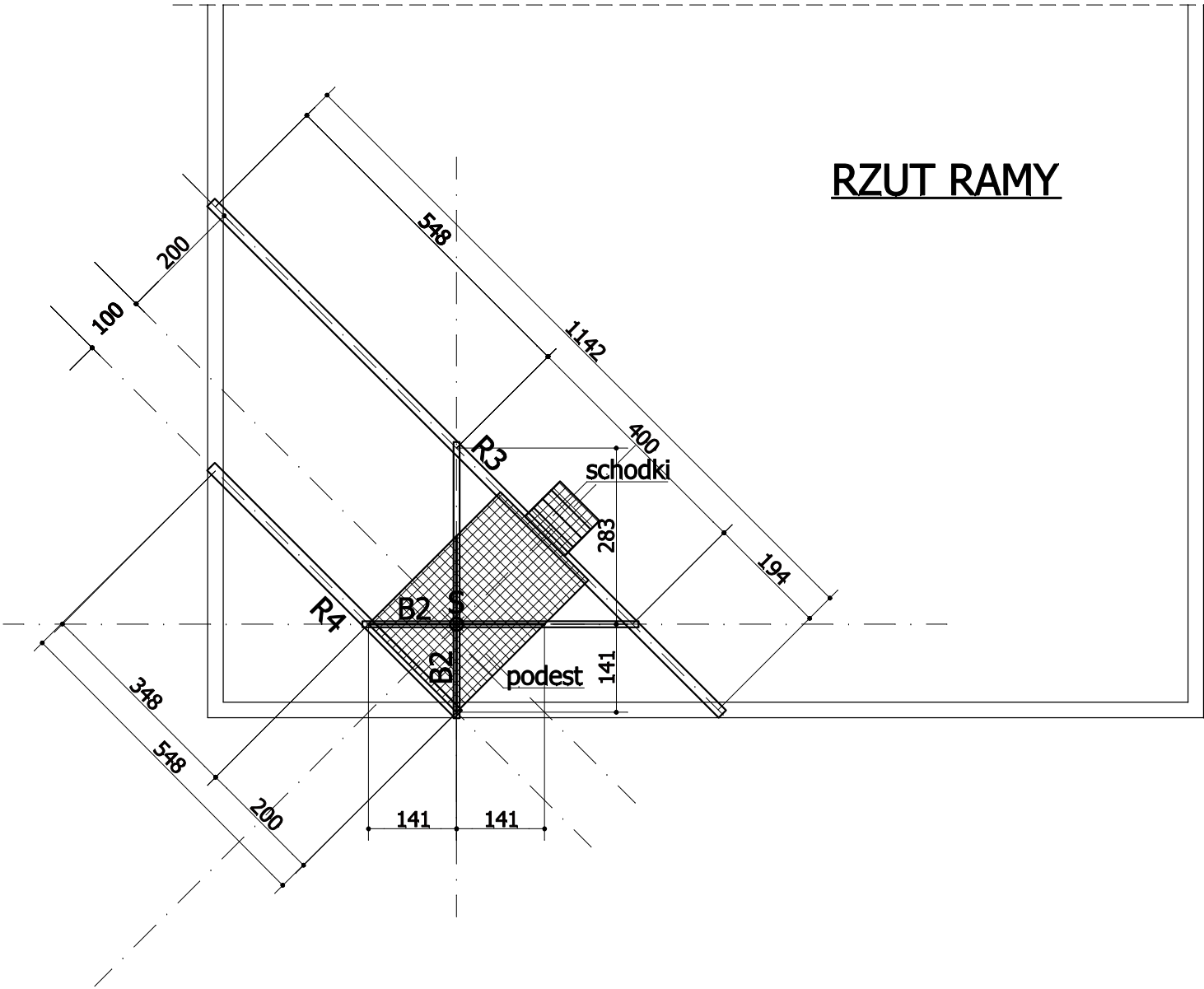
WARIANT 1 1:100

<div>UNIPROJEKT</div> <div>Projektowanie i Tłumaczenia Grzegorz Gruca</div> <div>CZĘSTOCHOWA Ul. Dąbrowskiego 4</div> <div>Tel. 601 54 13 77</div>	Obiekt budowlany	EKSPERTYZA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU WYDZIAŁU INŻENIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ					
	Adres	42-200 Częstochowa Al. Armii Krajowej 19					Nr projektu EK-30-15
	Temat rysunku	WARIANT 1 - RZUTY				Skala 1:100	Nr rysunku 2-30-15
		Imię	Nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data	
	Projektant mgr inż.	Grzegorz	Gruca	konstr. bez ogranicz.	159/90	lipiec 2015r.	podpis

RZUT PANELI

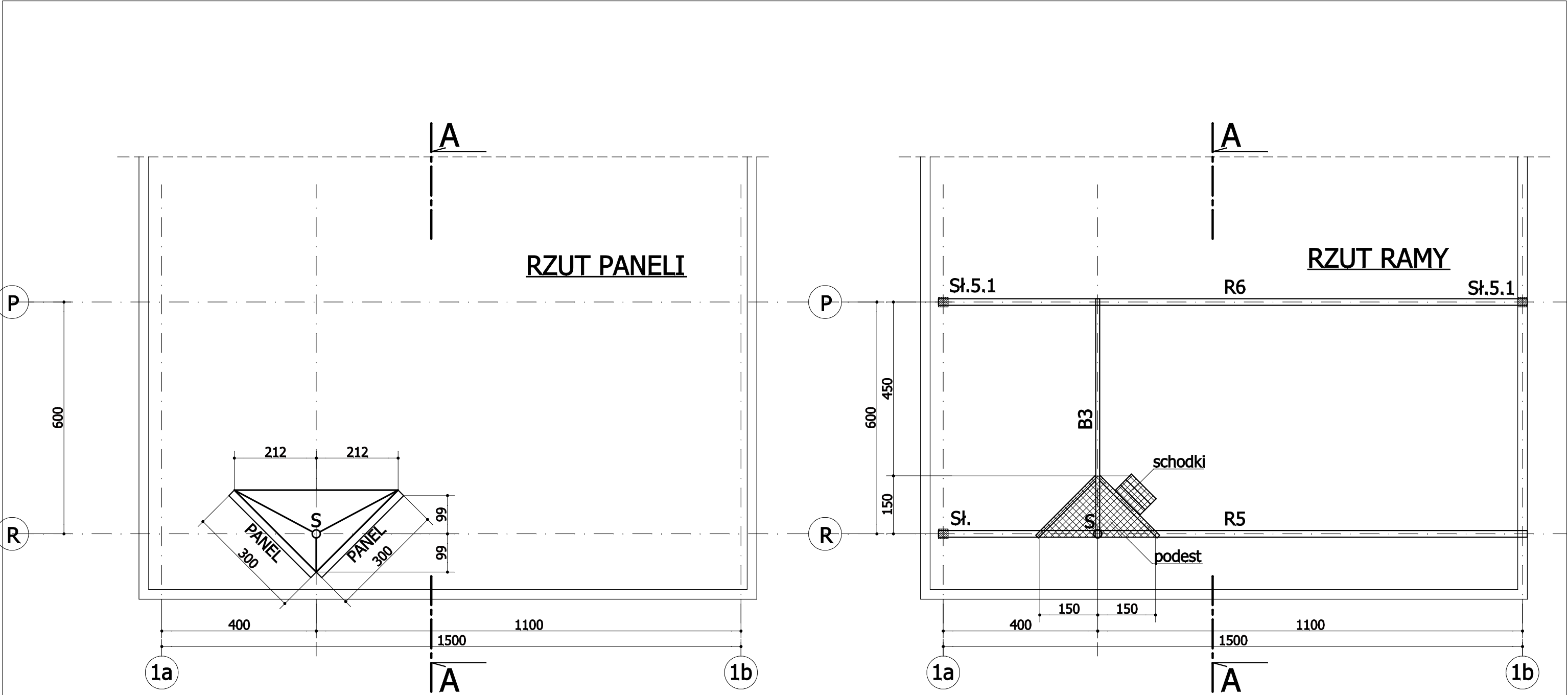


RZUT RAMY



WARIANT 2 1:100

<div>UNIPROJEKT</div> <div>Projektowanie i Tłumaczenia</div> <div>Grzegorz Gruca</div> <div>CZĘSTOCHOWA</div> <div>Ul. Dąbrowskiego 4</div> <div>Tel. 601 54 13 77</div>	Obiekt budowlany		EKSPERTYZA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU WYDZIAŁU INŻENIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ				
	Adres		42-200 Częstochowa Al. Armii Krajowej 19				Nr projektu
	Temat rysunku		WARIANT 2 - RZUTY			Skala 1:100	Nr rysunku
			Imię	Nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data
	Projektant mgr inż.		Grzegorz	Gruca	konstr. bez ograniczeń	159/90	lipiec 2015r.



WARIANT 3 1:100

<div>UNIPROJEKT</div> <div>Projektowanie i Tłumaczenia</div> <div>Grzegorz Gruca</div> <div>CZĘSTOCHOWA</div> <div>Ul. Dąbrowskiego 4</div> <div>Tel. 601 54 13 77</div>	Obiekt budowlany	EKSPERTYZA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU WYDZIAŁU INŻENIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ				
	Adres	42-200 Częstochowa Al. Armii Krajowej 19				Nr projektu EK-30-15
	Temat rysunku	WARIANT 3 - RZUTY			Skala 1:100	Nr rysunku 4-30-15
		Imię	Nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data
	Projektant mgr inż.	Grzegorz	Gruca	konstr. bez ogranicz.	159/90	lipiec 2015r.

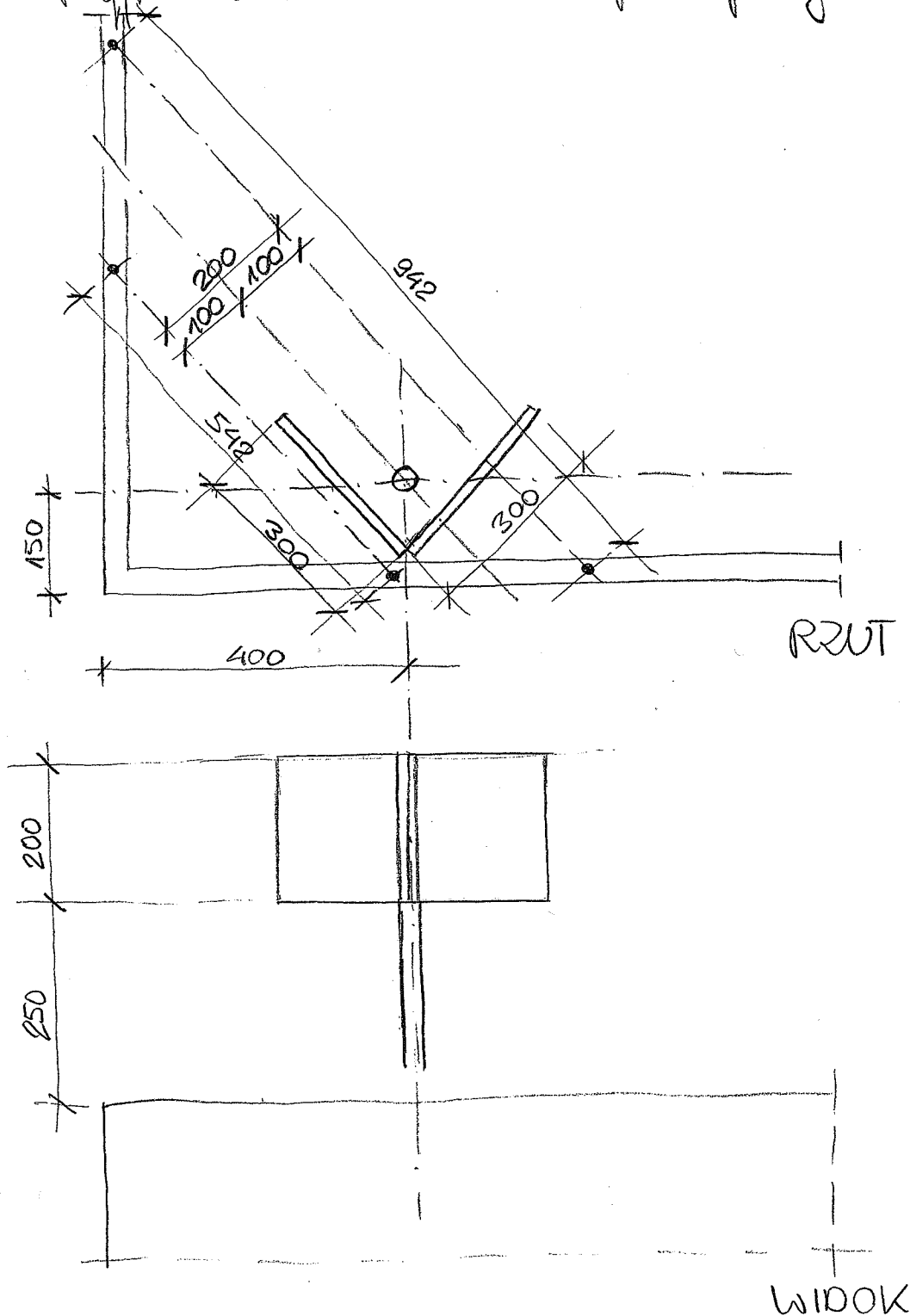


### WARIANT 3 1:100

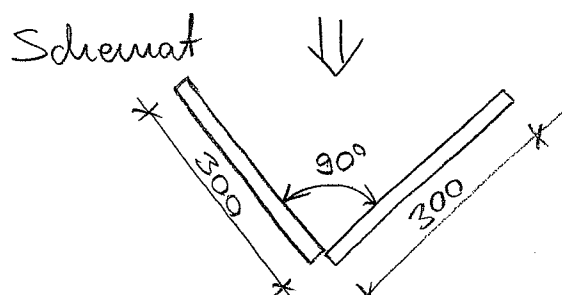
<b>UNIPROJEKT</b> Projektowanie i Tłumaczenia Grzegorz Gruca  CZĘSTOCHOWA Ul. Dąbrowskiego 4  <b>Tel.</b> <b>601 54 13 77</b>	Obiekt budowlany	EKSPERTYZA DOTYCZĄCA MOŻLIWOŚCI ZAMONTOWANIA KONSTRUKCJI NOŚNEJ POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE LED NA DACHU BUDYNKU WYDZIAŁU INŻYNIERII PRODUKCJI I TECHNOLOGII MATERIAŁÓW POLITECHNIKI CZĘSTOCHOWSKIEJ					
	Adres	42-200 Częstochowa Al. Armii Krajowej 19					Nr projektu <b>EK-30-15</b>
	Temat rysunku	WARIANT 3 - PRZERÓJ A-A, ELEWACJA WSCHODNIA				Skala 1:100	Nr rysunku <b>5-30-15</b>
		Imię	Nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data	
	Projektant mgr inż.	Grzegorz	Gruca	konstr. bez ograniczeń	159/90	lipiec 2015r.	podpis

OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE KONSTRUKCJI  
WSPORCZYCH POD PANELE WIELKOPOWIERZCHNIOWE  
I MOŻLIWOŚCI PODCIĄGIENIA NA BUDYNKU WYDZIAŁU  
INŻYNIERII

I. SCHEMAT KONSTRUKCJI WSPORCZYCH  
Przyjęto schemat konstrukcji wsporczych



## II.1. OBLICZENIA SIŁ W SZCZEPIE OD WIATRU KIERUNEK WIATRU ↓



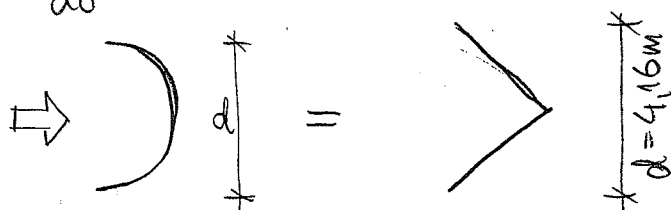
OBCIĄŻENIE WIATREM

$$p_k = q_k \times C_e \times C_s / \beta$$

gdzie:  $q_k = 0,30 \text{ kPa}$   
(I strefa)

$$C_e = 1$$

Współczynnik  $C$  przyjęto przez analogię  
do



przyjęto  $C = 1,40$

$$\frac{h}{d} = \frac{2,00}{4,16} = 0,48$$

$$\beta = 1,8$$

Stąd

$$p_k = 0,30 \times 1 \times 1,4 \times 1,8$$

$$p_k = 0,756 \text{ kPa}$$

Ociążenie obliczeniowe

$$p = p_k \times \gamma_f$$

$$p = p_k \times 1,5$$

$$p = 0,756 \times 1,5$$

$$p = 1,134 \text{ kPa}$$

Siła działająca na panel

$$W^0 = d \times H \times p$$

$$W^0 = 4,16 \times 2,00 \times 1,134$$

$$W^0 = 9,44 \text{ kN}$$

Siły od wiatru w podstawie muru

— siła pozioma

$$T^0 = W^0 = 9,44 \text{ kN}$$

— moment zginający

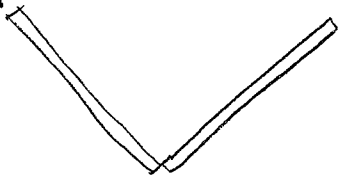
$$M^0 = W^0 \times h_y$$

$$M^0 = 9,44 \times 3,50$$

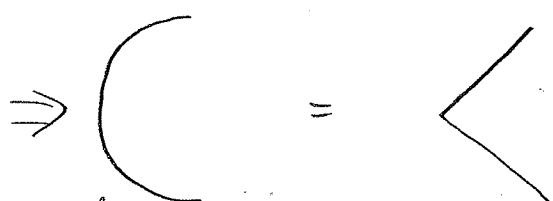
$$M^0 = 33,04 \text{ kNm}$$

KIERUNEK WIATRU  $\uparrow\uparrow$

Schemat



Współczynnik C przyjęto przez analogię



$d = 4,16 \text{ m}$

$$\frac{h}{d} = \frac{2,00}{4,16} = 0,58$$

przyjęto  $C = 0,70$

Stąd:

$$p_k = 0,30 \times 1 \times 0,70 \times 1,8$$

$$p_k = 0,378 \text{ kPa}$$

$$p = 0,378 \times 1,5$$

$$p = 0,567 \text{ kPa}$$

$$W^0 = d \times h \times p$$

$$W^0 = 4,16 \times 2,00 \times 0,567$$

$$W^0 = 4,72 \text{ kN}$$

Sily od wiatru na podstawie normy

— siła tycząca

$$T^0 = W^0 = 4,72 \text{ kN}$$

— moment zginający

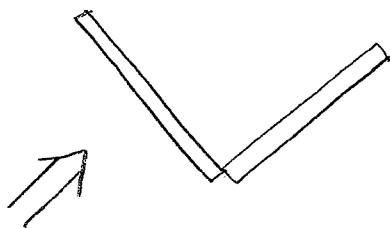
$$M^0 = W^0 \times h_g$$

$$M^0 = 4,72 \times 3,50$$

$$M^0 = 16,52 \text{ kNm}$$

KIERUNEK WIATRU  $\nearrow$

Schemat



Współczynnik C

$$C = +0,7 - (-0,4)$$

$$C = 1,1$$

Steel:

$$P_k = 0,30 \times 1 \times 1,1 \times 1,8$$

$$P_k = 0,594 \text{ kPa}$$

$$P = 0,594 \times 1,5$$

$$P = 0,891 \text{ kPa}$$

$$W^o = d \times H \times P$$

$$W^o = 3,00 \times 2,00 \times 0,891$$

$$W^o = 5,35 \text{ kN}$$

Siła od wiatru w podstawie marmu

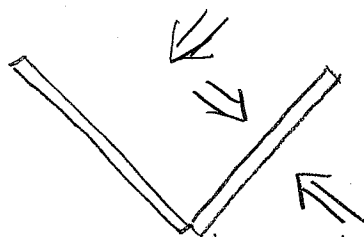
$$- T^o = W^o = 5,35 \text{ kN}$$

$$- M^o = 5,35 \times 3,50$$

$$M^o = 18,73 \text{ kNm}$$

KIERUNKI WIATRU

Schemat



Dla kierunków wiatru jak na schemacie siły w podstawie marmu, przez analogię, wynoszą

$$- T^o = W^o = 5,35 \text{ kN}$$

$$- M^o = W^o \times h_y = 5,35 \times 3,50$$

$$M^o = 18,73 \text{ kNm}$$

WNIOSEK: Maksymalne siły w podstawie marmu wystąpią dla obciążenie wiatrem ↓ i wynosi

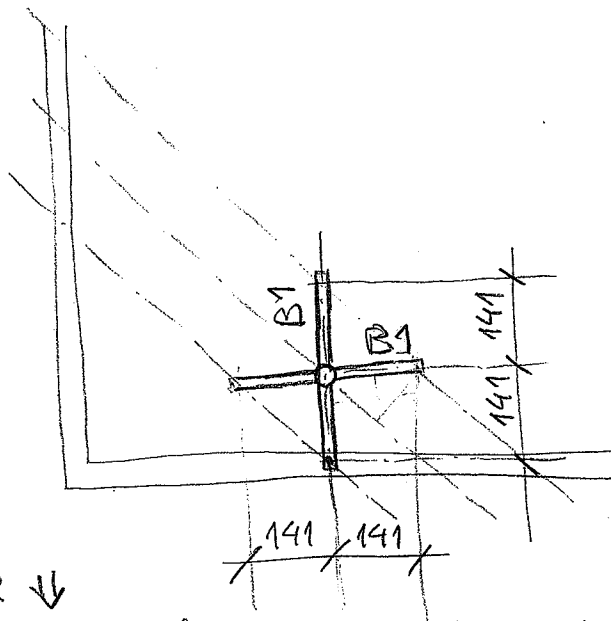
$$T_{max}^o = 9,44 \text{ kN}$$

$$M_{max}^o = 33,04 \text{ kNm}$$



# OBLICZENIA BELEK B1

Schemat



WIATR ↓

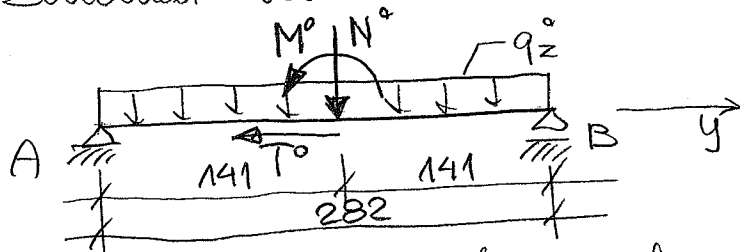
Maksymalne obciążenie dla belki dla wiatru w kierunku ↓  
Siły w podstawie słupa

$$N^o = -2,79 \text{ kN}$$

$$T^o = -9,44 \text{ kN}$$

$$M^o = -33,04 \text{ kNm}$$

Schemat belki B1a



Przyjęte obciążenie zastępcze od podłogi  $q^o \approx 2,50 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Śred } q_z^o \approx 1,41 \times 2,50 \times 0,5$$

$$q_z^o \approx 1,77 \text{ kN/m}$$

OBLICZENIA ⇒ PROGRAM "KONSTRUKTOR" B1a

Reakcje

$$V_A^o = +15,85 \text{ kN}$$

$$V_B^o = -7,58 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^o = 20,42 \text{ kNm}$$

WIATR ↑

Maksymalne obciążenie dla belki dla wiatru  
w kierunku ↑

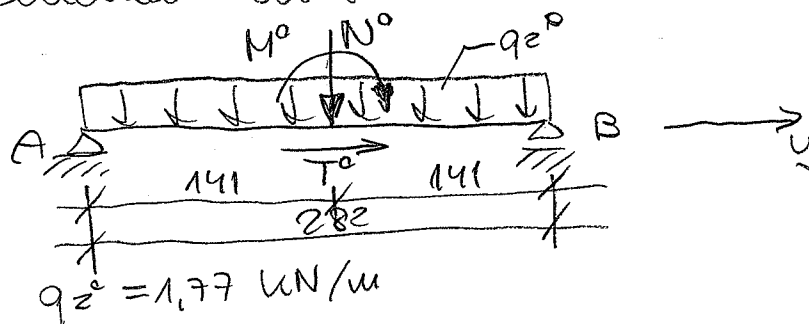
Siły w podstawie słupa

$$N^o = -2,73 \text{ kN}$$

$$T^o = +4,72 \text{ kN}$$

$$M^o = +16,52 \text{ kNm} \text{ wg str. 3}$$

Schemat belki B1b



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" B1b

$$V_A^o = -1,72 \text{ kN}$$

$$V_B^o = +9,93 \text{ kN}$$

$$M^o = 12,16 \text{ kNm}$$

WIATR  $\nwarrow$

Obciążenie dla belki dla wiatru w kierunku  $\nwarrow$

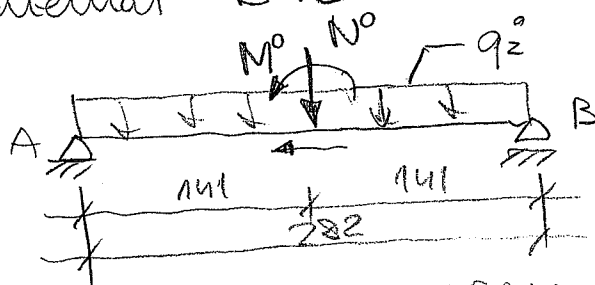
Siły w podstawie słupa

$$N^o = -2,73 \text{ kN} \times 0,5 = -1,40 \text{ kN}$$

$$T^o = -5,35 \text{ kN} \times 0,5 \times \sqrt{2} = -3,73 \text{ kN}$$

$$M^o = +18,73 \times 0,5 \times \sqrt{2} = +13,25 \text{ kNm}$$

Schemat B1c



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" B1c

$$V_A^o = +8,14 \text{ kN}$$

$$V_B^o = -1,26 \text{ kN}$$

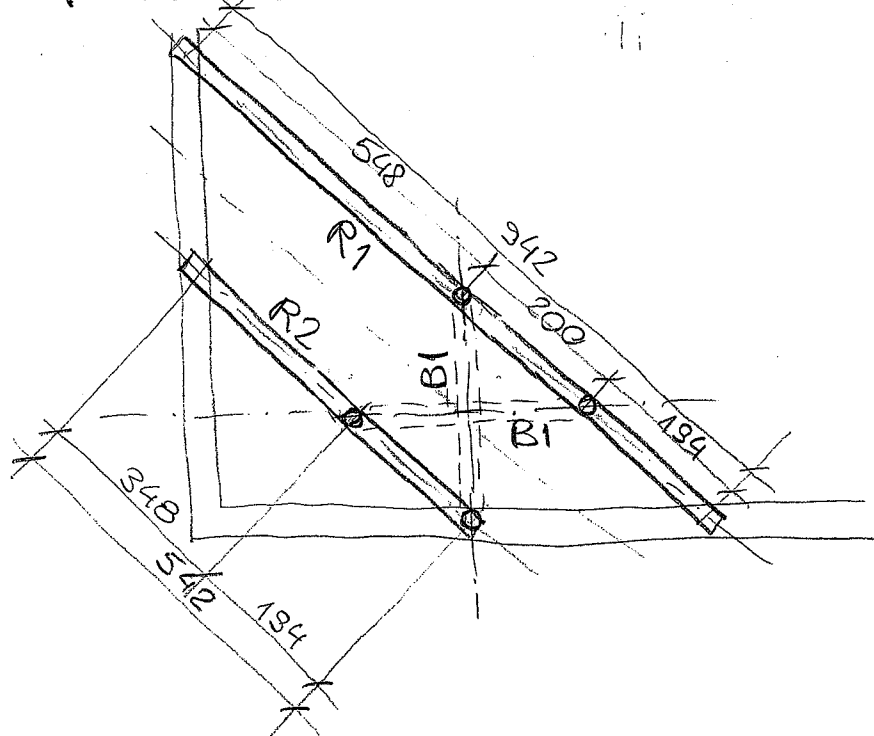
$$M^o = 9,54 \text{ kNm}$$

WIATR  $\searrow \nearrow \swarrow$

Obciążenie dla belki dla wiatru w kier.  $\searrow \nearrow \swarrow$   
Wyniki obliczeń analogiczne dla B1c

# OBLICZENIA RYGLI R

## RYGIELE R



## RYGIEL R1a

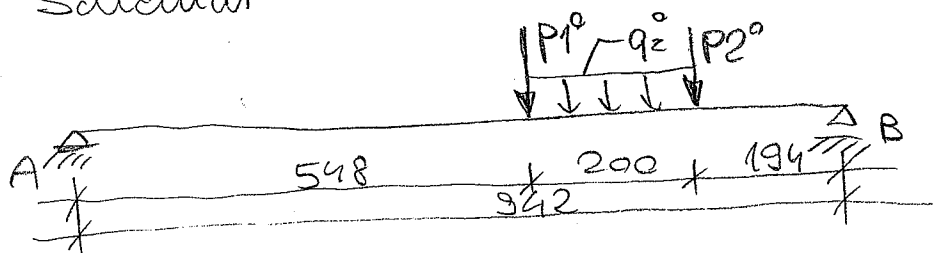
obc. maks. (siła dociskająca) dla wiatru ↑ (B1b)

$$V_B^o = 9,93 \text{ kN}$$

Jednocześnie przyjęto obc. siły dociskającej dla wiatru ↗ (B1c)

$$V_A^o = 8,14 \text{ kN}$$

Schemat



$$P1^o = V_B^o + V_A^o = 9,93 + 8,14$$

$$P1^o = 18,13 \text{ kN}$$

$$P2^o = V_A^o = 8,14 \text{ kN}$$

$$q2^o = 0,50 \times 2,50$$

$$q2^o = 1,25 \text{ kN/m}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR"

R1a

Wyniki

$$V_A^o = 12,21 \text{ kN}$$

$$V_B^o = 20,90 \text{ kN}$$

$$M_{max}^o = 60,02 \text{ kNm}$$

Rygiel R16

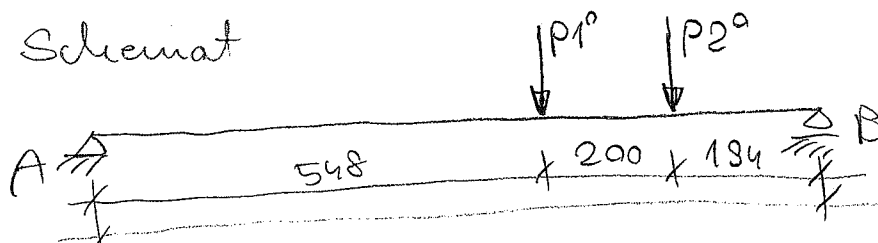
Obc. minim. (siła odrywająca) dla wiatru  $\downarrow$  (B1a)

$$V_A^o = -7,58 \text{ kN}$$

Jednocześnie przyjęto obc. siły odrywającej dla wiatru  $\swarrow$  (B1c)

$$V_B^o = -1,26 \text{ kN}$$

Schemat



$$P1^o = V_A^o + V_B^o = -7,58 - 1,26$$

$$P1^o = -8,84 \text{ kN}$$

$$P2^o = -V_B^o = -1,26 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" R16

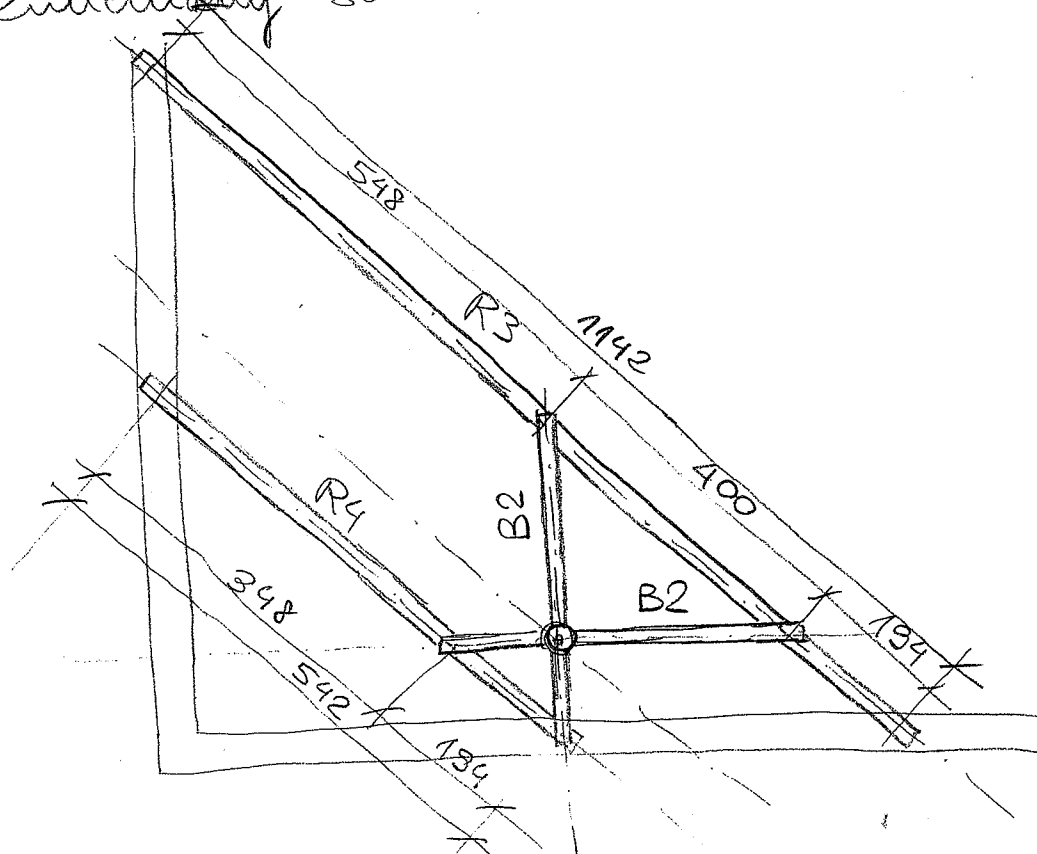
Wyniki

$$V_A^o = -1,78 \text{ kN} \quad (\text{siła odrywająca})$$

$$V_B^o = -4,87 \text{ kN} \quad (\text{siła odrywająca})$$

UWAGA: Ze względu na brak możliwości kontroli konstrukcji na siły odrywające, należy zmienić kształt ramy tak, by siły odrywające nie występowały

Zmieniony schemat rusztu



# OBLICZENIA BELEK B2

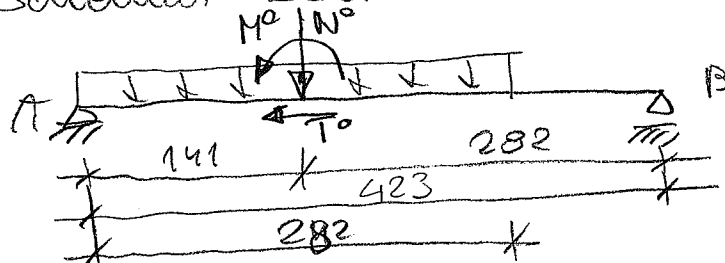
WIATR ↓

$$N^0 = -2,78 \text{ kN}$$

$$T^0 = -9,44 \text{ kN}$$

$$M^0 = -33,04 \text{ kNm}$$

Schemat B2a



$$q_2^0 = 1,77 \text{ kN/m}$$

OBLICZENIA ⇒ PROGRAM "KONSTRUKTOR" B2a

Wyniki

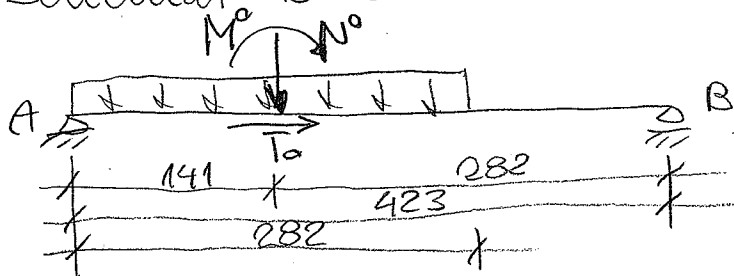
$$V_A^0 = +13,52 \text{ kN}$$

$$V_B^0 = -4,70 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^0 = 17,05 \text{ kNm}$$

WIATR ↑

Schemat B2b



$$N^0 = -2,78 \text{ kN}$$

$$T^0 = +4,72 \text{ kN}$$

$$M^0 = +16,52 \text{ kNm}$$

$$q_2^0 = 1,77 \text{ kN/m}$$

OBLICZENIA ⇒ PROGRAM "KONSTRUKTOR" B2b

Wyniki

$$V_A^0 = +11,82 \text{ kN}$$

$$V_B^0 = +7,00 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^0 = 17,01 \text{ kNm}$$

6,3

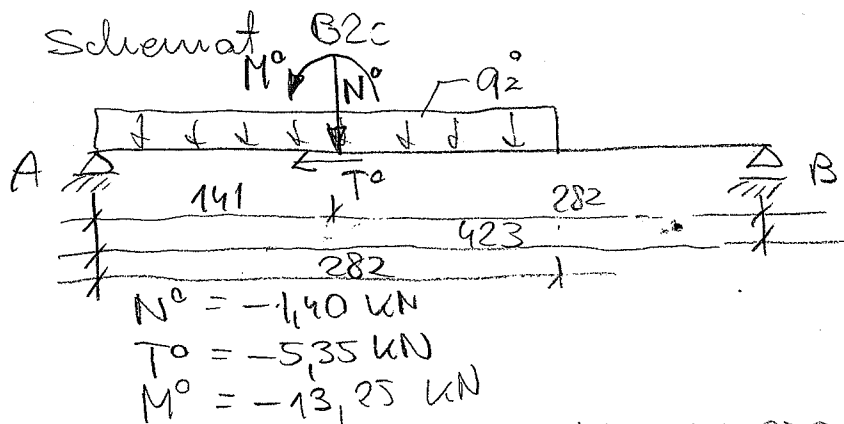
7,35

7,78

8,28

Wiatr ↖

Schemat B2c



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" B2c

Wyniki

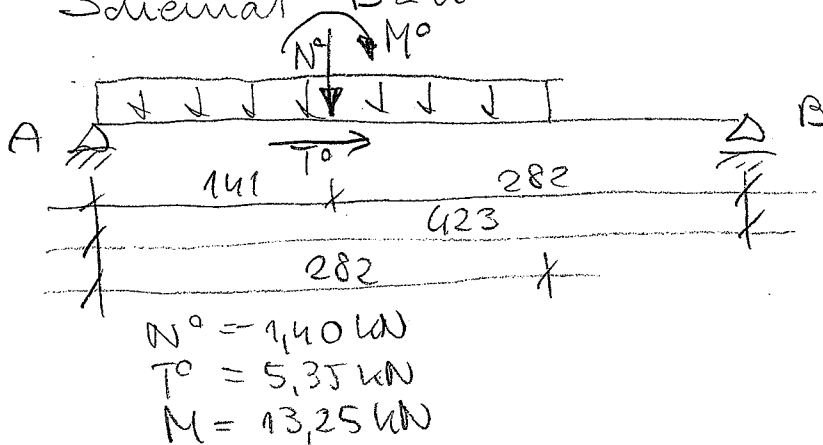
$$V_A^\circ = +7,91 \text{ kN}$$

$$V_B^\circ = -0,48 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^\circ = 13,15 \text{ kNm}$$

Wiatr ↗

Schemat B2d



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" B2d

Wyniki

$$V_A^\circ = +11,65 \text{ kN}$$

$$V_B^\circ = +5,78 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^\circ = 13,57 \text{ kNm}$$

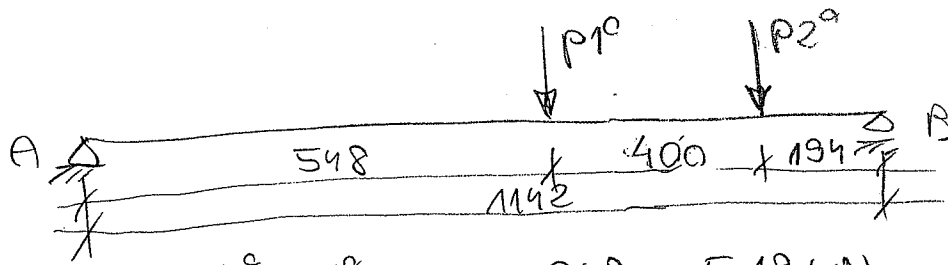
RYGIEL R3

Obc. minimum (ciężar odrywający) dla wiatru ↘  
 $V_B^\circ = -4,70 \text{ kN}$   
 Jednocześnie przyjęto ciężar odrywający dla wiatru ↗  
 $V_B^\circ = -0,48 \text{ kN}$

B2a  
B2c

Schemat R3b

IPE 400



$$P1^{\circ} = V_B^{\circ} + V_B^{\circ} = -4,70 - 0,48 = -5,18 \text{ kN}$$

$$P2^{\circ} = V_B^{\circ} = -0,48 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" R3b

Wyniki - rzeczywiste maks.

$$q_{IPE 300} = 7,17 \text{ kN/m}$$

$$V_A^{\circ} = +2,61 \text{ kN}$$

$$V_B^{\circ} = +2,06 \text{ kN}$$

q<sub>IB</sub>

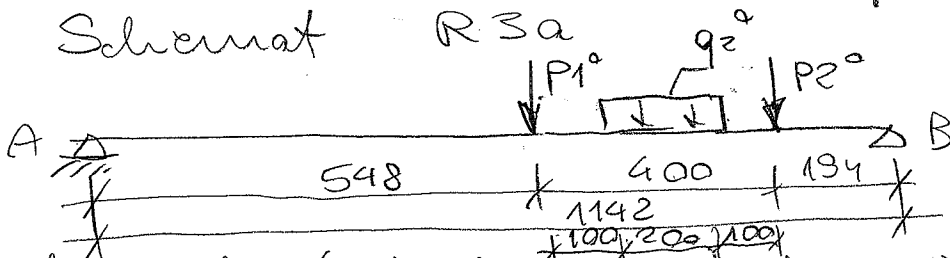
Wyniki rzeczywiste minimalne

$$V_A^{\circ} = +1,36 \text{ kN}$$

$$V_B^{\circ} = +1,26 \text{ kN}$$

Wniosek: Rygiel nie jest wymagany

Schemat R3a



Obc. maks. (siła dociskająca) dla cięcia  $\uparrow$  (B2b)

$$V_B^{\circ} = +7,00 \text{ kN}$$

Jednocześnie przyjęto obc. siłę dociskającą dla cięcia  $\nearrow$  B2d

$$V_B^{\circ} = 5,78 \text{ kN}$$

$$P1^{\circ} = 7,00 + 5,78 = 12,78 \text{ kN}$$

$$P2^{\circ} = 5,78 \text{ kN}$$

$$q2^{\circ} = 1,00 \times 2,50$$

$$q2^{\circ} = 2,50 \text{ kN/m}$$

$$V_A^{\circ} = 13,49 \text{ kN}$$

$$V_B^{\circ} = 18,35 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^{\circ} = 65,05 \text{ kNm}$$

## RYGIEL R4

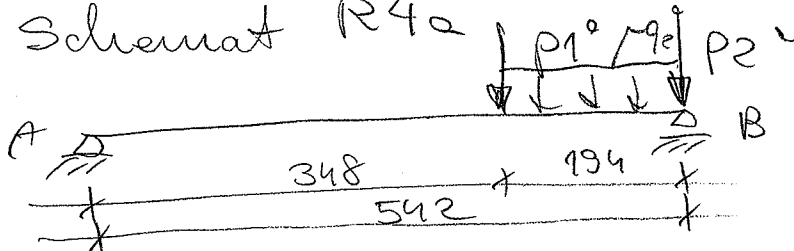
Obc maks. (siła dociskająca) dla wiatru  $\Downarrow$  (B2a)

$$V_A = 13,52 \text{ kN}$$

Jednocześnie przyjęto obc. siły dociskające dla wiatru  $\nearrow$  B2c

$$V_A = 7,91 \text{ kN}$$

Schemat R4a



$$P1^\circ = 7,91 \text{ kN}$$

$$P2^\circ = 7,91 + 13,52 = 21,43 \text{ kN}$$

$$q2^\circ = 1,77 \text{ kN/m}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" R4a

Wyniki

$$V_A^\circ = 5,45 \text{ kN}$$

$$V_B^\circ = 31,25 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^\circ = 14,58 \text{ kNm}$$

Obc. min. (siła minimalna) dla wiatru  $\Uparrow$  (B2b)

$$V_A^\circ = 1,82 \text{ kN}$$

Jednocześnie przyjęto siły min. dla wiatru  $\nearrow$

$$V_A = 1,65 \text{ kN}$$

Wniosek: Obciążenia dociskające

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" R4b

Schemat jak wyżej

$$P1^\circ = 1,65 \text{ kN}$$

$$P2^\circ = 1,65 + 1,82 = 3,47 \text{ kN}$$

$$q2^\circ = 1,77 \text{ kN/m}$$

Wyniki

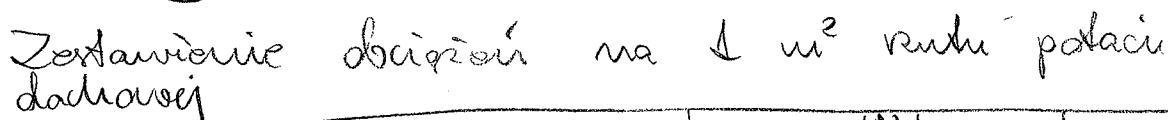
$$V_A^\circ = 3,17 \text{ kN}$$

$$V_B^\circ = 5,84 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^\circ = 6,64 \text{ kNm}$$



Prehnoj per sciang



RODZAJ OBCIĄŻENIA	OBC. NORM. $[\frac{kN}{m^2}]$	WSP. OBC.	OBC. OBLIČZ. $[\frac{kN}{m^2}]$
papa termozgrz. 0,100	0,100	1,2	0,120
wetna mineraln. 15cm 0,15 x 1,20	0,180	1,2	0,216
2 x papa na lepiku 2 x 0,050 x (0,12 : $\cos 28,76^\circ$ + 0,5 x 0,45) x 25,00	0,100	1,2	0,120

2x płyta pilśniowa 4cm 0,04 x 7,00	0,280	1,2	0,336
ładzi cement. 1,5cm 0,015 x 21,0	0,315	1,3	0,410
płyta kerolizowa 0,94 kN/m <sup>2</sup>	0,940	1,1	1,034
<b>Wazem:</b>	<b>1,515 <math>\frac{kN}{m^2}</math></b>		<b>2,236 <math>\frac{kN}{m^2}</math></b>
Świec 0,900 x 0,8	0,720 $\frac{kN}{m^2}$	1,5	1,080 $\frac{kN}{m^2}$
<b>Wazem:</b>	<b>2,635 <math>\frac{kN}{m^2}</math></b>		<b>3,316 <math>\frac{kN}{m^2}</math></b>

Obciążenie na 1 m<sup>2</sup> długości belki B6

RODZAJ OBCIĄŻENIA	OBŁ. NORM. $\left[\frac{kN}{m}\right]$	WSP. OBŁ.	obł. obł. $\left[\frac{kN}{m}\right]$
Od wieńca śc. ładunk.			
0,2m x 0,10 x 25,00	0,600	1,1	0,660
Od śc. ładunk. z gązdet.			
0,41 x 3,351		1,3	1,374
Od palacji dachowej			
0,5 x 1,50 x 3,316			2,487
Od wieńca			
0,24 x 0,20 x 25,00	1,200	1,1	1,320
Od ścian			
4,38 x 3,351		1,3	14,677
Od podłogi audytorium			
- konstrukcja			
0,5 x 1,50 x (0,12: cos 28,76° + 0,5 x 0,45) x 25,00	7,506	1,1	8,256
- obł. wylewe			
0,5 x 1,50 x 3,00	2,250	1,4	3,150
Od ścian			
1,29 x 3,351		1,3	4,323
Od płyty stropowej			
0,07 x 1,500 x 0,5 x 25,00	1,313	1,1	1,444
Od ścian			
0,18 x 3,351		1,3	0,604
<b>OBŁ. WŁ. WZGLĘD. WAZEM:</b>			<b>38,295 <math>\frac{kN}{m}</math></b>
Obciążenie od ryglu RB			
rozstaw w ścianie pod kątem 45° (V <sub>B</sub> z RBa)			
18,35: (7,05 - 0,30)			2,719

Obciążenie od rygle R4 montowane w ścianie pod kątem $45^\circ$ ( $V_B \geq R46$ ) $5,84 : (7,05 - 0,30)$			0,865
RAZEM OBC. OD RAMY $\uparrow$			41,879 $\frac{kN}{m}$
OBCIĄŻENIE OD RAMY $\downarrow$ OBCIĄŻENIE OD RYGIA R3 montowane w ścianie pod kątem $45^\circ$ ( $V_B \geq R36$ ) $1,26 : (7,05 - 0,30)$ OBCIĄŻENIE OD RYGIA R4 montowane w ścianie pod kątem $45^\circ$ ( $V_B \geq R4a$ ) $31,25 : (7,05 - 0,30)$			0,187
			4,630
RAZEM OBC. OD RAMY $\downarrow$			43,112 $\frac{kN}{m}$

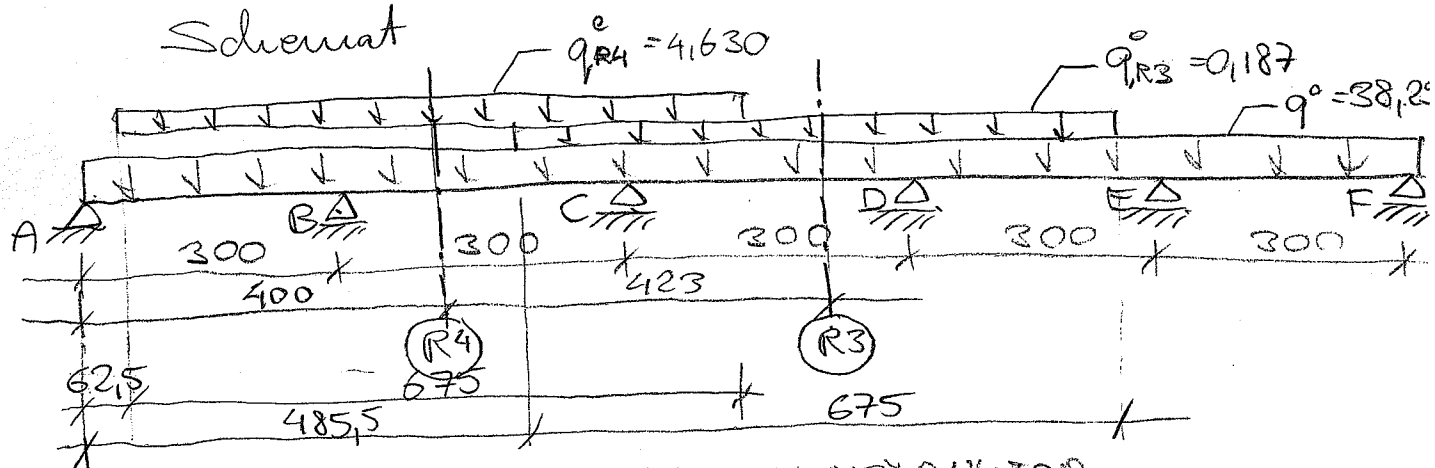
WNIOSEK : OBCIĄŻENIE OD RAMY  $\downarrow$  PRZYJMUJE  
WIEKSZE WARTOŚCI NIŻ OBCIĄŻENIE  
OD RAMY  $\uparrow$

$$\downarrow 43,112 \frac{kN}{m} > \uparrow 41,879 \frac{kN}{m}$$

OBLICZENIA BELKI B6 PRZEPRO-  
WADZAMY DLA RAMY  $\downarrow$

OBLICZENIA BELKI B6

Schemat



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM KONSTRUKTOR

$b \times h = 30 \times 30$  cm

stal 34GS (2 $\phi$ 16) (A $\bar{I}$ )

beton  $R_w = 170$  kg/cm $^2$  (B15)

## Wyniki obliczeń

### Reakcje

$$\begin{aligned} V_A^0 &= 48,27 + 2,66 = 50,93 \text{ kN} \\ V_B^0 &= 145,55 + 7,64 = 153,19 \text{ kN} \\ V_C^0 &= 124,48 + 6,57 = 131,05 \text{ kN} \\ V_D^0 &= 113,25 + 6,57 = 119,82 \text{ kN} \\ V_E^0 &= 130,04 + 7,64 = 137,68 \text{ kN} \\ V_F^0 &= 45,36 + 2,66 = 48,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Momenty

$M_{AB}^0 = -31,32 \text{ kNm}$	$F_w = 3,68 \text{ cm}^2$	$F_p = 6,03 \text{ cm}^2 > F_{istn} = 4,02 \text{ cm}^2$
$M_B^0 = -42,93 \text{ kNm}$	$F_w = 5,30 \text{ cm}^2$	$F_p = 6,03 \text{ cm}^2 > F_{istn} = 4,02 \text{ cm}^2$
$M_{BC}^0 = 13,91 \text{ kNm}$	$F_w = 1,54$	$F_p = 4,02 \quad F_{istn} = 4,02$
$M_C^0 = -31,82 \text{ kNm}$	$F_w = 3,75$	$F_p = 6,03 > F_{istn} = 4,02$
$M_{CD}^0 = 17,63 \text{ kNm}$	$F_w = 1,37$	$F_p = 4,02 \quad F_{istn} = 4,02$
$M_D^0 = -29,45 \text{ kNm}$	$F_w = 4,22$	$F_p = 6,03 > F_{istn} = 4,02$
$M_{DE}^0 = 12,16 \text{ kNm}$	$F_w = 1,33$	$F_p = 4,02 \quad F_{istn} = 4,02$
$M_E^0 = -38,60 \text{ kNm}$	$F_w = 4,68$	$F_p = 6,03 > F_{istn} = 4,02$
$M_{EF}^0 = 28,59 \text{ kNm}$	$F_w = 3,32$	$F_p = 4,02 \quad F_{istn} = 4,02$

Wniosek: Zbyt małe zbrojenie

- w przęśle AB
- na podporach B, C, D, E

Warunki normy nie jest spełniony

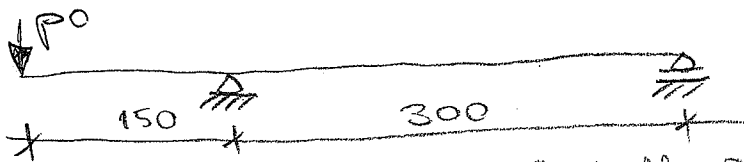
Sity łuzce

Wniosek: Zbyt mały rozstaw słupów istniejących

Warunki normy nie jest spełniony

## OBLICZENIA BELKI B5

Schemat



Sila  $P^0$  dla podpory B belki B5

$$P^0 = V_B^0 = 153,19 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR"

PROGRAM NIE PODEJMUJE OBLICZEŃ POKAZUJĄC KOMUNIKAT "Zbyt mały przedział belki na zginanie"

$b \times h = 25 \times 40 \text{ cm}$   
 B15  $R_w = 170 \text{ kg/cm}^2$   
 A III 34GS

Przeprawadający obciążenia obciążenie

$$M_{max}^o = P^o \times l_o$$

$$M_{max}^o = 153,19 \times 1,50$$

$$M_{max}^o = 229,78 \text{ kNm}$$

$$b \times h = 25 \times 40 \text{ cm}$$

$$h_o = 37 \text{ cm}$$

B15

A<sub>III</sub>

$$A = \frac{M_{max}^o}{b \times h_o^2}$$

$$A = \frac{229,78 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,37^2}$$

$$A = 6,714 \Rightarrow \mu_a = ?$$

Wniosek: Dla stali A<sub>III</sub> i betonu B15 w tablicach brak wartości  $\mu_a$ .

Przyjęto beton C25/30 i stal A<sub>III</sub>

$$A = 6,714 \Rightarrow \mu_a = \mu_{max} = 2,6\%$$

$$F_a = 0,026 \times 0,25 \times 0,37$$

$$F_a = 24,1 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Zbrojenie istniejące 4  $\phi 18 \text{ mm}$  (A<sub>III</sub>)

$$F_{aistn} = 4 \times 2,54 \times 10^{-4}$$

$$F_{aistn} = 10,16 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < F_a = 24,10 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

Wniosek: Obciążenie belki B5 siłą  $P^o = 153,19 \text{ kN}$  ponad dwukrotnie przekracza wytrzymałość belki.

UWAGA: Docierzenie istniejącej konstrukcji mostem stanowi ok:

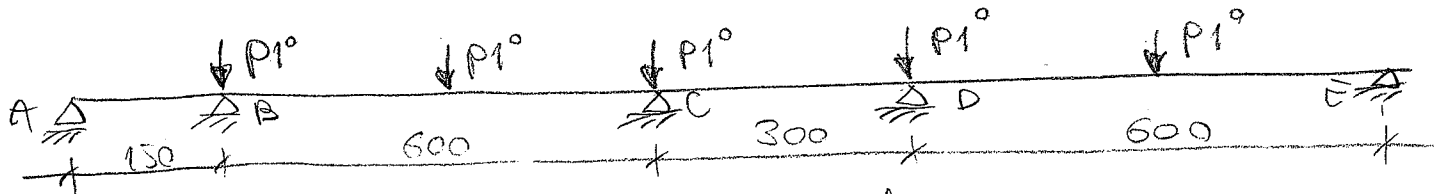
$$n = \frac{0,187 + 4,630}{41,873} \times 100\% = 11,5\%$$

Istniejące belki B5 na podporze B jest przeciążone ponad dwukrotnie

WNIOSEK: NALEŻY PRZYJĄĆ INNY SOMETAT RAMY POD EKRANY LED.

# SPRAWDZENIE NOŚNOŚCI NADPROŻA N15-N16 POD ISTNIEJĄCYM OBCIĄŻENIEM

Schemat



Ociążenie  $P1^\circ$  od wirarów krawalowych

Ociążenie na 4 mb wirara krawalowego

- od potacji dachowej

$$2 \times 0,5 \times 3,00 \times q_d^\circ$$

$$2 \times 0,5 \times 3,00 \times 3,316$$

gdzie  $q_d^\circ = 3,316 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  wg str. 14

$$= 9,948$$

- od wirara

przyjeto  $1,50 \text{ kN/m}$

$$= 1,500$$

- od stropu podwieszanego

przyjeto  $0,50 \text{ kN/m}^2$  stropu

$$2 \times 0,5 \times 3,00 \times 0,50$$

$$= 1,500$$

$$q^\circ = 12,948 \text{ kN/mb}$$

Siła  $P1^\circ$

$$P1^\circ = 0,5 \text{ l.ow} \times q^\circ$$

$$P1^\circ = 0,5 \times 15,00 \times 12,948$$

$$P1^\circ = 97,11 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR”

$$b \times h = 25 \times 40 \text{ cm}$$

$$B-15 \quad R_w = 170$$

$$A-III \quad 36GS$$

Reakcje

$$V_A = -48,23 - 2,95 = -51,18 \text{ kN}$$

$$V_B^\circ = 199,69 + 14,62 = 214,31 \text{ kN}$$

$$V_C^\circ = 130,23 + 9,87 = 140,10 \text{ kN}$$

$$V_D^\circ = 166,41 + 13,49 = 179,90 \text{ kN}$$

$$V_E^\circ = 37,46 + 6,23 = 43,69 \text{ kN}$$

Momenty zginające

$$M_{AB}^\circ = -89,32 \text{ kNm}$$

$$M_B^\circ = -80,32$$

$$M_{BC}^\circ = 96,46$$

$$M_C^\circ = -42,85$$

$$M_{CD}^\circ = -74,97$$

$$M_D^\circ = -74,97$$

$$M_E^\circ = 17,22$$

$$F_a = 7,55 \quad F_p = 7,62 \text{ q.}$$

$$F_{istm} = 10,16$$

$$F_a = 7,55 \quad F_p = 7,62 \text{ q.}$$

$$F_i = 10,16$$

$$F_a = 9,65 \quad F_p = 10,16 \text{ d}$$

$$F_i = 10,16$$

$$F_a = 3,62 \quad F_p = 5,08 \text{ q}$$

$$F_i = 10,16$$

$$F_a = 6,92 \quad F_p = 7,62 \text{ q}$$

$$F_i = 10,16$$

$$F_a = 6,92 \quad F_p = 7,62 \text{ q}$$

$$F_i = 10,16$$

$$F_a = 12,22 \quad F_p = 12,22 \text{ q}$$

$$F_i = 10,16$$

Sily i mce

Przebieg

Wzrostowy rozstaw strom

Istn. rozstaw strom

AB	$12,7 \div 37 \text{ cm}$	<	25 cm
BC	$11,2 \div 37 \text{ cm}$	<	25 cm
CD	$27,8 \div 37 \text{ cm}$	<	25 cm
EF	$10,2 \div 37 \text{ cm}$	<	25 cm

Wnioski:

1. Przewidziana nośność ze względu na zginanie w przęśle DE
2. Przewidziana nośność ze względu na ścinanie w przęśle A-B, B-C, E-F
3. Nadproża nie można obciążać dodatkowo-  
wym obciążeniem

SPRAWDZENIE STUPA 3.5.1 w osi (P)

$$b \times h = 25 \times 25 \text{ cm}$$

B15

$$A_{II} (18G2) \quad 4 \phi 15 \text{ mm} \quad h = 7,66 \text{ m}$$

OBŁICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR"

$$N = V_B^c = 214,31 \text{ kN}$$

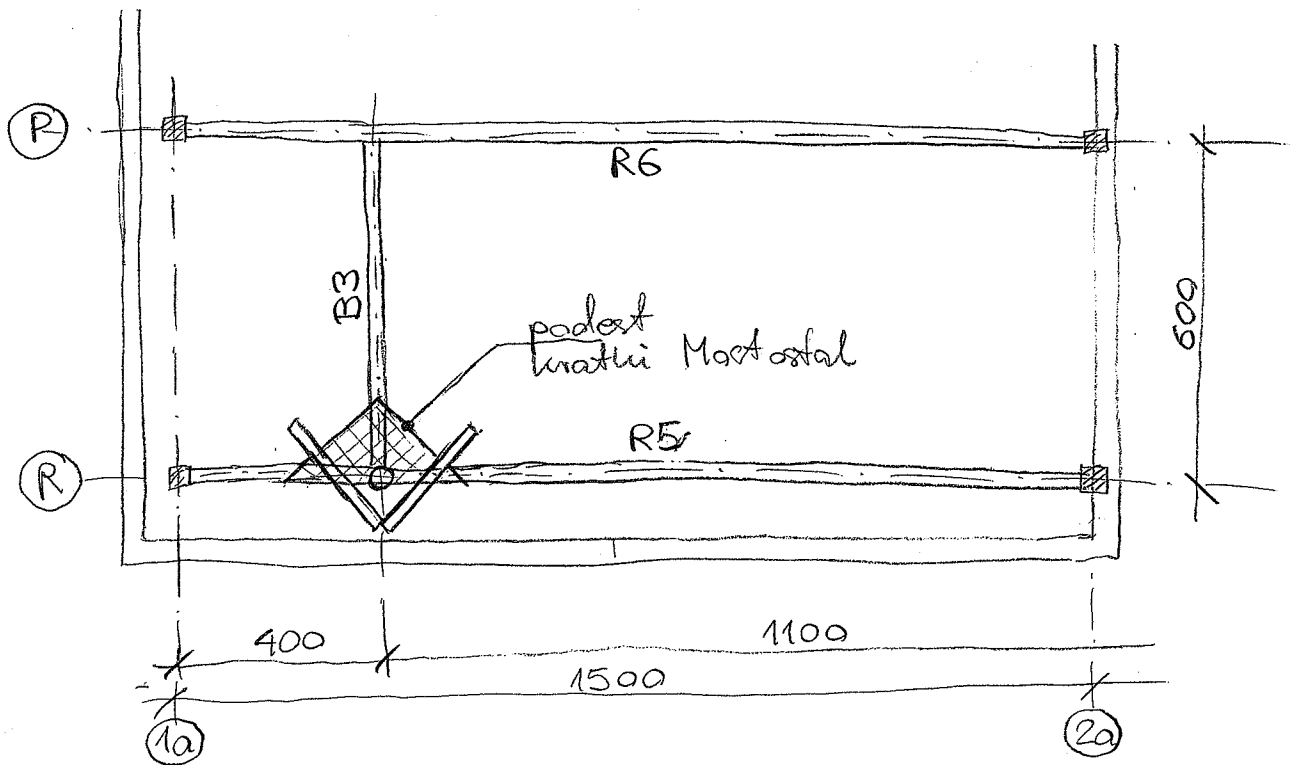
Wyniki

Warunki nośności

$$\frac{M_{xdk}}{M_{Rdk}} + \frac{M_{ydk}}{M_{Rdk}} = 0,37 < 1$$

Wnioski: Warunki nośności spełniane

## II Schemat konstrukcji wspartych II



Rozpatrywamy kierunki wiatru

—  $\Downarrow$  wg str. 2

$$W^0 = 9,44 \text{ kN}$$

$$M^0 = 33,04 \text{ kNm}$$

$$N^0 = 2,79 \text{ kN}$$

—  $\Uparrow$  wg str. 3

$$T^0 = 4,72 \text{ kN}$$

$$M^0 = 16,52 \text{ kN}$$

$$N^0 = 2,79 \text{ kN}$$

—  $\nearrow$  wg str. 3, 4

$$T^0 = 5,35 \text{ kN}$$

$$M^0 = 18,73 \text{ kN}$$

$$N^0 = 2,79 \text{ kN}$$

obciążenie  $\nearrow$  rozkładamy na wypadkowe

$$\uparrow T^0 = \frac{5,35}{\sqrt{2}} = 3,78 \text{ kN}$$

$$M^0 = \frac{18,73}{\sqrt{2}} = 13,24 \text{ kN}$$

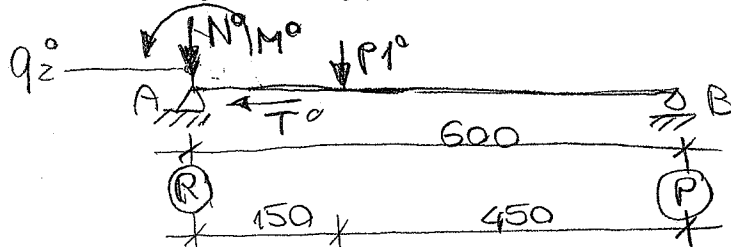
$$\rightarrow T^0 = \frac{5,35}{\sqrt{2}} = 3,78 \text{ kN}$$

$$M^0 = \frac{18,73}{\sqrt{2}} = 13,24 \text{ kN}$$



# OBLICZENIA BELKI B3

dla wiatru  $\Downarrow$   
Schemat B3a



$$M^0 = 33,04 \text{ kNm}$$

$$N^0 = 2,79 \text{ kN}$$

$$T^0 = 9,44 \text{ kN}$$

Odcięcie zastępcze od podestu

Przyjęto  $P1^0 = 3 \text{ kN}$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR” B3a

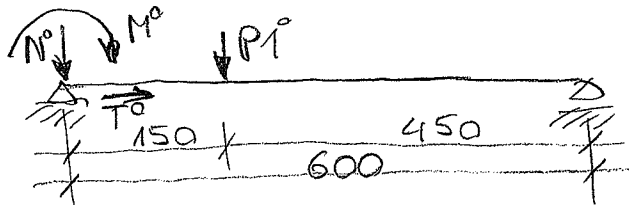
Wyniki

$$V_A = 8,49 \text{ kN}$$

$$V_B = -4,02 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 33,04 \text{ kNm}$$

Schemat B3b  $\Uparrow$



OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR” B3b

$$M^0 = 16,52 \text{ kN}$$

$$T^0 = 4,72 \text{ kN}$$

$$N^0 = 2,79 \text{ kN}$$

$$P1^0 = 3,00 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR” B3b

Wyniki

$$V_A = 0,37 \text{ kN}$$

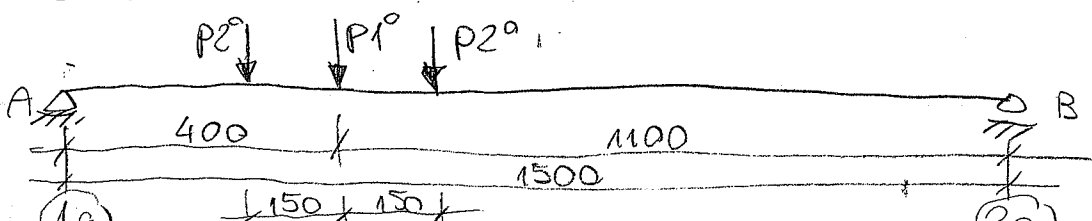
$$V_B = 4,24 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 16,63 \text{ kNm}$$

# OBLICZENIA RYGŁA R5

dla wiatru  $\Downarrow$

Schemat R5a



$P_1^0 = V_A^0 = 8,43 \text{ kN}$  wg B3a  
 obciążenie od pomorsku  
 $P_2^0 \text{ przyjęto} = 1,50 \text{ kN}$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR” R5a  
 Wyniki IPE 400

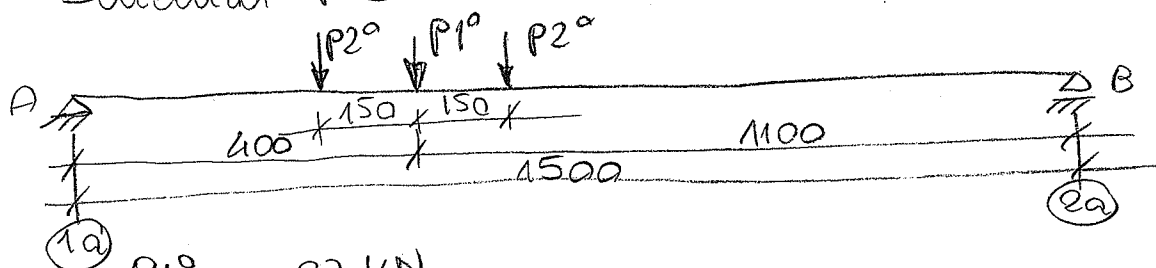
$$V_A^0 = 13,10 \text{ kN}$$

$$V_B^0 = 7,74 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^0 = 45,48 \text{ kNm}$$

dla wieżmu  $\uparrow$

Schemat R5b



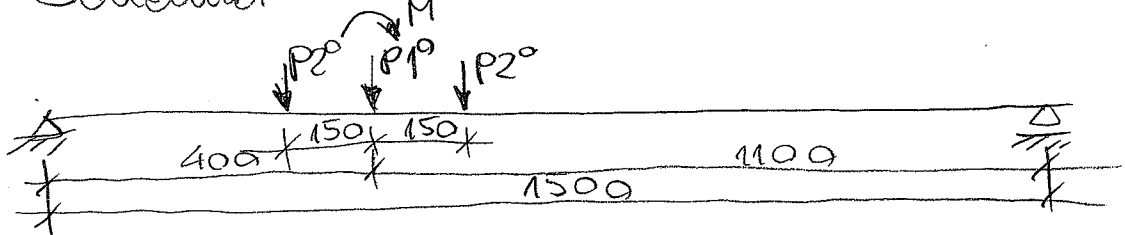
$$P_1^0 = 0,37 \text{ kN}$$

$$P_2^0 = 0,50 \text{ kN}$$

Wnioski: Wartości obciążeń mniejsze niż dla R5a. Obliczenia pomijamy. Brak odrywania rygla od potaci lądowej

dla wieżmu  $\Rightarrow$  wariant  $\rightarrow$

Schemat R5c



$$M^0 = 13,24 \text{ kNm}$$

$$P_1^0 = 2,78 \text{ kN}$$

$$P_2^0 = 1,50 \text{ kN}$$

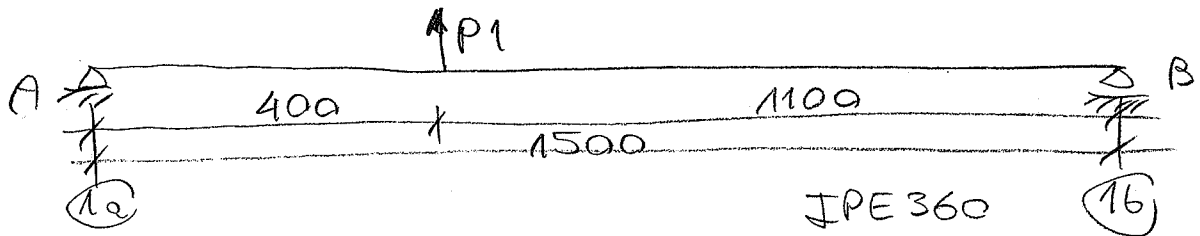
OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM „KONSTRUKTOR” R5c  
 Wyniki

$$V_A^0 = 8,04 \text{ kN}$$

$$V_B^0 = 7,10 \text{ kN}$$

$$M_{\max}^0 = 39,35 \text{ kNm}$$

OBLICZENIA RYGŁA R6  
dla wiatru  $\downarrow$   
Schemat R6a



$$P1^0 = V_B^0 = -4,02 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" R6a  
Wyniki:

$$V_A^0 = 2,88 \text{ kN}$$

$$V_B^0 = 3,91 \text{ kN}$$

$$M_{max}^0 = 12,23 \text{ kNm}$$

Uwagi: Brak odrywania rygła od połaci dachowej

OBLICZENIA SZUPA OBCIĄŻONEGO RAMA  
Maksymalna siła ściskająca od rygła R5a

$$V_A^0 = 13,10 \text{ kN} \quad \text{Przyjęto siłę na minimum odnie 5 cm}$$

Siła w słupie od doc. istn.

$$N^0 = 214,31 \text{ kN}$$

Moment od siły  $V_A^0 = 13,10$

$$M^0 = V_A^0 \times e$$

$$M^0 = 13,10 \times 0,05$$

$$M^0 = 0,655 \text{ kNm}$$

$$N_c^0 = V_A^0 + N^0$$

$$N_c^0 = 13,10 + 214,31$$

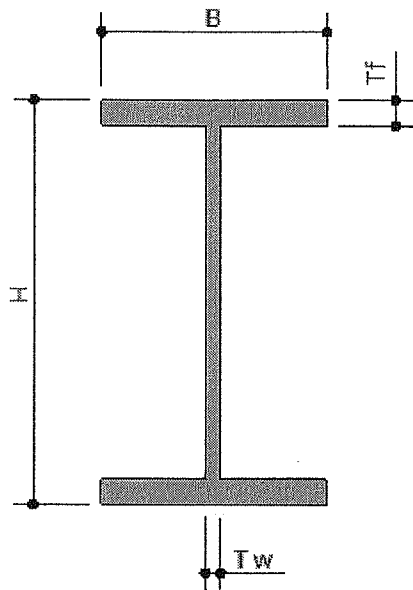
$$N_c^0 = 227,41 \text{ kN}$$

OBLICZENIA  $\Rightarrow$  PROGRAM "KONSTRUKTOR" St. 5.1 r  
Wyniki

$$\frac{M_{max}^x}{R_{dx}} + \frac{M_{ydy}^x}{R_{ydy}} = 0,43 < 1$$

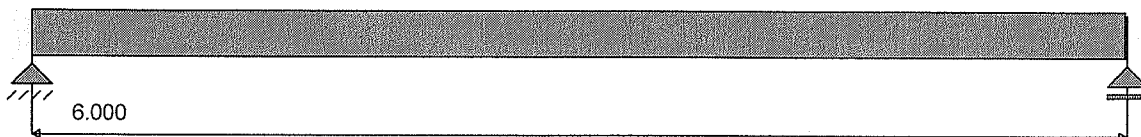
mgr inż. Grzegorz Grucza  
Aleja Armii Krajowej nr 37 m 8  
42-200 Częstochowa  
Upr. Bud. Nr LAN-VIII/33861/45/86  
Upr. Projekt. Nr LAN-VIII/33861/159/90

IPE 200



IPE 200 - Stal: ST3S

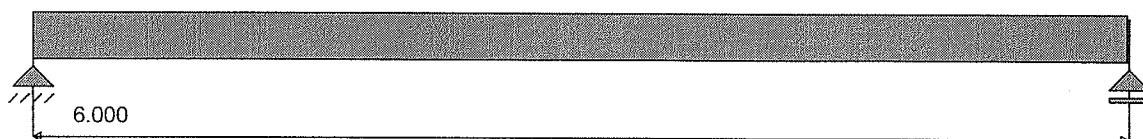
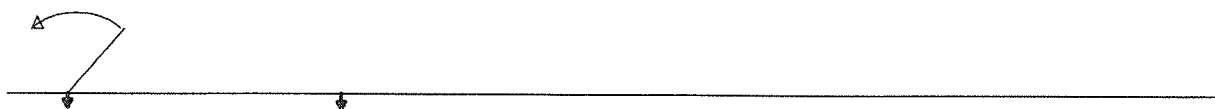
H [mm]	200.0	A [cm <sup>2</sup> ]	28.50
B [mm]	100.0	J <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	1943.00
T <sub>f</sub> [mm]	8.5	J <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	142.40
T <sub>w</sub> [mm]	5.6	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	194.30
		W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	28.47



Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	6.00	IPE 200	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny

Lista obciążeń grupal

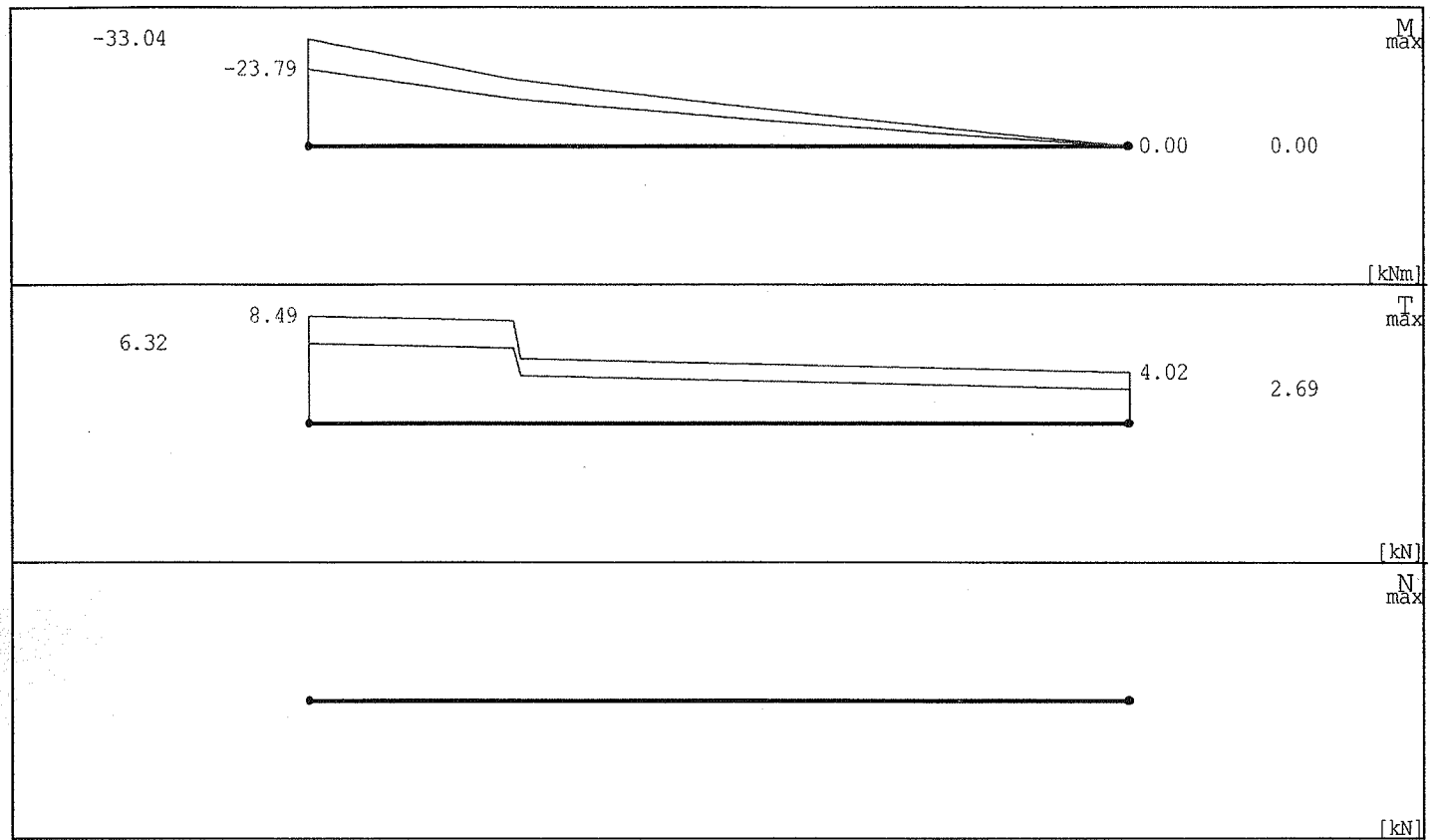


Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]	Co [mm]
0		siła	2.79	-	0.00	-	2790
1		siła	3.00	-	1.50	-	3000
2		moment	-33.04	-	0.00	-	-

Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

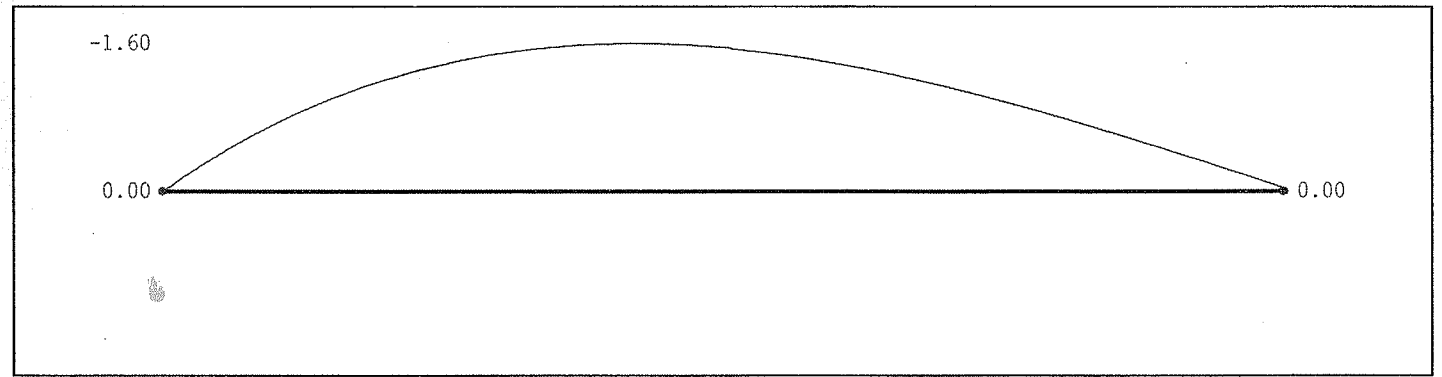
Minimalny współczynnik obciążenia: 0.720

Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:							
Ciężar własny							
grup1							



X [m]	0.000	1.250	2.450	3.000	4.250	5.450	5.950
Y [cm]	0.000	-1.251	-1.596	-1.538	-1.065	-0.337	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 200.0 x 5.6; 100.0 x 8.5  
A = 28.500 cm<sup>2</sup>  
I<sub>x</sub> = 1943.000 cm<sup>4</sup>

$W_x = 194.300 \text{ cm}^3$   
Klasa przekroju na zginanie: 1  
Współczynnik redukcyjny  $\psi = 0.000$   
Długość przęsła: 6.000 m  
Klasa stali przęsła: St3S  
Współczynnik momentów  $\beta = 1.000$   
Największy rozstaw żebier poprzecznych: 1.500 m

#### Nośności przekroju:

Stan krytyczny

$$\begin{aligned} M_{rx} &= 41.775 \text{ kNm} & M_{rxv\_max} &= 0.000 \text{ kNm} \\ M_{rxv\_min} &= 41.775 \text{ kNm} & V_{ry} &= 139.664 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### Warunki nośności

Dla momentu dodatniego  $x = 0.000 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{x_{max}} = 23.789 \text{ kNm} \quad V_y = 6.318 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa górnego: 6.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.000 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.000 \leq 1$$

Dla momentu minimalnego  $x = 0.000 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{x_{min}} = -33.040 \text{ kNm} \quad V_y = 8.490 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 6.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.791 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.791 \leq 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

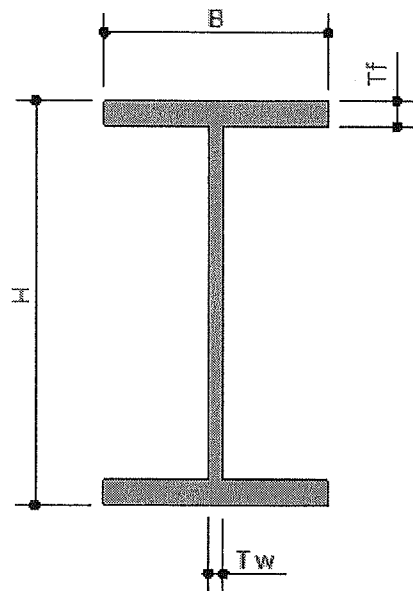
$$\text{Siły: } V_{y_{max}} = 8.490 \text{ kN} \quad V_{ry} = 139.664 \text{ kN}$$

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.061$$

#### Sprawdzenie ugięcia granicznego

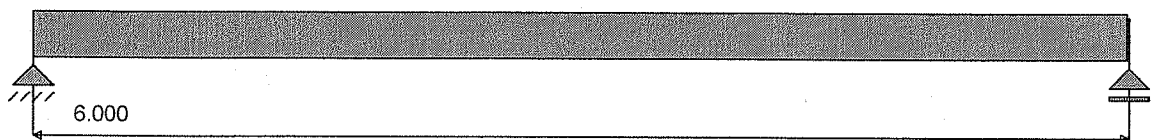
Ugięcie maksymalne:  $U_{max} = 1.596$  jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego:  $U_{dop} = 1.714 \text{ cm}$

IPE 200



IPE 200 - Stal: ST3S

H [mm]	200.0	A [cm <sup>2</sup> ]	28.50
B [mm]	100.0	J <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	1943.00
T <sub>f</sub> [mm]	8.5	J <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	142.40
T <sub>w</sub> [mm]	5.6	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	194.30
		W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	28.47

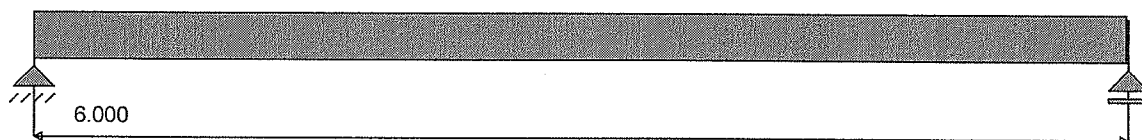
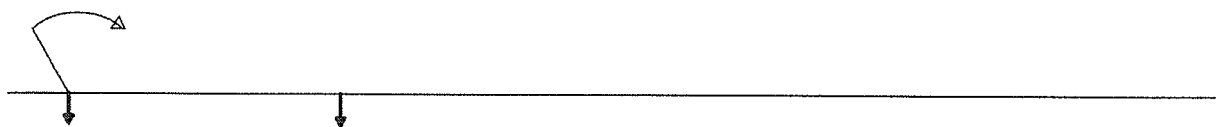


Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	6.00	IPE 200	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny



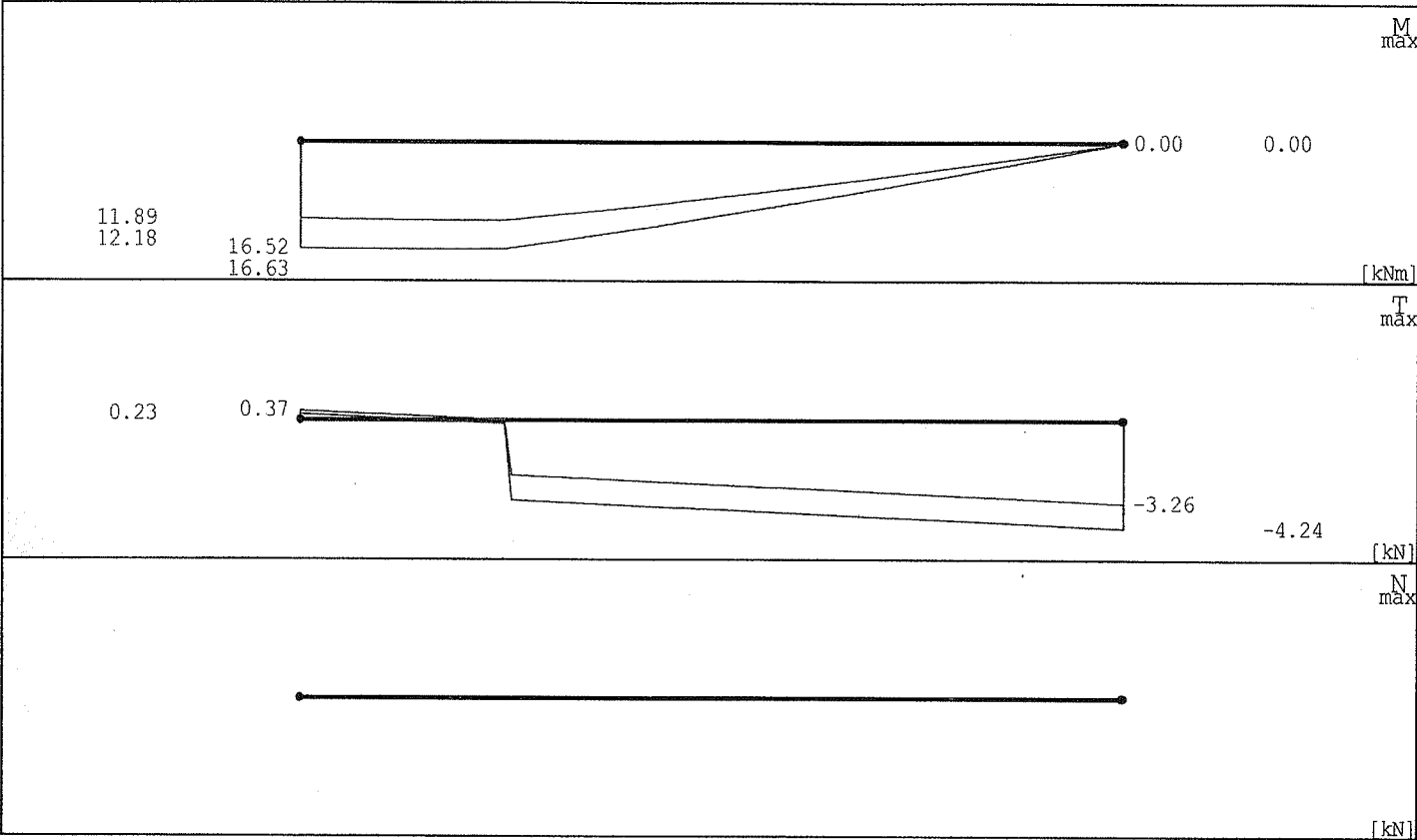
Lista obciążeń grupal



Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]	Co [mm]
0		siła	2.79	-	0.00	-	2790
1		siła	3.00	-	1.50	-	3000
2		moment	16.52	-	0.00	-	-

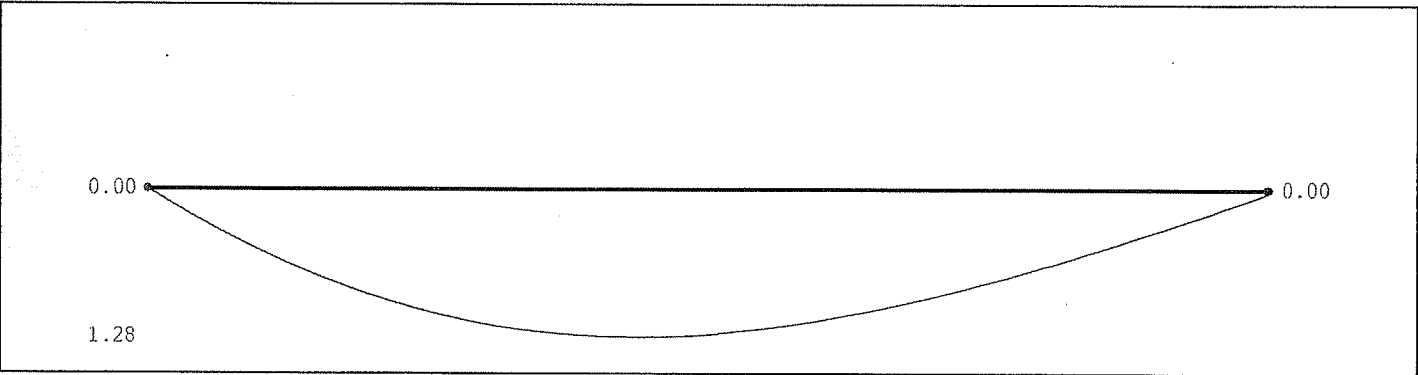
Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000  
 Minimalny współczynnik obciążenia: 0.720

Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:	
Ciężar własny	
grup1	



X [m]	0.000	1.250	2.450	3.000	4.250	5.450	5.950
Y [cm]	0.000	0.955	1.275	1.245	0.880	0.281	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 200.0 x 5.6; 100.0 x 8.5  
A = 28.500 cm<sup>2</sup>  
I<sub>x</sub> = 1943.000 cm<sup>4</sup>

$W_x = 194.300 \text{ cm}^3$   
Klasa przekroju na zginanie: 1  
Współczynnik redukcyjny  $\psi = 0.000$   
Długość przęsła: 6.000 m  
Klasa stali przęsła: St3S  
Współczynnik momentów  $\beta = 1.000$   
Największy rozstaw żebier poprzecznych: 1.500 m

#### Nośności przekroju:

Stan krytyczny

$$M_{rx} = 41.775 \text{ kNm}$$
$$V_{ry} = 139.664 \text{ kN}$$

$$M_{rxv\_max} = 41.775 \text{ kNm}$$

#### Warunki nośności

Dla momentu dodatniego  $x = 0.950 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{x_{max}} = 16.628 \text{ kNm} \quad V_y = 0.002 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa górnego: 6.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.398 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.398 \leq 1$$

Dla momentu minimalnego  $x = 1.500 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{x_{min}} = 12.176 \text{ kNm} \quad V_y = 2.156 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 6.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.000 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.000 \leq 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

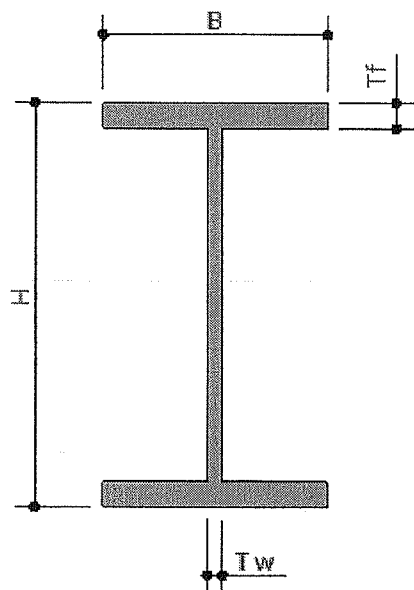
$$\text{Siły: } V_{y_{max}} = 4.237 \text{ kN} \quad V_{ry} = 139.664 \text{ kN}$$

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.030$$

Sprawdzenie ugięcia granicznego

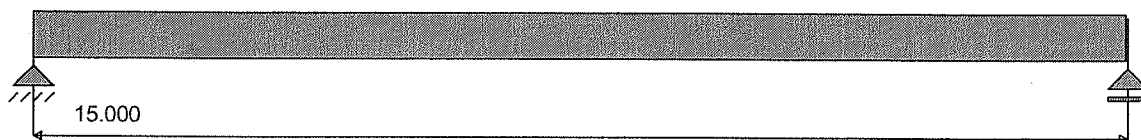
Ugięcie maksymalne:  $U_{max} = 1.278$  jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego:  $U_{dop} = 1.714 \text{ cm}$

# IPE 360



## IPE 360 - Stal: ST3S

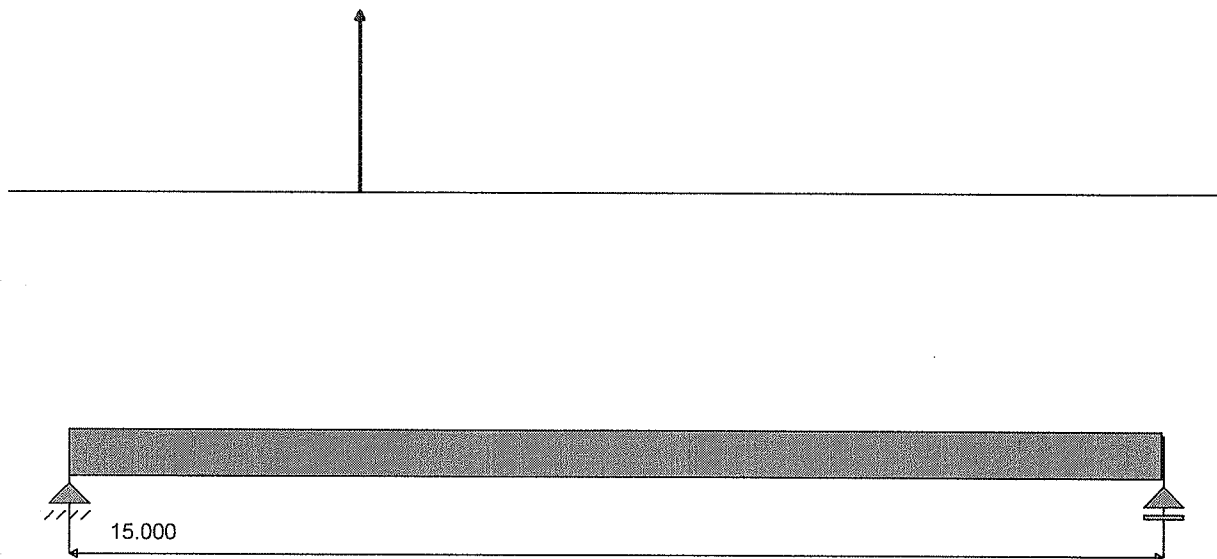
H [mm]	360.0	A [cm <sup>2</sup> ]	72.70
B [mm]	170.0	J <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	16270.00
T <sub>f</sub> [mm]	12.7	J <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	1043.00
T <sub>w</sub> [mm]	8.0	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	903.60
		W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	122.80



## Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	15.00	IPE 360	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny

Lista obciążeń grupal

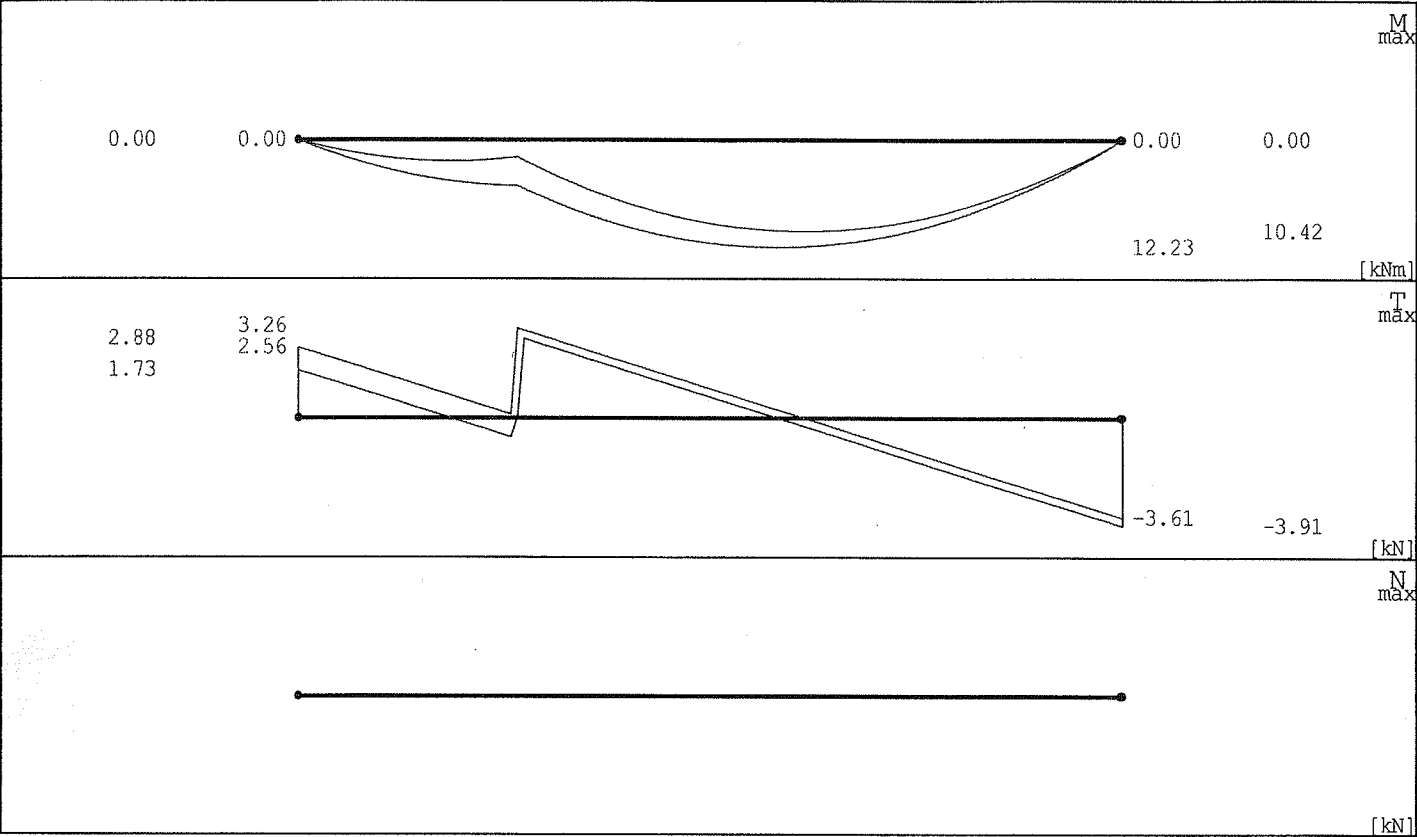


Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]	Co [mm]
0		siła	-4.02	-	4.00	-	-4020

Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

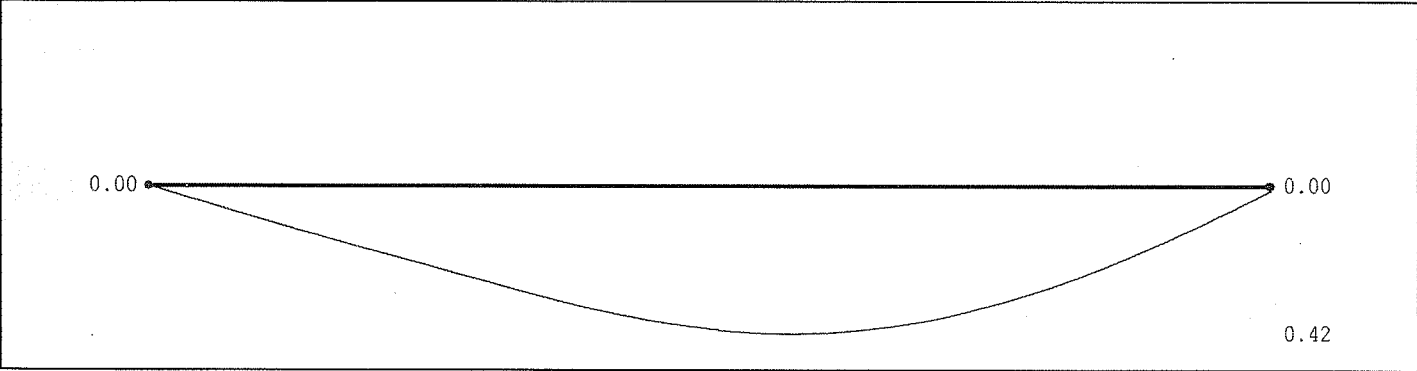
Minimalny współczynnik obciążenia: 0.720

Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:	
Ciężar własny	
grup1	



X [m]	0.000	3.000	6.000	7.500	10.500	13.500	14.875
Y [cm]	0.000	0.185	0.353	0.408	0.368	0.142	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 360.0 x 8.0; 170.0 x 12.7  
A = 72.700 cm<sup>2</sup>  
I<sub>x</sub> = 16270.000 cm<sup>4</sup>

$W_x = 903.600 \text{ cm}^3$   
Klasa przekroju na zginanie: 1  
Współczynnik redukcyjny  $\psi = 0.000$   
Długość przęsła: 15.000 m  
Klasa stali przęsła: St3S  
Współczynnik momentów  $\beta = 1.000$   
Największy rozstaw żebier poprzecznych: 1.500 m

#### Nośności przekroju:

Stan krytyczny

$$M_{rx} = 194.274 \text{ kNm}$$
$$V_{ry} = 359.136 \text{ kN}$$

$$M_{rxv\_max} = 194.274 \text{ kNm}$$

#### Warunki nośności

Dla momentu dodatniego  $x = 8.750 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmax} = 12.232 \text{ kNm} \quad V_y = 0.008 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa górnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_t = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_t * M_{rx}} = 0.063 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.063 \leq 1$$

Dla momentu minimalnego  $x = 3.500 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmin} = 10.424 \text{ kNm} \quad V_y = 0.020 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_t = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_t * M_{rx}} = 0.000 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.000 \leq 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

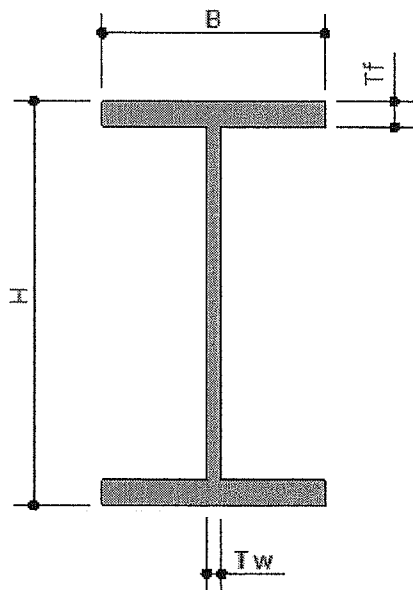
$$\text{Siły: } V_{ymax} = 3.906 \text{ kN} \quad V_{ry} = 359.136 \text{ kN}$$

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.011$$

#### Sprawdzenie ugięcia granicznego

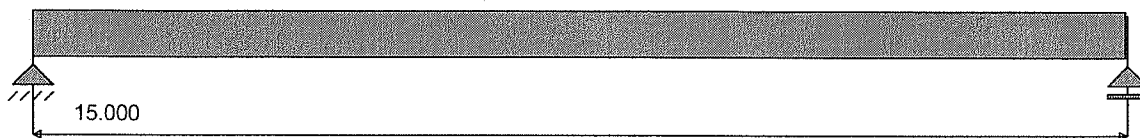
Ugięcie maksymalne:  $U_{max} = 0.405$  jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego:  $U_{dop} = 4.286 \text{ cm}$

# IPE 360



IPE 360 - Stal: ST3S

H [mm]	360.0	A [cm <sup>2</sup> ]	72.70
B [mm]	170.0	J <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	16270.00
T <sub>f</sub> [mm]	12.7	J <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	1043.00
T <sub>w</sub> [mm]	8.0	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	903.60
		W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	122.80

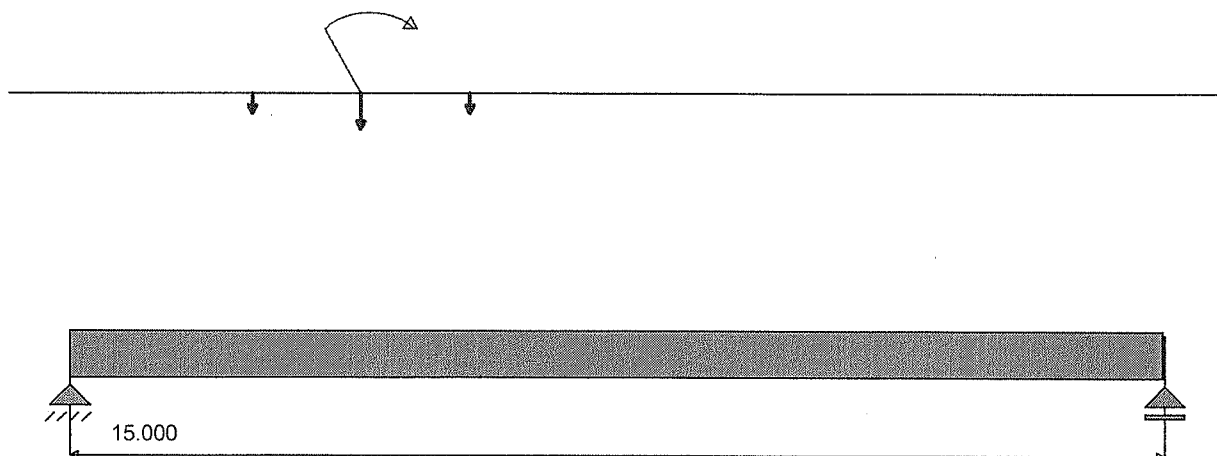


## Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	15.00	IPE 360	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny



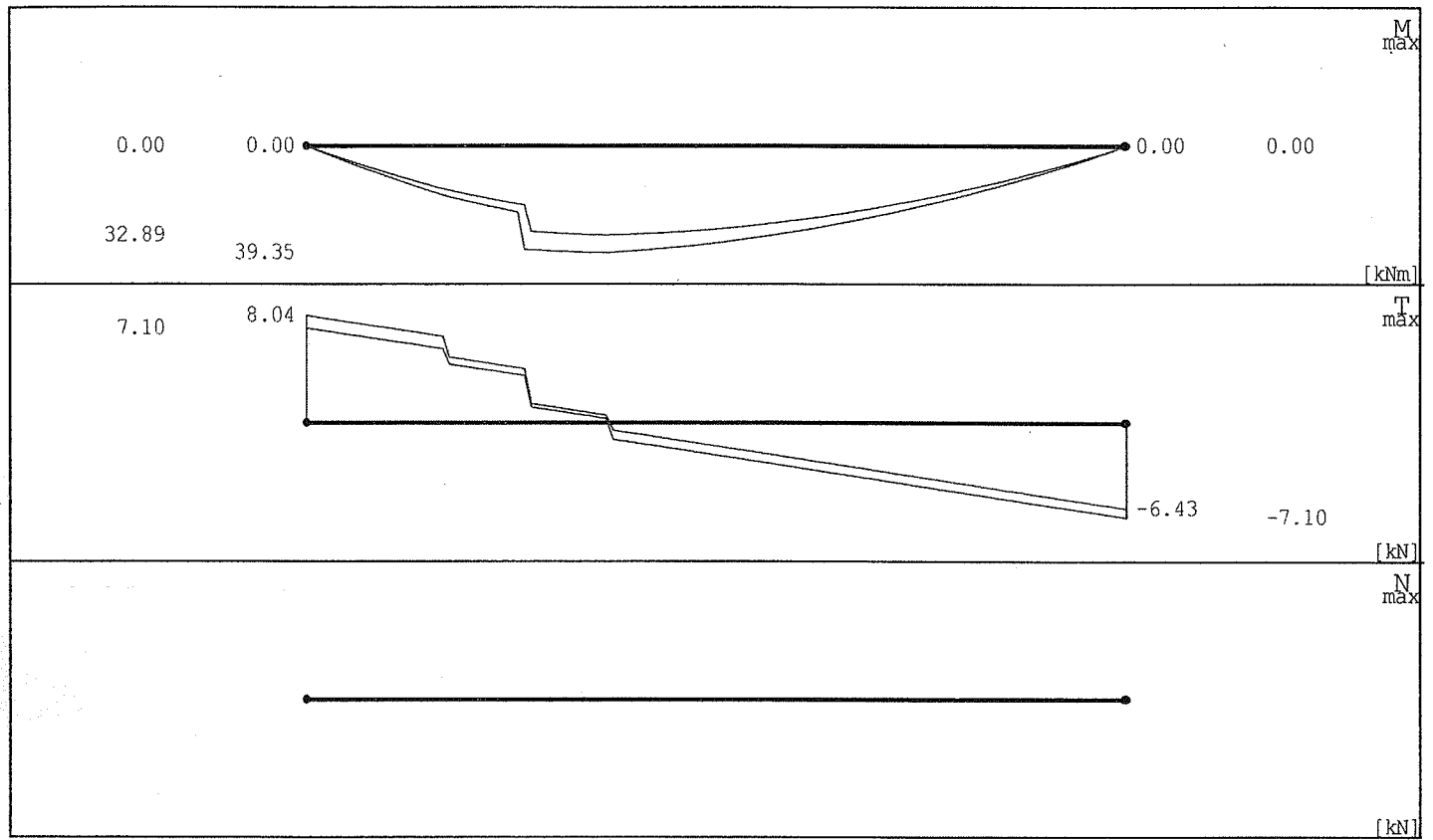
Lista obciążeń grupal



Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]	Co [mm]
0		siła	2.79	-	4.00	-	2790
1		siła	1.50	-	2.50	-	1500
2		siła	1.50	-	5.50	-	1500
3		moment	13.24	-	4.00	-	-

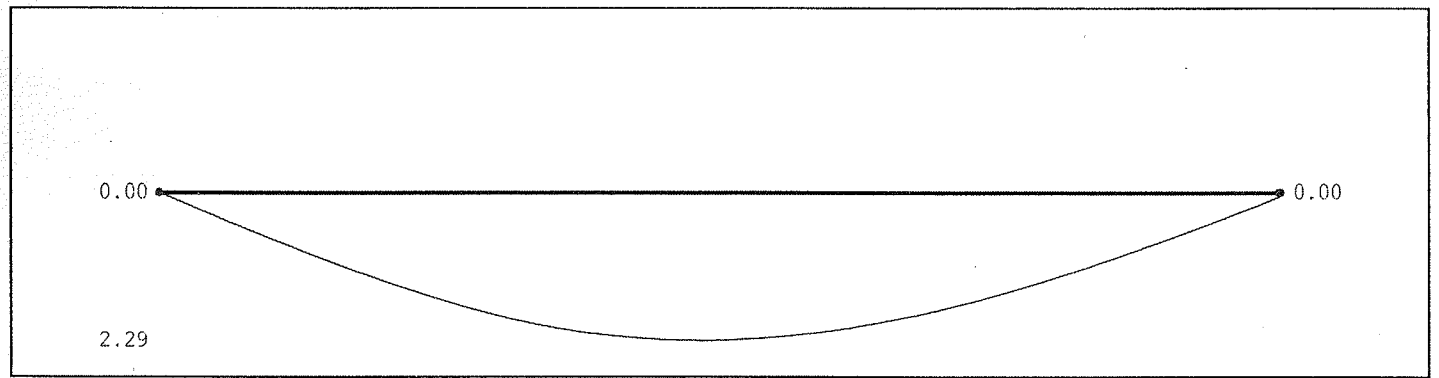
Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000  
 Minimalny współczynnik obciążenia: 0.720

Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:							
Ciężar własny							
grup1							



X [m]	0.000	3.000	6.000	7.500	10.500	13.500	14.875
Y [cm]	0.000	1.382	2.216	2.277	1.746	0.616	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 360.0 x 8.0; 170.0 x 12.7  
A = 72.700 cm<sup>2</sup>  
I<sub>x</sub> = 16270.000 cm<sup>4</sup>

$W_x = 903.600 \text{ cm}^3$   
Klasa przekroju na zginanie: 1  
Współczynnik redukcyjny  $\psi = 0.000$   
Długość przęsła: 15.000 m  
Klasa stali przęsła: St3S  
Współczynnik momentów  $\beta = 1.000$   
Największy rozstaw żeber poprzecznych: 1.500 m

#### Nośności przekroju:

Stan krytyczny

$$\begin{aligned} M_{rx} &= 194.274 \text{ kNm} \\ V_{ry} &= 359.136 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{rxv\_max} = 194.274 \text{ kNm}$$

#### Warunki nośności

Dla momentu dodatniego  $x = 5.500 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmax} = 39.349 \text{ kNm} \quad V_y = 1.179 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa górnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.203 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.203 \leq 1$$

Dla momentu minimalnego  $x = 5.500 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmin} = 32.894 \text{ kNm} \quad V_y = 0.580 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.000 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.000 \leq 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

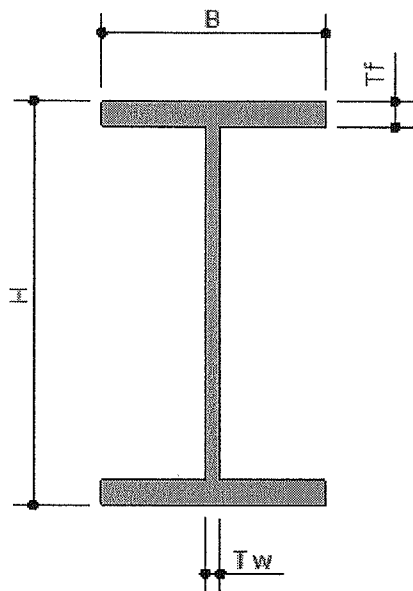
$$\text{Siły: } V_{ymax} = 8.042 \text{ kN} \quad V_{ry} = 359.136 \text{ kN}$$

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.022$$

#### Sprawdzenie ugięcia granicznego

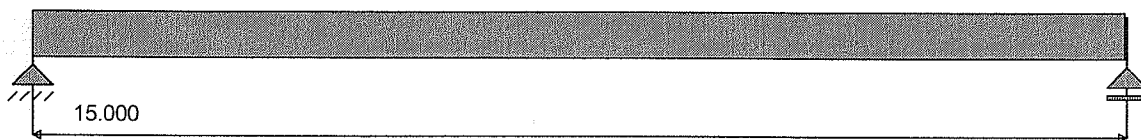
Ugięcie maksymalne:  $U_{max} = 2.287$  jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego:  $U_{dop} = 4.286 \text{ cm}$

IPE 360



IPE 360 - Stal: ST3S

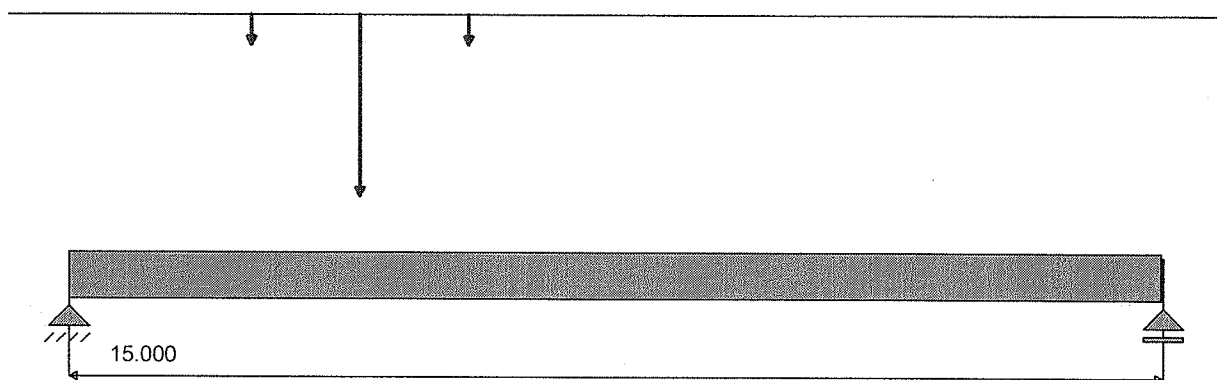
H [mm]	360.0	A [cm <sup>2</sup> ]	72.70
B [mm]	170.0	J <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ]	16270.00
T <sub>f</sub> [mm]	12.7	J <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	1043.00
T <sub>w</sub> [mm]	8.0	W <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	903.60
		W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	122.80



Lista przęseł

Nr przęsła	Długość[m]	Profil	Podpora lewa	Podpora prawa
1	15.00	IPE 360	przegub nieprzesuwny	przegub przesuwny

Lista obciążeń grup 1

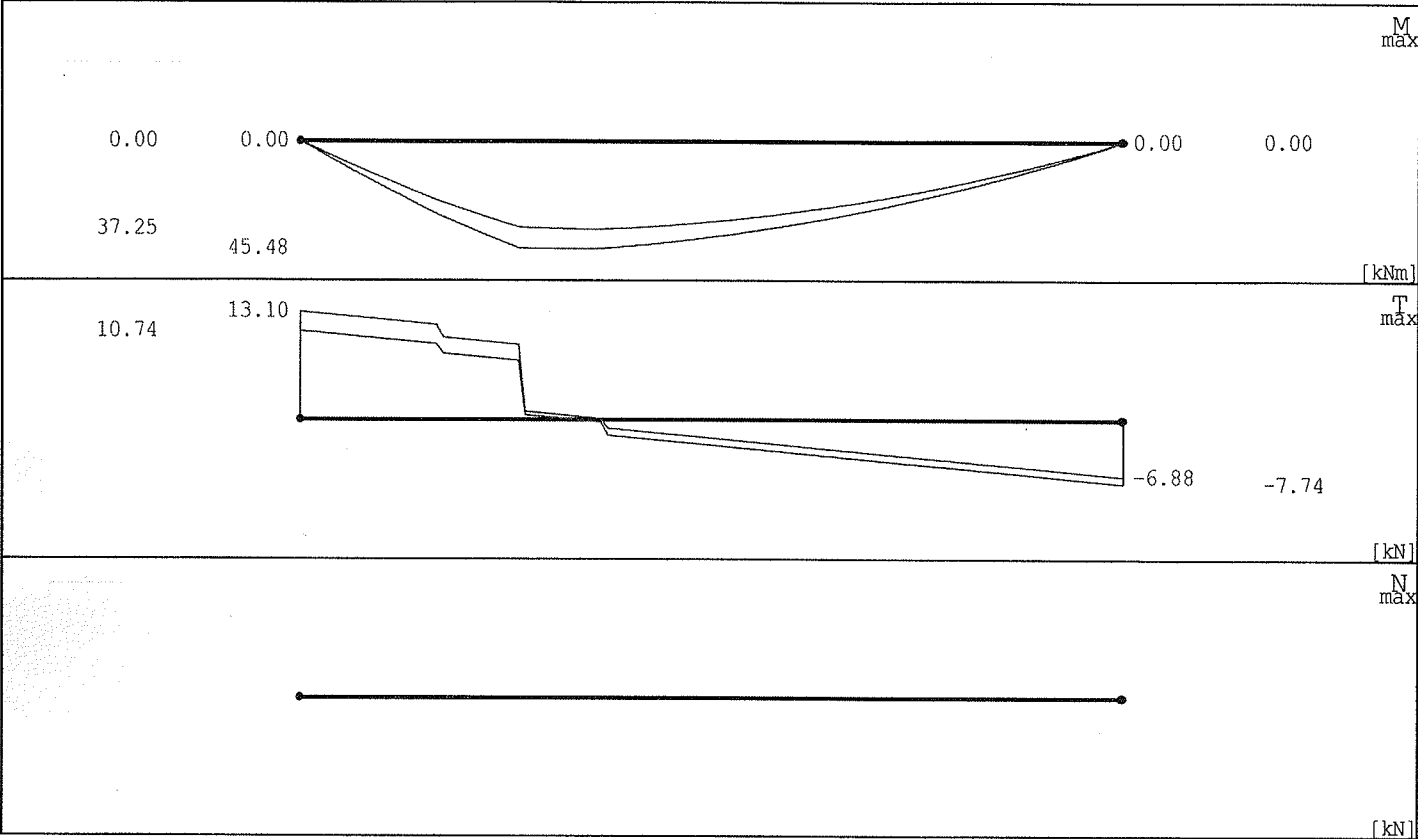


Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]	Co [mm]
0		siła	8.49	-	4.00	-	8490
1		siła	1.50	-	2.50	-	1500
2		siła	1.50	-	5.50	-	1500

Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

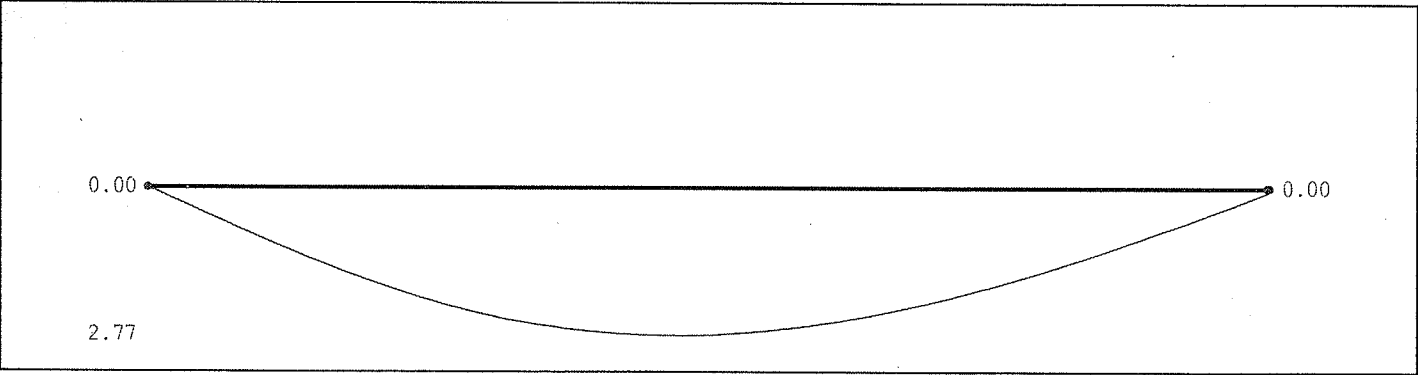
Minimalny współczynnik obciążenia: 0.720

Wykresy MNT dla przęsła nr 1



Ugięcie sprężyste dla przęsła nr 1

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:	
Ciężar własny	
grup 1	



X [m]	0.000	3.000	6.000	7.500	10.500	13.500	14.875
Y [cm]	0.000	1.783	2.710	2.744	2.073	0.726	0.000

Przęsło nr 1

Dane przęsła:

Przekrój: 360.0 x 8.0; 170.0 x 12.7  
A = 72.700 cm<sup>2</sup>  
I<sub>x</sub> = 16270.000 cm<sup>4</sup>

$W_x = 903.600 \text{ cm}^3$   
Klasa przekroju na zginanie: 1  
Współczynnik redukcyjny  $\psi = 0.000$   
Długość przęsła: 15.000 m  
Klasa stali przęsła: St3S  
Współczynnik momentów  $\beta = 1.000$   
Największy rozstaw żebier poprzecznych: 1.500 m

#### Nośności przekroju:

Stan krytyczny

$$\begin{aligned} M_{rx} &= 194.274 \text{ kNm} \\ V_{ry} &= 359.136 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_{rxv\_max} = 194.274 \text{ kNm}$$

#### Warunki nośności

Dla momentu dodatniego  $x = 5.000 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmax} = 45.484 \text{ kNm} \quad V_y = 0.005 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa górnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.234 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.234 \leq 1$$

Dla momentu minimalnego  $x = 5.500 \text{ m}$

$$\text{Siły: } M_{xmin} = 37.254 \text{ kNm} \quad V_y = 0.959 \text{ kN}$$

Odległość między stężeniami pasa dolnego: 15.000 m

Stan krytyczny

Współczynnik zwichrzenia:  $\varphi_L = 1.000$

$$\frac{M_x}{\varphi_L * M_{rx}} = 0.000 \leq 1$$

$$\frac{M_x}{M_{rxv}} = 0.000 \leq 1$$

Dla ekstremalnej siły poprzecznej

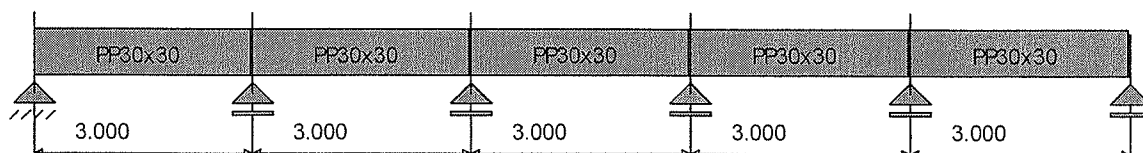
$$\text{Siły: } V_{ymax} = 13.104 \text{ kN} \quad V_{ry} = 359.136 \text{ kN}$$

$$\frac{V_y}{V_{ry}} = 0.036$$

Sprawdzenie ugięcia granicznego

Ugięcie maksymalne:  $U_{max} = 2.768$  jest mniejsze od ugięcia dopuszczalnego:  $U_{dop} = 4.286 \text{ cm}$

## Geometria układu



## Lista przęseł

Nr.przęsła	Długość[m]	Podpora lewa	Podpora prawa
1	3.00	przegubowo nieprzesuwna	przegubowo przesuwna
2	3.00	przegubowo przesuwna	przegubowo przesuwna
3	3.00	przegubowo przesuwna	przegubowo przesuwna
4	3.00	przegubowo przesuwna	przegubowo przesuwna
5	3.00	przegubowo przesuwna	przegubowo przesuwna

## Lista przekrojów

Nr.przekroju	Nr.przęsła	Długość[m]	Typ
1	1	3.00	PP30x30
2	2	3.00	PP30x30
3	3	3.00	PP30x30
4	4	3.00	PP30x30
5	5	3.00	PP30x30

## Lista typów przekrojów

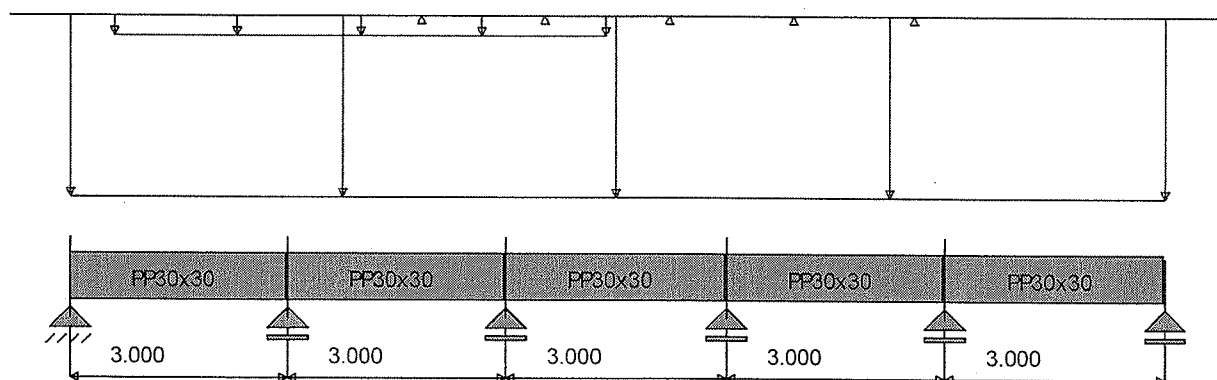
Nazwa	h [m]	b [m]	b <sub>eff1</sub> [m]	b <sub>eff2</sub> [m]	h <sub>f1</sub> [m]	h <sub>f2</sub> [m]	a <sub>1</sub> [m]	a <sub>2</sub> [m]
PP30x30	0.30	0.30	-	-	-	-	0.03	0.03
PP30x30	0.30	0.30	-	-	-	-	0.03	0.03

## Lista podpór

Nr podpory	Nr Węzła	Kier. X	Kier. Y	Obrót	Sprężystość (kier.X) [kN/m]	Sprężystość (kier.Y) [kN/m]	Sprężystość (obróć) [kNm/rad]
1	1	szttywne	szttywne	-	0.00	0.00	-
2	2	-	szttywne	szttywne	-	0.00	-
3	3	-	szttywne	szttywne	-	0.00	-
4	4	-	szttywne	szttywne	-	0.00	-
5	5	-	szttywne	szttywne	-	0.00	-
6	6	-	szttywne	szttywne	-	0.00	-



Lista obciążeń Grup1

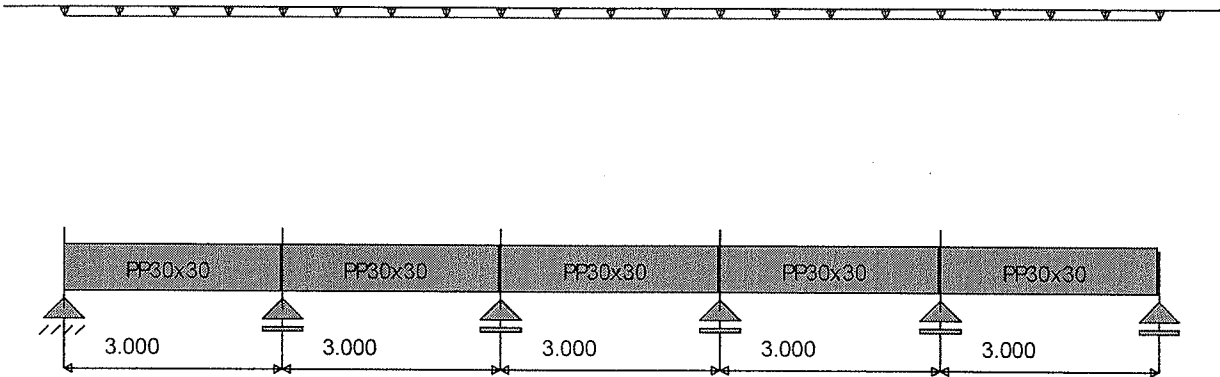


Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]
1		równomierne	38.30	-	0.00	15.00
2		równomierne	4.63	-	0.63	7.38
3		równomierne	0.19	-	4.86	11.61

Maksymalny współczynnik obciążenia: 1.000

Minimalny współczynnik obciążenia: 0.800

Lista obciążeń Ciężar Własny



Nr	Nr przęsła	Rodzaj	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	a [m]	b [m]
20		równomierne	2.25	-	0.00	3.00
21		równomierne	2.25	-	3.00	6.00
22		równomierne	2.25	-	6.00	9.00
23		równomierne	2.25	-	9.00	12.00
24		równomierne	2.25	-	12.00	15.00

Stały współczynnik obciążenia: 1.100

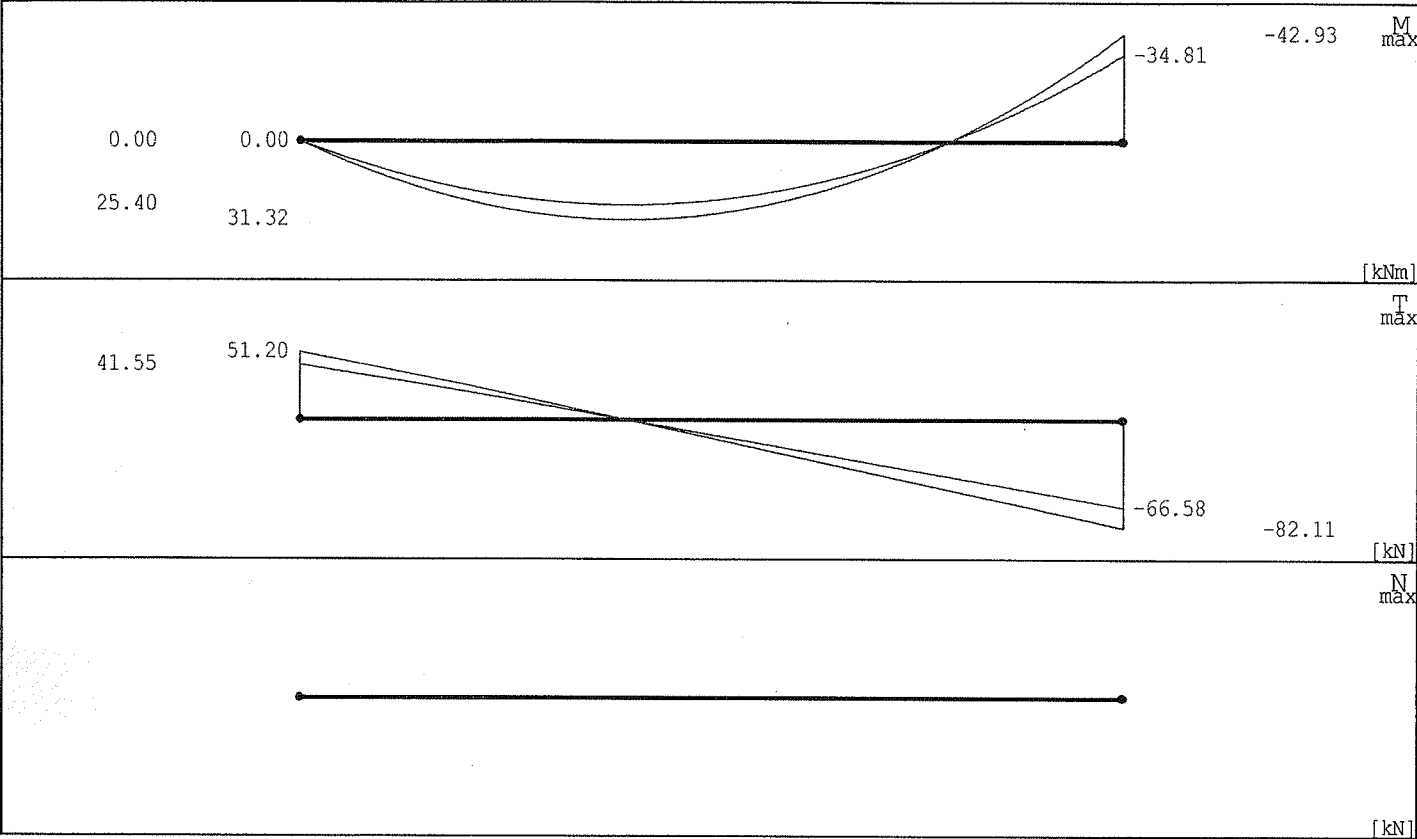
Reakcje - Grupa1

Nr Podpory	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]
1	0.00	48.27	0.00
2	0.00	145.55	0.00
3	0.00	124.48	0.00
4	0.00	113.25	0.00
5	0.00	130.04	0.00
6	0.00	45.36	0.00

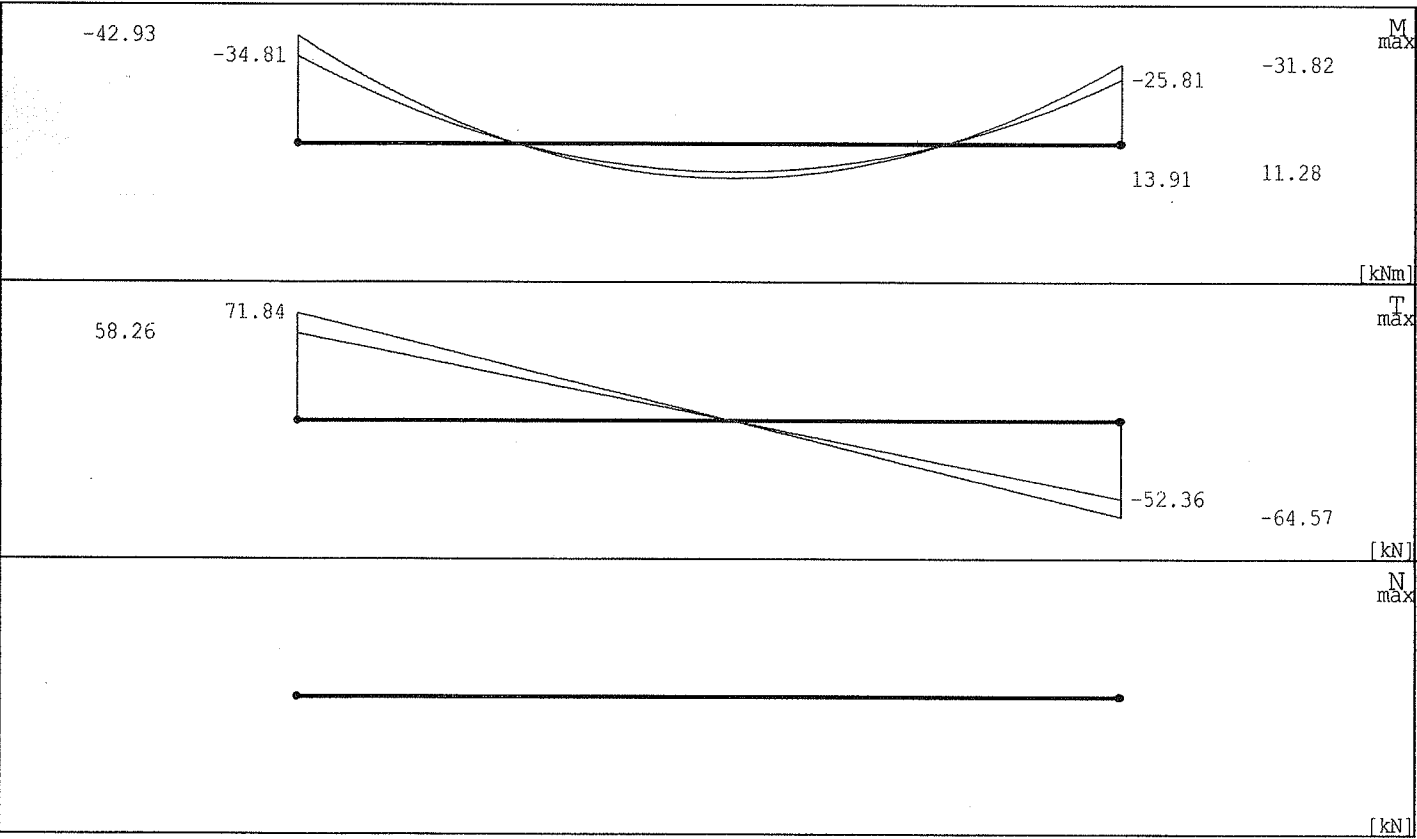
Reakcje - Ciężar Własny

Nr Podpory	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]
1	0.00	2.66	0.00
2	0.00	7.64	0.00
3	0.00	6.57	0.00
4	0.00	6.57	0.00
5	0.00	7.64	0.00
6	0.00	2.66	0.00

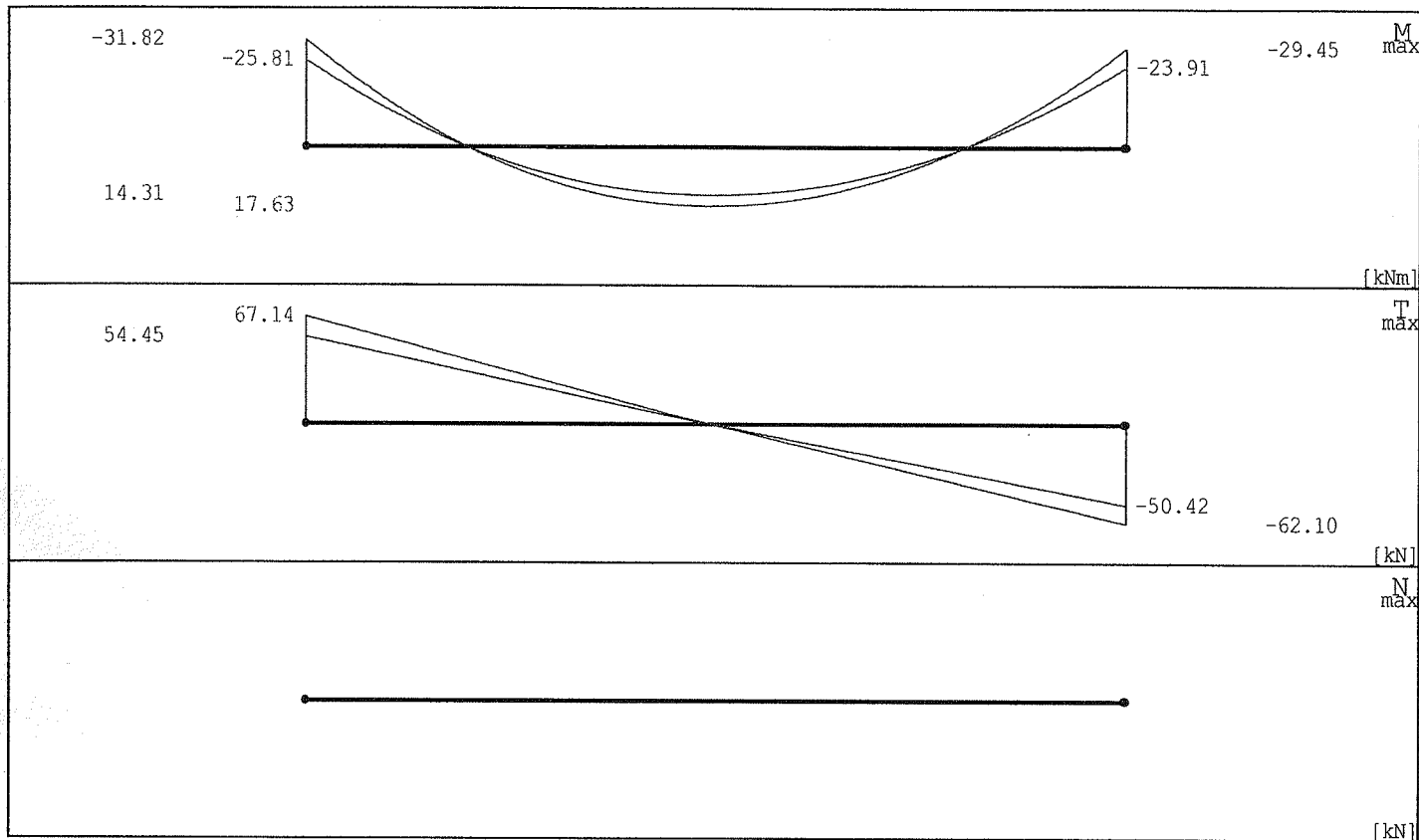
Wykresy MNT dla przęsła nr 1



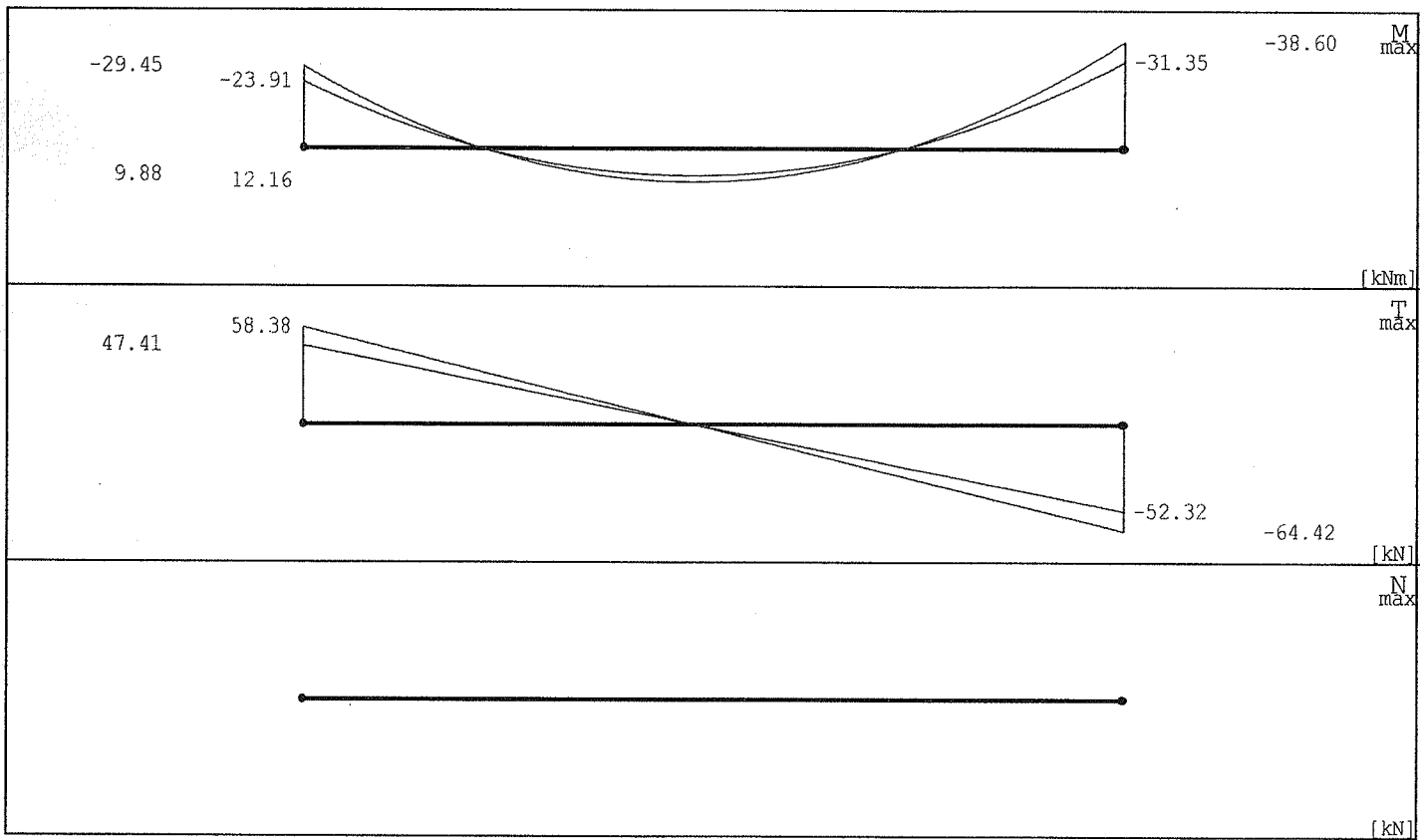
Wykresy MNT dla przęsła nr 2



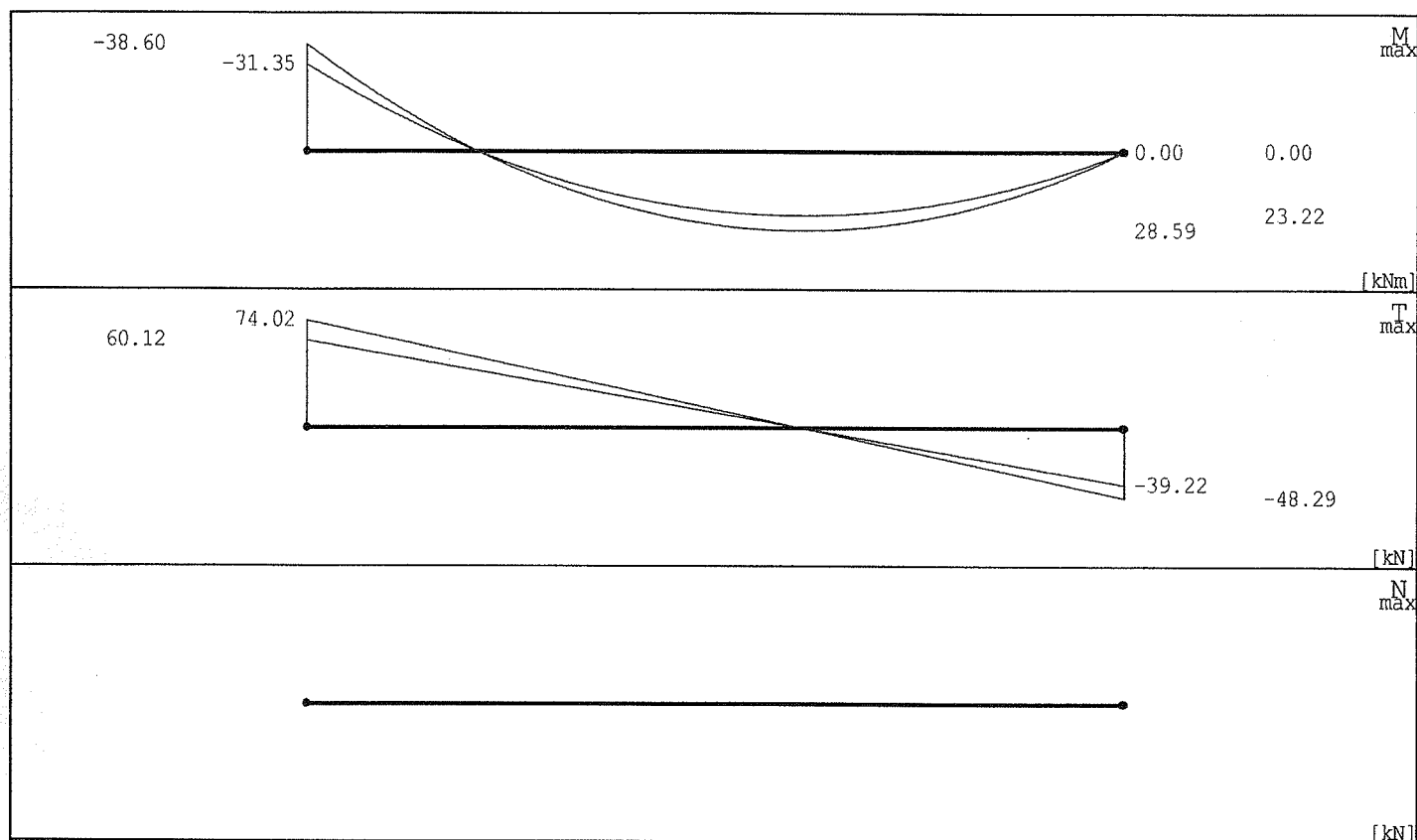
Wykresy MNT dla przęsła nr 3



Wykresy MNT dla przęsła nr 4



### Wykresy MNT dla przęsła nr 5



### Dane do wymiarowania

Materiały		
Klasa betonu		B15
Wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie $f_{cd}$	[MPa]	8.00
Klasa stali na ścinanie		St0S
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	190.00
Klasa stali na zginanie		34GS
Obliczeniowa granica plastyczności stali $f_{yd}$	[MPa]	350.00
Zbrojenie na zginanie		
Średnica zbrojenia dolnego	[mm]	16
Średnica zbrojenia górnego	[mm]	16
Średnica zbrojenia konstrukcyjnego	[mm]	16
Zbrojenie na ścinanie : strzemiona		
Kąt nachylenia strzemion	°	90.00
Średnica strzemion	[mm]	6
Liczba cięć		2
Element		zewnątrzny
Ugięcie od obciążenia		długotrwałego
Wiek betonu w chwili obciążenia		28 dni
Dobór zbrojenia głównego ze względu na rysy prostopadłe do osi elementu		TAK
Dopuszczalne rozwarście rys	[mm]	0.3

### Wyniki dla zginania

Szacunkowy ciężar stali przyjętego zbrojenia podłużnego dla całej belki wynosi (bez haków i zakładów)  $G=108.87$  kG.

ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:  
 PRZĘSŁO NR 1

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	0.00	0.00	1.20	6.03	3	0
1.20	31.32	25.40	3.68	6.03	3	0
3.00	-34.81	-42.93	1.20	6.03	3	0

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**  
**PRZĘSŁO NR 1**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	0.00	0.00	1.20	4.02	0	2
2.25	5.89	4.77	1.20	4.02	0	2
2.27	4.67	3.79	1.20	6.03	3	0
3.00	-34.81	-42.93	5.30	6.03	3	0

**Wyniki dla zginania**

Szacunkowy ciężar stali przyjętego zbrojenia podłużnego dla całej belki wynosi (bez haków i zakładów)  $G=108.87$  kG.

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**  
**PRZĘSŁO NR 2**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-34.81	-42.93	1.20	4.02	1	1
1.58	13.91	11.28	1.54	4.02	1	1
3.00	-25.81	-31.82	1.20	4.02	1	1

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**  
**PRZĘSŁO NR 2**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-34.81	-42.93	5.30	6.03	3	0
0.75	-1.47	-1.81	1.20	6.03	3	0
0.78	-0.72	-0.88	1.20	4.02	0	2
2.25	3.78	3.06	1.20	4.02	0	2
2.27	3.01	2.44	1.20	6.03	3	0
3.00	-25.81	-31.82	3.75	6.03	3	0

**Wyniki dla zginania**

Szacunkowy ciężar stali przyjętego zbrojenia podłużnego dla całej belki wynosi (bez haków i zakładów)  $G=108.87$  kG.

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**  
**PRZĘSŁO NR 3**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-25.81	-31.82	1.20	4.02	1	1
1.48	17.63	14.31	1.97	4.02	1	1
3.00	-23.91	-29.45	1.20	4.02	1	1

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**  
**PRZĘSŁO NR 3**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-25.81	-31.82	4.22	6.03	3	0
0.75	5.71	4.63	1.20	6.03	3	0
0.78	6.52	5.29	1.20	4.02	0	2
2.25	5.61	4.56	1.20	4.02	0	2
2.27	4.81	3.91	1.20	6.03	3	0
3.00	-23.91	-29.45	4.22	6.03	3	0

**Wyniki dla zginania**

Szacunkowy ciężar stali przyjętego zbrojenia podłużnego dla całej belki wynosi (bez haków i zakładów)  $G=108.87$  kG.

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**  
**PRZĘSŁO NR 4**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-23.91	-29.45	1.20	4.02	1	1
1.43	12.16	9.88	1.33	4.02	1	1
3.00	-31.35	-38.60	1.20	4.02	1	1

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**  
**PRZĘSŁO NR 4**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: Ø 16	Ilość sztuk: Ø 16
0.00	-23.91	-29.45	4.22	6.03	3	0
0.75	2.82	2.29	1.20	6.03	3	0
0.78	3.50	2.84	1.20	4.02	0	2
2.25	-1.44	-1.77	1.20	4.02	0	2
2.27	-2.13	-2.62	1.20	6.03	3	0
3.00	-31.35	-38.60	4.68	6.03	3	0

**Wyniki dla zginania**

Szacunkowy ciężar stali przyjętego zbrojenia podłużnego dla całej belki wynosi (bez haków i zakładów)  $G=108.87$  kG.

**ZBROJENIE GŁÓWNE - DOŁEM:**  
**PRZĘSŁO NR 5**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u1}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: $\varnothing 16$	Ilość sztuk: $\varnothing 16$
0.00	-31.35	-38.60	1.20	4.02	2	0
1.83	28.59	23.22	3.32	4.02	2	0
3.00	0.00	0.00	1.20	4.02	2	0

**ZBROJENIE GŁÓWNE - GÓRA:**  
**PRZESŁO NR 5**

Położenie x [m]	Moment maksymalny obliczeniowy $M_{sdmax}$ [kNm]	Moment minimalny obliczeniowy $M_{sdmin}$ [kNm]	Zbrojenie wyliczone $A_{s2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Zbrojenie przyjęte $A_{u2}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ilość sztuk: $\varnothing 16$	Ilość sztuk: $\varnothing 16$
0.00	-31.35	-38.60	4.68	6.03	3	0
0.75	5.45	4.42	1.20	6.03	3	0
0.78	6.52	5.30	1.20	4.02	0	2
3.00	0.00	0.00	1.20	4.02	0	2

**Wyniki dla ścinania**

Szacunkowy ciężar przyjętego zbrojenia na ścinanie dla całej belki - strzemiona i pręty odgięte (bez haków i zakładów)  $G_s=27.34$  kG.

**PODPORA LEWA PRZESŁA NR 1**

Odcinek ścinania  $L_c=0.270$  m      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.805$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
5.0	0.27	51.20	166.56	0

**PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 1**

Odcinek ścinania  $L_c=0.925$  m      podział na 2 części;      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.805$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
6.3	0.54	82.11	133.25	0
8.7	0.39	59.41	133.25	0

**Wyniki dla ścinania**

Szacunkowy ciężar przyjętego zbrojenia na ścinanie dla całej belki - strzemiona i pręty odgięte (bez haków i zakładów)  $G_s=27.34$  kG.

**PODPORA LEWA PRZESŁA NR 2**

Odcinek ścinania  $L_c=0.675$  m      podział na 2 części;      Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.800$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm



Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
7.2	0.54	71.84	133.25	0
10.8	0.14	48.01	133.25	0

#### PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 2

Odcinek ścinania  $L_c=0.525$  m Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.800$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
7.8	0.53	64.57	135.49	0

#### Wyniki dla ścinania

Szacunkowy ciężar przyjętego zbrojenia na ścinanie dla całej belki - strzemiona i pręty odgięte (bez haków i zakładów)  $G_s=27.34$  kG.

#### PODPORA LEWA PRZESŁA NR 3

Odcinek ścinania  $L_c=0.575$  m podział na 2 części; Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.900$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
7.7	0.54	67.14	133.25	0
12.0	0.04	43.20	133.25	0

#### PODPORA PRAWA PRZESŁA NR 3

Odcinek ścinania  $L_c=0.525$  m Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=1.900$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion $\varnothing 6$ 2-cięte s [cm]	Długość odcinka $L_s$ [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego $V_{rd2}$ [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju $\varnothing 16$
8.1	0.53	62.10	135.49	0

#### Wyniki dla ścinania

Szacunkowy ciężar przyjętego zbrojenia na ścinanie dla całej belki - strzemiona i pręty odgięte (bez haków i zakładów)  $G_s=27.34$  kG.

#### PODPORA LEWA PRZESŁA NR 4

Odcinek ścinania  $L_c=0.425$  m Nośność przekroju betonowego  $V_{rd1}=41.23$  kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie  $L_k=2.000$  m; strzemiona  $\varnothing 6$  mm 2-cięte co  $s=20.3$  cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi  $s_z=27.0$  cm

Rozstaw strzemion Ø 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L <sub>s</sub> [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V <sub>rd2</sub> [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju Ø 16
7.0	0.42	58.38	150.78	0

**PODPORA PRAWA PRZĘSŁA NR 4**  
Odcinek ścinania L<sub>c</sub>=0.575 m      podział na 2 części;      Nośność przekroju betonowego V<sub>rd1</sub>=41.23 kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie L<sub>k</sub>=2.000 m;      strzemiona Ø 6 mm 2-cięte co s=20.3 cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi s<sub>r</sub>=27.0 cm

Rozstaw strzemion Ø 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L <sub>s</sub> [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V <sub>rd2</sub> [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju Ø 16
8.0	0.54	64.42	133.25	0
11.7	0.04	44.01	133.25	0

**Wyniki dla ścinania**

Szacunkowy ciężar przyjętego zbrojenia na ścinanie dla całej belki - strzemiona i pręty odgięte (bez haków i zakładów) G<sub>s</sub>=27.34 kG.

**PODPORA LEWA PRZĘSŁA NR 5**  
Odcinek ścinania L<sub>c</sub>=0.825 m      podział na 2 części;      Nośność przekroju betonowego V<sub>rd1</sub>=41.23 kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie L<sub>k</sub>=1.905 m;      strzemiona Ø 6 mm 2-cięte co s=20.3 cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi s<sub>r</sub>=27.0 cm

Rozstaw strzemion Ø 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L <sub>s</sub> [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V <sub>rd2</sub> [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju Ø 16
7.0	0.54	74.02	133.25	0
9.8	0.28	52.62	133.25	0

**PODPORA PRAWA PRZĘSŁA NR 5**  
Odcinek ścinania L<sub>c</sub>=0.270 m      Nośność przekroju betonowego V<sub>rd1</sub>=38.49 kN  
Długość odcinka konstrukcyjnego na ścinanie L<sub>k</sub>=1.905 m;      strzemiona Ø 6 mm 2-cięte co s=20.3 cm  
Maksymalny odstęp ramion strzemion w kierunku poprzecznym wynosi s<sub>r</sub>=27.0 cm

Rozstaw strzemion Ø 6 2-cięte s [cm]	Długość odcinka L <sub>s</sub> [m]	Siła tnąca: (Wartość bezwzględna) V [kN]	Nośność krzyżulca ściskanego V <sub>rd2</sub> [kN]	Ilość prętów odgiętych w przekroju Ø 16
5.4	0.27	48.29	166.56	0

Grupy obciążeń uwzględnione do liczenia ugięcia:
CiężarWłasny
Grup1

**Ugięcie w stanie sprężystym**

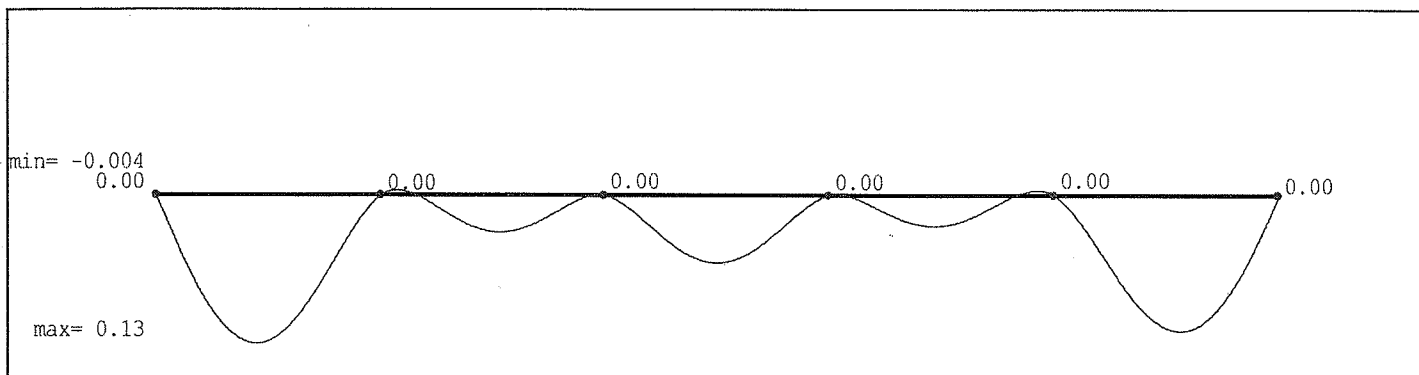


Tabela ugięć sprężystych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.33	0.134
Podpora nr 2	0.000	Przęsło nr 2	1.60	0.034
Podpora nr 3	0.000	Przęsło nr 3	1.50	0.061
Podpora nr 4	0.000	Przęsło nr 4	1.40	0.028
Podpora nr 5	0.000	Przęsło nr 5	1.68	0.122
Podpora nr 6	0.000	-	-	-

Ugięcie w stanie zarysowanym

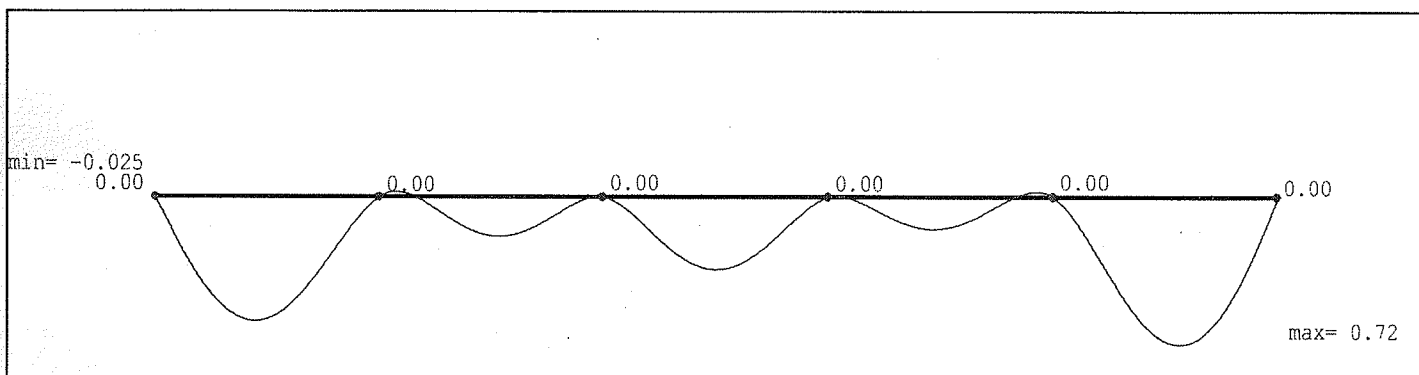


Tabela ugięć rzeczywistych belki

Nr podpory	Przem. podpory ymax [cm]	Nr przęsła	Odległość x [m]	Ugięcie max ymax [cm]
Podpora nr 1	0.000	Przęsło nr 1	1.33	0.601
Podpora nr 2	0.000	Przęsło nr 2	1.60	0.190
Podpora nr 3	0.000	Przęsło nr 3	1.50	0.351
Podpora nr 4	0.000	Przęsło nr 4	1.40	0.155
Podpora nr 5	0.000	Przęsło nr 5	1.68	0.716
Podpora nr 6	0.000	-	-	-

### Parametry ogólne

#### Założenia

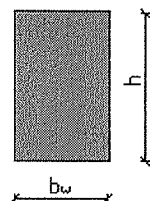
Typ obliczeń:	sprawdzanie nośności
Zagadnienia:	ściskanie z dwukierunkowym zginaniem
Typ przekroju:	prostokątny

#### Materiał

Beton:	B15
Stal zbrojeniowa:	18G2
Słup monolityczny	

### Dane geometryczne

#### Wymiary przekroju



$h$	[m]	0.25
$b_w$	[m]	0.25

Otulina	[m]	0.03
---------	-----	------

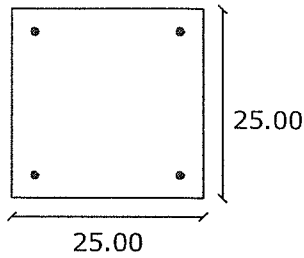
#### Charakterystyki geometryczne przekroju (względem osi)

Pole przekroju		
$A_c$	[m <sup>2</sup> ]	0.06
Promień bezwładności		
$i[x]$	[m]	0.0722
$i[z]$	[m]	0.0722
Momenty bezwładności		
$J[x]$	[m <sup>4</sup> ]	0.0003
$J[z]$	[m <sup>4</sup> ]	0.0003
Wysokość słupa		
$L_{col}$	[m]	7.66
Długość wyboczeniowa - dana		
$l_{oz}$	[m]	7.6600
$l_{ox}$	[m]	7.6600

### Zbrojenie

nr	współrzędna r[cm]	współrzędna s[cm]	średnica [mm]
1	-9.50	9.50	15.00
2	-9.50	-9.50	15.00
3	9.50	9.50	15.00
4	9.50	-9.50	15.00

Rozłożenie prętów w słupie

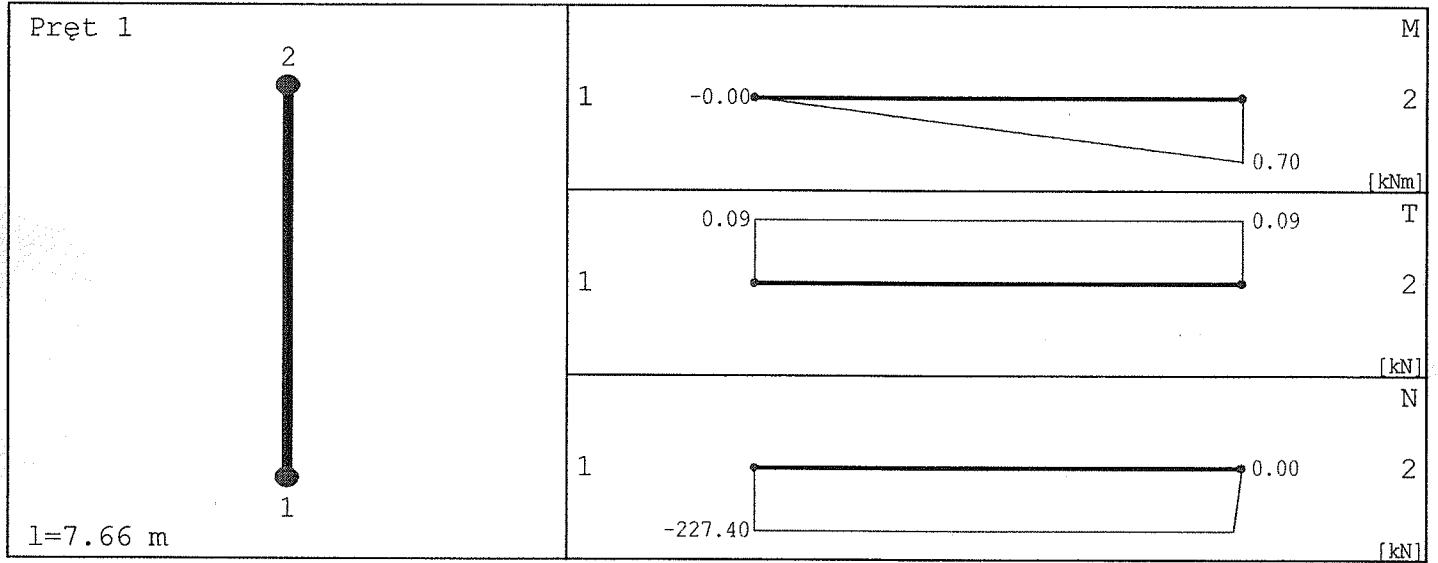


Obciążenia

nr	typ	P <sub>1</sub> [kN]	P <sub>2</sub> [kN]	a [m]	b [m]	grupa	płaszczyzna
1	siła pionowa [kN]	227.40	0.00	0.00	7.66	1	YoZ
2	moment [kNm]	0.70	0.00	0.00	7.66	1	YoZ
3	moment [kNm]	0.70	0.00	0.00	7.66	1	YoX

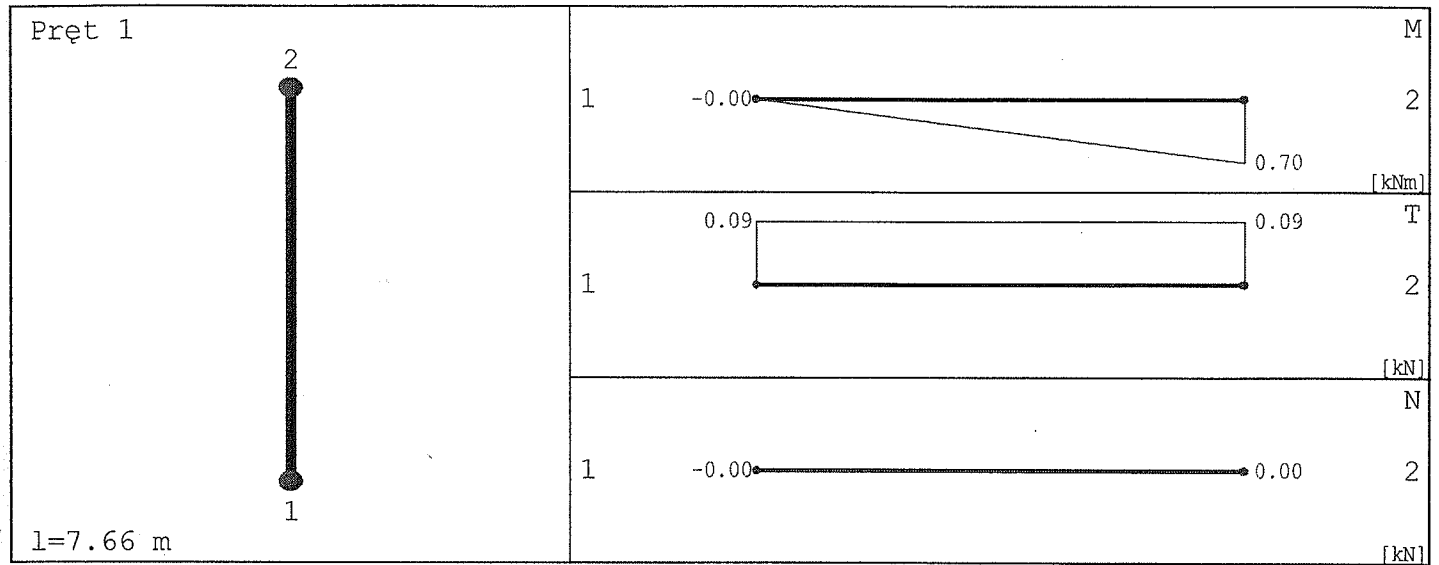
Siły wewnętrzne bez uwzględnienia wpływu smukłości słupa

Płaszczyzna YoZ



x [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
0.000	-227.400	0.091	-0.000
3.830	-227.400	0.091	0.350
7.660	0.000	0.091	0.700

Płaszczyzna YoX



x [m]	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
0.000	-0.000	0.091	-0.000
3.830	-0.000	0.091	0.350
7.660	0.000	0.091	0.700

Siły wewnętrzne w przekroju z uwzględnieniem wpływu smukłości słupa

Przekrój 1. podpora górna

siła ściskająca	[kN]	239.37
moment zginający $M_z$	[kNm]	-3.76
moment zginający $M_x$	[kNm]	3.76

Przekrój 2. podpora dolna

siła ściskająca	[kN]	239.37
moment zginający $M_z$	[kNm]	3.06
moment zginający $M_x$	[kNm]	3.06

Przekrój 3. układ sił, gdzie  $M_z$  osiąga maximum

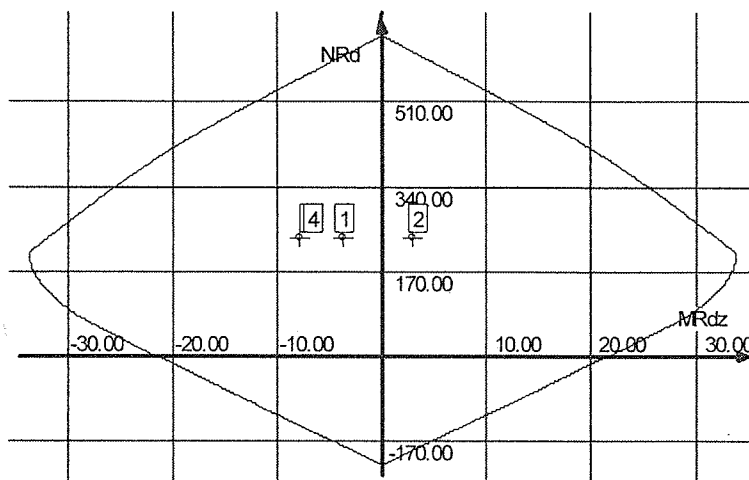
siła ściskająca	[kN]	239.37
moment zginający $M_z$	[kNm]	-7.85
moment zginający $M_x$	[kNm]	7.85

Przekrój 4. układ sił, gdzie  $M_x$  osiąga maximum

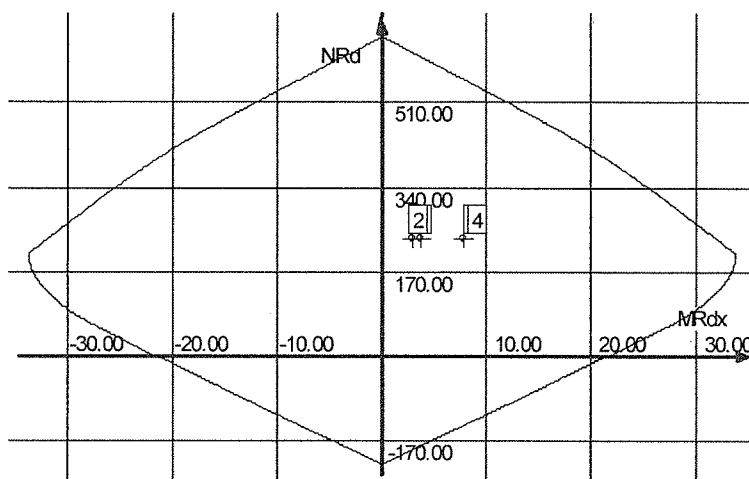
siła ściskająca	[kN]	239.37
moment zginający $M_z$	[kNm]	-7.85
moment zginający $M_x$	[kNm]	7.85

Wyniki obliczeń

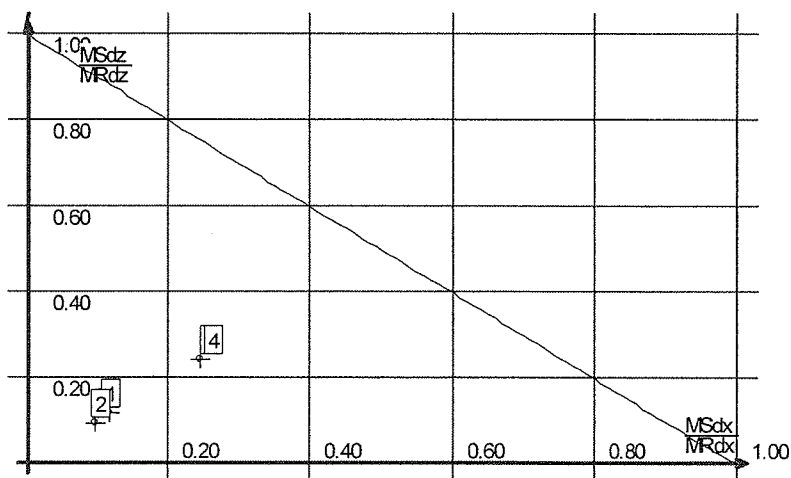
Obwiednia N-M<sub>x</sub>



Obwiednia N-M<sub>y</sub>



Wykres obwiedni nośności w dwukierunkowym stanie obciążenia



Warunki nośności w poszczególnych przekrojach słupa

Warunek nośności w przekroju 1

$$\frac{M_{sdx}^{\alpha}}{M_{rdx}^{\alpha}} + \frac{M_{sdz}^{\alpha}}{M_{rdz}^{\alpha}} = 0.24$$

Warunek nośności w przekroju 2

$$\frac{M_{sdx}^{\alpha}}{M_{rdx}^{\alpha}} + \frac{M_{sdz}^{\alpha}}{M_{rdz}^{\alpha}} = 0.19$$

Warunek nośności w przekroju 3

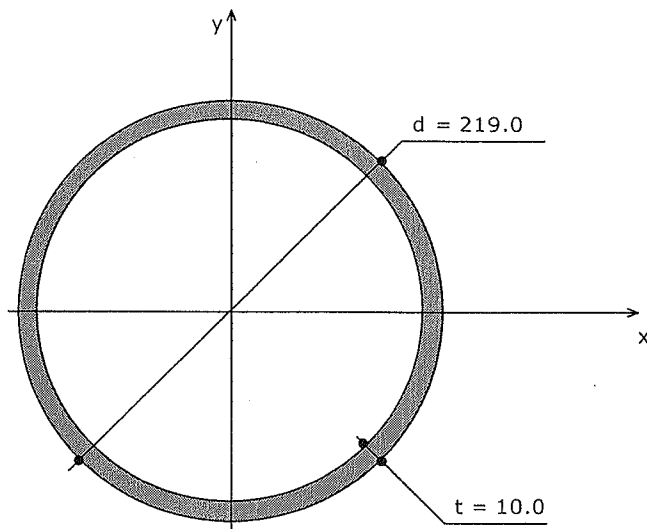
$$\frac{M_{sdx}^{\alpha}}{M_{rdx}^{\alpha}} + \frac{M_{sdz}^{\alpha}}{M_{rdz}^{\alpha}} = 0.49$$

Warunek nośności w przekroju 4

$$\frac{M_{sdx}^{\alpha}}{M_{rdx}^{\alpha}} + \frac{M_{sdz}^{\alpha}}{M_{rdz}^{\alpha}} = 0.49$$



## Geometria



## Lista węzłów

Nr Węzła	Z [m]	Y [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	3.50

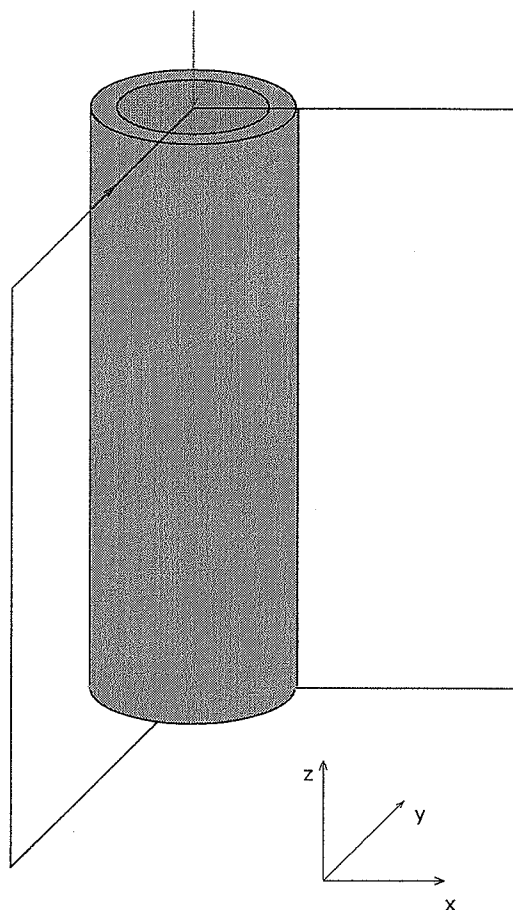
## Materiał

Nazwa	E [MPa]	Ciężar własny [kN/m³]	$\alpha_t$ [1/°C]
R35	205000	78.5	0.000012

## Przekrój

Nazwa	A [cm²]	$J_x$ [cm⁴]	$J_y$ [cm⁴]	$W_x$ [cm³]	$W_y$ [cm³]	Nazwa materiału	Długość słupa [m]
Rura okrągła 219,1-10	65.70	3598.00	3598.00	328.00	328.00	R35	3.50

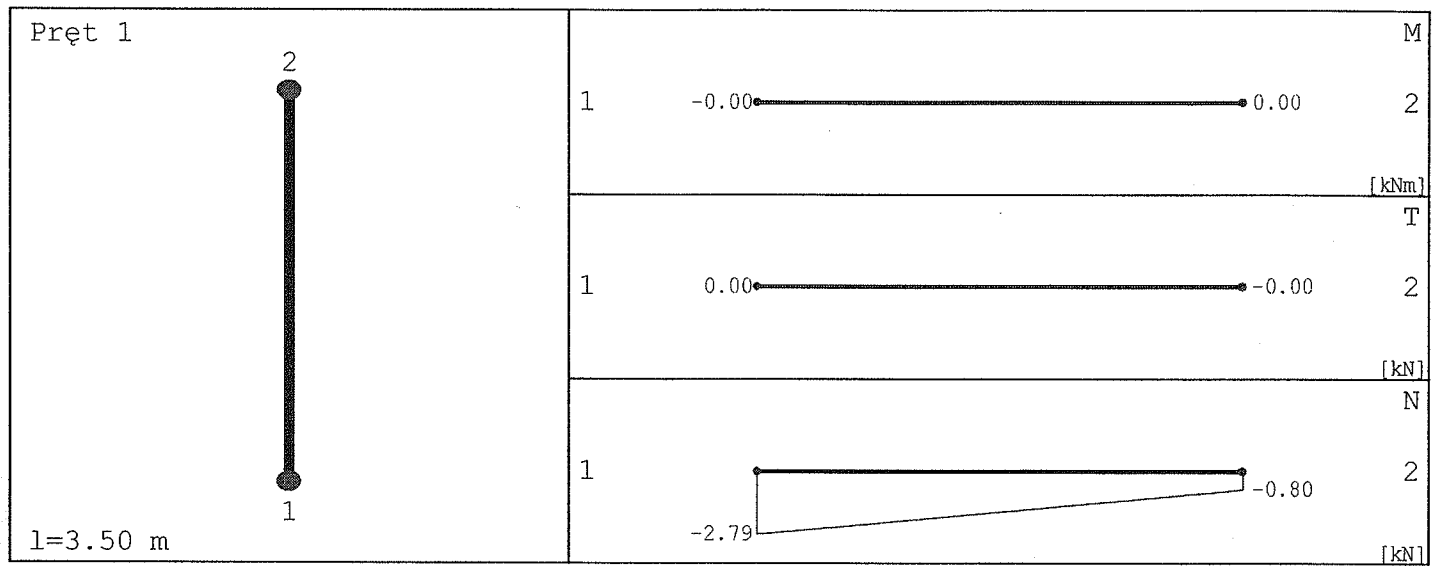
### Obciążenia



### Parametry obciążeń

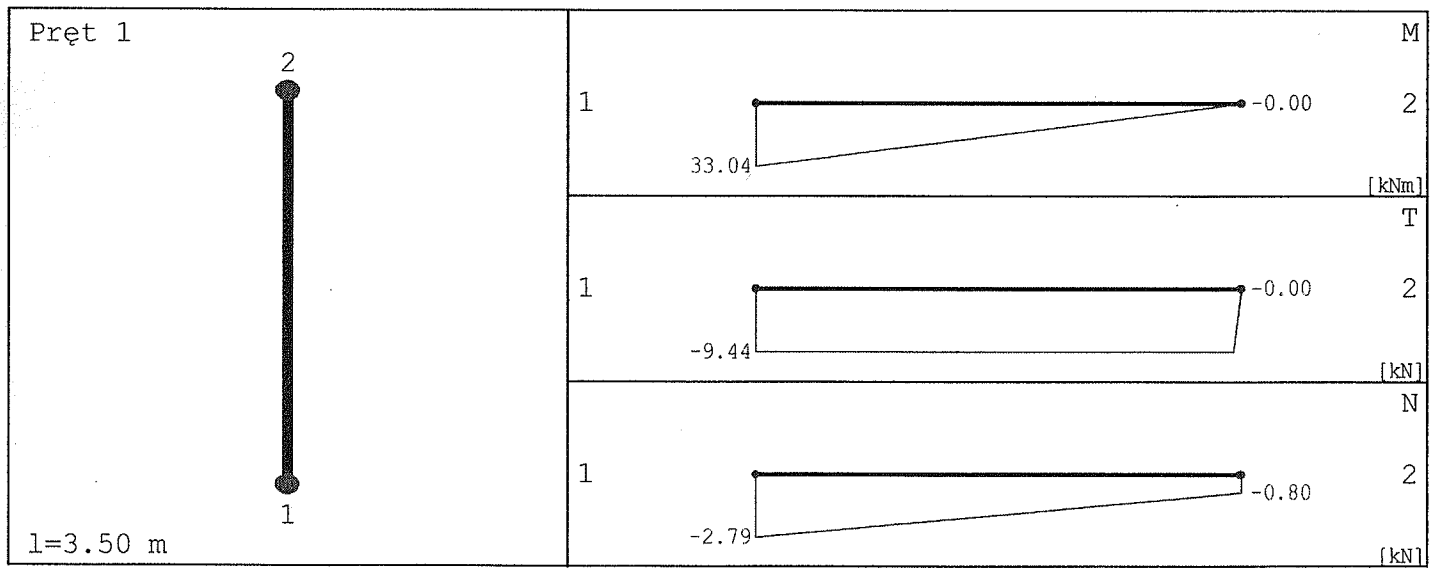
Nr obciążenia	Nr pręta	Typ obciążenia	Kierunek działania	$P_1$	$P_2$	a [m]	b [m]
1	1	siła	YoZ	0.80 kN	-	-	3.50
2	1	siła	YoZ	9.44 kN	-	-	3.50

Siły wewnętrzne - płaszczyzna XoZ



Lp.	z [m]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
1	0.00	-0.00	0.00	-2.79
2	0.88	0.00	0.00	-2.29
3	1.75	0.00	0.00	-1.79
4	2.63	0.00	0.00	-1.30
5	3.50	0.00	-0.00	-0.80
ext M	0.00	0.00	0.00	-2.79
ext N	0.00	0.00	0.00	-2.79
ext T	0.00	0.00	0.00	-2.79

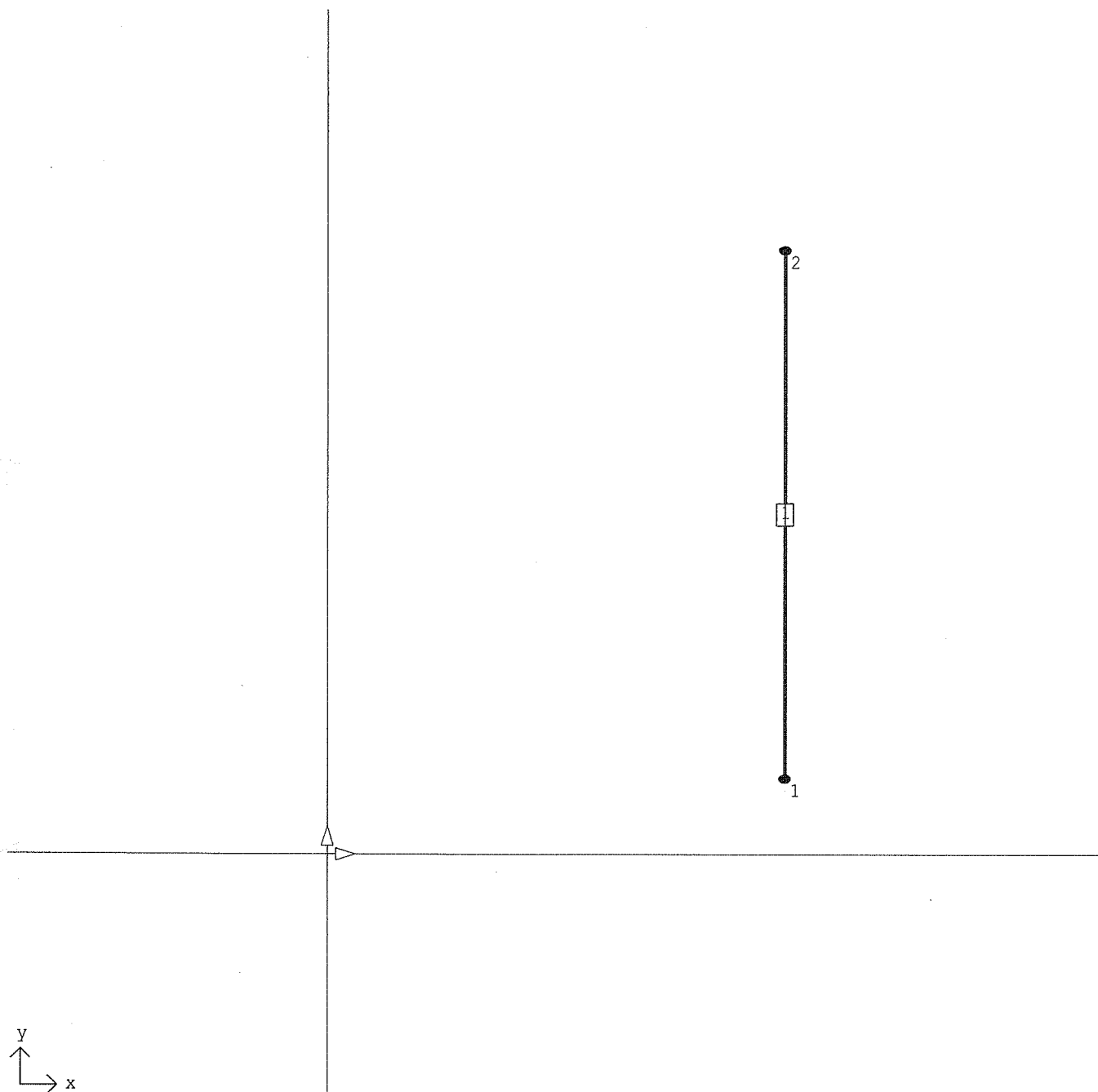
Siły wewnętrzne - płaszczyzna YoZ



Lp.	z [m]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]
1	0.00	33.04	-9.44	-2.79
2	0.88	24.78	-9.44	-2.29
3	1.75	16.52	-9.44	-1.79
4	2.63	8.26	-9.44	-1.30
5	3.50	0.00	0.00	-0.80
ext M	0.00	33.04	-9.44	-2.79
ext N	0.00	33.04	-9.44	-2.79

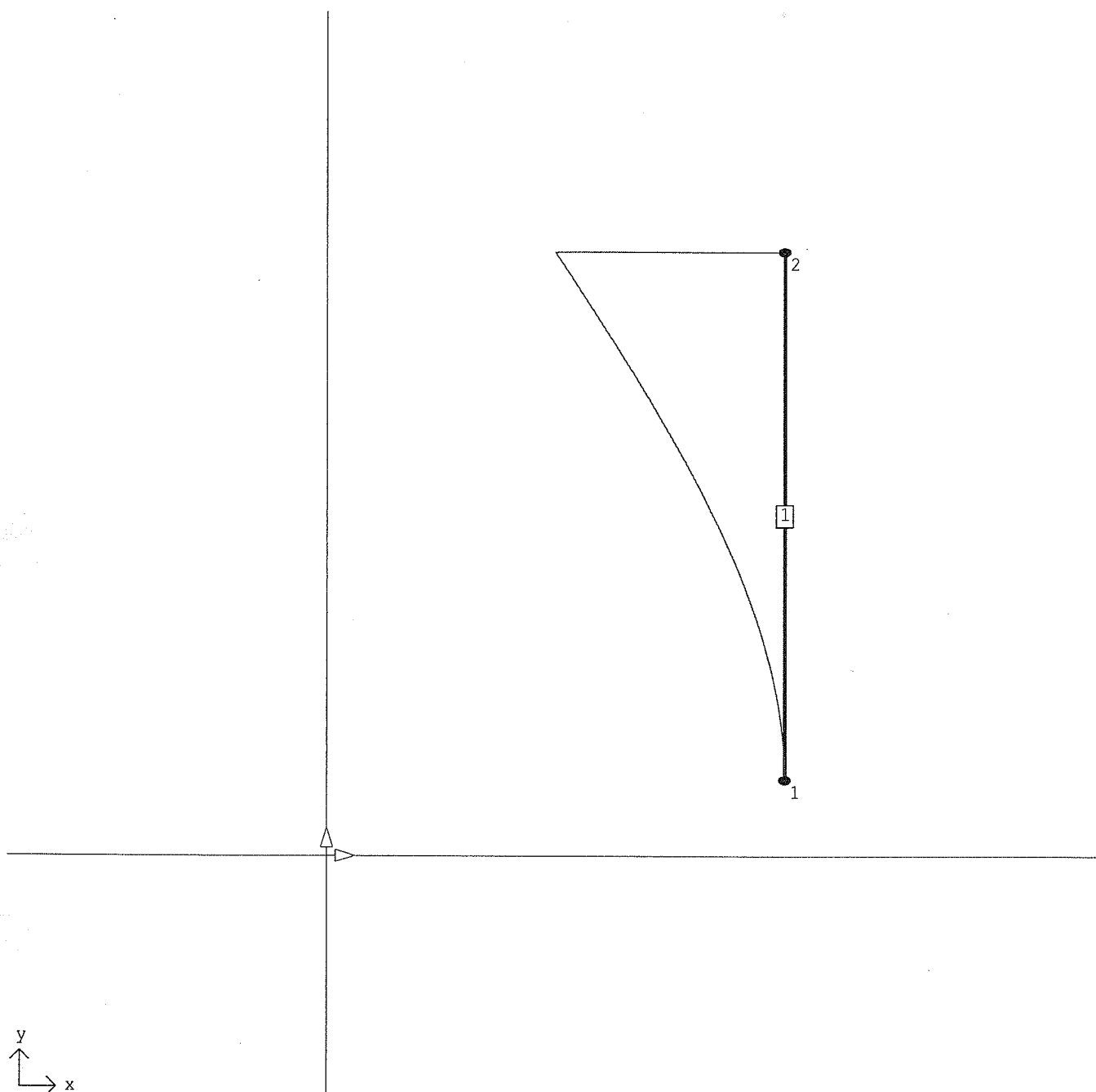
ext T	0.00	33.04	-9.44	-2.79
-------	------	-------	-------	-------

Przemieszczenia w płaszczyźnie XoZ



Nr Węzła	$V_x$ [mm]	$V_y$ [mm]	$\varphi$ [rad] * 1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-0.002	0.000

### Przemieszczenia w płaszczyźnie YoZ



Nr Węzła	$V_x$ [mm]	$V_y$ [mm]	$\varphi$ [rad] * 1000
1	0.000	0.000	0.000
2	-15.501	-0.002	6.643

### Reakcje w płaszczyźnie XoZ

Nr Podpory	Nr Węzła Podp.	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]
1	1	0.00	0.80	0.00

### Reakcje w płaszczyźnie YoZ

Nr Podpory	Nr Węzła Podp.	$R_x$ [kN]	$R_y$ [kN]	$M_z$ [kNm]
1	1	9.44	0.80	-33.04

### Dane do wymiarowania

Stal: R35 fd: 210.0 MPa  
Słup nie ściskany osiowo.

Współczynniki długości wybowoczeniowej:

- w płaszczyźnie XoZ -  $\mu_y = 2.00$ .
- w płaszczyźnie YoZ -  $\mu_x = 2.00$ .
- giętno-skrętnej -  $\mu_w = 2.00$ .

Element obciążony dynamicznie.

Współczynniki momentu zginającego:

$$\beta_x = 1.00. \quad \beta_y = 1.00.$$

Element jest zabezpieczony przed zwichrzeniem.  
Nie uwzględniono rezerwy plastycznej przy zginaniu.  
Nie występują naprężenia spawalnicze.

### Wyniki wymiarowania

#### Wyznaczenie klasy przekroju

Klasa przekroju ściskanego	1
Klasa przekroju zginanego względem osi X	1

#### Nośność przekrojów

Nośność przekroju ściskanego ( $N_{Rc}$ )	[kN]	1379.70
Nośność przekroju zginanego względem osi X ( $M_{Rx}$ )	[kNm]	68.880
Nośność przekroju zginanego względem osi Y ( $M_{Ry}$ )	-	-

### Wybowoczenie

Smukłość pręta względem osi X ( $\lambda_x$ )	94.591
Smukłość pręta względem osi Y ( $\lambda_y$ )	94.591
Smukłość porównawcza ( $\lambda_p$ )	84.99
Smukłość względna względem osi X ( $\lambda_{x*}$ )	1.113
Smukłość względna względem osi Y ( $\lambda_{y*}$ )	1.113
Współczynnik wybowoczeniowy względem osi X ( $\varphi_x$ )	0.628
Współczynnik wybowoczeniowy względem osi Y ( $\varphi_y$ )	0.628

#### Punkt nr 1 (z = 0.00 m)

$$N = -2.79 \text{ kN} \quad M_x = 33.04 \text{ kNm} \quad M_y = 0.00 \text{ kNm} \quad T_x = 0.00 \text{ kN} \quad T_y = -9.44 \text{ kN}$$

Ściskanie ze zginaniem jednokierunkowym bez zwichrzenia

$$\frac{N}{\varphi_x * N_{Rc}} + \frac{M_x}{M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0.484 < 1,0$$

Warunek spełniony

$$\frac{N}{\varphi_y * N_{Rc}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \frac{M_x}{M_{Rx}} + \Delta_y = 0.483 < 1,0$$

Warunek spełniony

$$\frac{N}{A * f_d} + \frac{M_x}{\varphi_L * M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = 0.482 < 1,0$$

Warunek spełniony

#### Punkt nr 2 (z = 1.75 m)

$$N = -1.79 \text{ kN} \quad M_x = 16.52 \text{ kNm} \quad M_y = 0.00 \text{ kNm} \quad T_x = 0.00 \text{ kN} \quad T_y = -9.44 \text{ kN}$$

Ściskanie ze zginaniem jednokierunkowym bez zwichrzenia

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot N_{Rc}} + \frac{M_x}{M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \Delta_x = 0.242 < 1,0$$

Warunek spełniony

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot N_{Rc}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} + \frac{M_x}{M_{Rx}} + \Delta_y = 0.242 < 1,0$$

Warunek spełniony

$$\frac{N}{A \cdot f_d} + \frac{M_x}{\varphi_L \cdot M_{Rx}} + \frac{M_y}{M_{Ry}} = 0.241 < 1,0$$

Warunek spełniony

### Punkt nr 3 (z = 3.50 m)

N = -0.80 kN    M<sub>x</sub> = 0.00 kNm    M<sub>y</sub> = 0.00 kNm    T<sub>x</sub> = 0.00 kN    T<sub>y</sub> = 0.00 kN

Osiowe ściskanie

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot N_{Rc}} = 0.000 < 1,0$$

Warunek spełniony

### ZESTAWIENIE WYNIKÓW

nr punktu	położenie punktu [m]	osiowe rozciąganie	osiowe ściskanie	jednokier. zginanie	dwukier. zginanie lub zgin. i rozcz.	zginanie i ściskanie
1	0.00	-	-	-	0.48	0.48
2	1.75	-	-	-	0.24	0.24
3	3.50	-	0.00	-	-	-

mgr inż. Grzegorz Gruca  
 Aleja Armii Krajowej nr 37 m 8  
 42-200 Częstochowa  
 Upr. Bud. Nr UAN-VIII/83861/45/86  
 Upr. Projekt. Nr UAN-VIII/83861/159/90

**URZĄD WOJEWÓDZKI**  
**w Częstochowie**

**Wydział Ekspertyz, Architektury**  
**i Inżynierii Budowlanej**

Nr UAN-VIII/83861/159/90

Częstochowa, dnia 23 - 11 1990 r.

**DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO**

do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Na podstawie § 2 ust. 1 § 6 ust. 3 § 4 ust. 2 § 7 i § ust. 1 pkt. 2 lit. 13

rozporządzenie Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46) stwierdza się, że:

Obywatel(ka) Grzegorz Gruca syn Witolda  
(imię i nazwisko)

magister inżynier budownictwa

(tytuł naukowy — zawodowy)

urodzony(a) dnia 16 października 1959 r. w Hucie Starej

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnych funkcji

projektanta

(rodzaj funkcji)

specjalności konstrukcyjno-budowlanej  
(rodzaj specjalności techniczno-budowlanej)

w zakresie \_\_\_\_\_

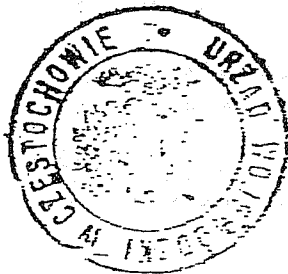
(specjalizacja zawodowa)



\_\_\_\_\_ (a) do:

- z up. Wojewody

~~SECRET~~ ~~CONFIDENTIAL~~



(podpis i pieczęć)

**URZĄD WOJEWÓDZKI**

w Częstochowie

Wydział Planowania Przestrzennego

Urbanistyki, Architektury  
(pieczęć)

i Nadzoru Budowlanego

UAN.VIII/83861/45/86

Częstochowa

1986-04-18

dnia 18 1986 r.

Nr

**DECYZJA O STWIERDZENIU PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO  
do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie**

Na podstawie § 5 ust. 1 § 6 ust. 1 i 3 § 7 i § 13 ust. 1 pkt. 2 lit.

rozporządzenie Ministra Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska z dnia 20 lutego 1975 r.

w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. Nr 8, poz. 46) stwierdza

się, że: Obywatel(ka) **GRZEGORZ GRUCA** syn Witolda

(imię i nazwisko)

**mgr inżynier budownictwa**

(tytuł naukowy — zawodowy)

urodzony(a) dnia **16 czerwca 1959** r. w **Hucie Starej**

posiada przygotowanie zawodowe upoważniające do wykonywania samodzielnych funkcji

**kierownika budowy i robót**

(rodzaj funkcji)

w specjalności **konstrukcyjno-budowlanej**

(rodzaj specjalności techniczno-budowlanej)

w zakresie

(specjalizacja zawodowa)

GRZEGORZ GRUCA

Obywatel(ka)

(imię i nazwisko)

jest upoważniony(a) do:

1. kierowania, nadzorowania i kontrolowania budowy i robót, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków oraz innych budowli z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych
2. sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych wszelkich budynków i budowli
3. sporządzania w budownictwie osób fizycznych projektów w zakresie rozwiązań architektonicznych:
  - a/. budynków inwentarskich i gospodarczych, adaptacji projektów typowych i powtarzalnych innych budynków oraz sporządzania planów zagospodarowania działki związanych z realizacją tych budynków
  - b/. budowli nie będących budynkami



Główny Architekt Województwa

w/z mgr inż. arch. Jerzy Pogorzelski  
zastępca głównego architekta

m. p.

(podpis i pieczęć)



o numerze weryfikacyjnym:

Pan Grzegorz Gruca o numerze ewidencyjnym SLK/BO/1605/02  
adres zamieszkania ul. Armii Krajowej 37m8, 42-200 Częstochowa  
jest członkiem Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2015-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2014-12-30 roku przez:

Franciszek Buszka, Przewodniczący Rady Śląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

\* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa [www.piib.org.pl](http://www.piib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.