

# EKSPERTYZA TECHNICZNA BUDYNKU SIEDZIBY TEATRU IM. WANDY SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE, ZLOKALIZOWANEGO PRZY UL. SOKOŁA 7 i 9 W RZESZOWIE

Adres obiektu budowlanego: ul. Sokoła 7 i 9 35-010 Rzeszów		Kategoria obiektu budowlanego: IX, XVII dz. nr ew. 838/2, obr. 207 Śródmieście	
Inwestor: <b>Teatr im. Wandy Siemaszkowej</b> ul. Sokoła 7-9, 35-010 Rzeszów		kom:	+48 724 601 609
		tel:	+48 17 853 20 01
		e-mail:	j.rozmus@teatr-rzeszow.pl
Jednostka projektowa: <b>SPYRA Architekci</b> <b>inż. arch. Wojciech Jan Spyra</b> ul. Królowej Aldony 20 lok.1, 03-928 Warszawa NIP: 118 125 36 32, REGON: 141726911		kom:	+48 605 416 900
		tel:	+48 22 412 62 01
		e-mail:	spyraarchitekci@onet.eu

## Autorzy:

branża	imię i nazwisko	nr i zakres uprawnień budowlanych	podpis
KONSTRUKCJA	dr inż. <b>Jan Bobkiewicz</b>	<b>293/Sz/88</b> uprawnienia budowlane do projektowania w specjalności konstrukcyjno budowlanej <b>370/02/R/C</b> upr. rzeczoznawcy w specjalności konstrukcyjno budowlanej	
KONSTRUKCJA	mgr inż. <b>Daniel Przybytek</b>	<b>MAZ/0547/POOK/12</b> uprawnienia budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno- budowlanej	
KONSTRUKCJA	inż. <b>Robert Pazio</b>	<b>MAZ/0572/PWOK/13</b> uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno- budowlanej	
ARCHITEKTURA	mgr inż. arch. <b>Tomasz Drelichowski</b>	<b>52/WPOKK/2014</b> uprawnienia budowlane do projektowania w specjalności architektonicznej bez ograniczeń	

Współpraca: mgr inż. Marek Judkowiak  
inż. Tomasz Nowak

dnia 28 czerwca 2018 roku

**Spis zawartości:**

1.	Dane ogólne .....	3
1.1.1	Podstawa formalna opracowania .....	3
1.1.2	Przedmiot i cel opracowania .....	3
1.1.3	Zakres opracowania .....	3
1.1.4	Podstawy prawne .....	8
1.3.	Opis techniczny .....	9
1.3.1.	Lokalizacja .....	9
1.3.2.	Opis ogólny budynku .....	9
1.3.3.	Opis głównego budynku – „Sokoła” .....	14
1.3.4.	Opis budynku małej sceny – „Holcerówki” .....	20
1.3.5.	Opis łącznika budynków .....	21
1.4.	Warunki gruntowo wodne .....	22
1.5.	Klasa odporności pożarowej budynku .....	37
1.6.	Opis dokonanych odkrywek i badań .....	37
2.	Obliczenia statyczne .....	38
2.1.	Zestawienie obciążeń .....	38
2.2.	Konstrukcja dachu nad sceną .....	54
2.3.	Rdzenie żelbetowe podpierające kratownice dachu w osi H/15÷18 .....	63
2.4.	Kratownice do podwieszeń nad proscenium .....	65
2.5.	Kratownice pomostu oświetleniowego nad widownią .....	72
2.6.	Belki sufitu nad widownią .....	80
2.7.	Dach nad galerią Szajny .....	81
2.8.	Podłoga galerii Szajny .....	92
2.9.	Strop nad parterem na belkach stalowych 6÷13/N÷O .....	99
2.10.	Strop Akermana 18÷19/J÷L .....	101
2.11.	Strop nad I piętrzem 17÷19/M÷O .....	102
2.12.	Strop nad piwnicą w osiach 18÷19/O÷M .....	105
2.13.	Strop nad piwnicą w osiach 16÷18/J÷L .....	110
2.14.	Strop nad piwnicą – szatnie, osie 6÷9/N÷P .....	111
2.15.	Filarek w osi O/14÷16 .....	112
2.16.	Ławy fundamentowe .....	114
2.17.	Dach bud. małej sceny – Holcerówki .....	115
2.18.	Strop Holcerówki .....	117
2.19.	Filarek parteru w osi 4/~D – Holcerówka .....	119
2.20.	Ławy fundamentowe Holcerówki .....	120
3.	Wnioski końcowe .....	123
4.	Zdjęcia z komentarzem .....	124
5.	Kopie uprawnień i przynależności do właściwych izb inżynierów .....	172
6.	Spis rysunków .....	180

## 1. Dane ogólne

### 1.1.1 Podstawa formalna opracowania

Podstawą formalną opracowania jest umowa z Teatrem im. Wandy Siemiaszkowej w Rzeszowie.

### 1.1.2 Przedmiot i cel opracowania

Przedmiotem opracowania jest określenie stanu technicznego konstrukcji budynku w celu wskazania elementów wymagających dostosowania do współczesnych wymagań użytkowych.

W skład opracowania wchodzi: inwentaryzacja elementów konstrukcji budynku z określeniem ich stanu zużycia, obliczenia statyczne, odkrywki i badania elementów.

### 1.1.3 Zakres opracowania

W zakres opracowania wchodzi określenie stanu technicznego budynku Teatru im. W. Siemiaszkowej w Rzeszowie, aktualizacja inwentaryzacji budowlanej, inwentaryzacja elementów konstrukcji budynku, opis techniczny i obliczenia.

#### Podstawa opracowania

Poniżej zestawiono istniejące dokumentacje budynku będące w posiadaniu Teatru im. W. Siemiaszkowej, a z którymi zapoznano się w trakcie wykonywania ekspertyzy.

1. Obliczenia statyczne Teatru Ziemi Rzeszowskiej w Rzeszowie z roku 1953 sporządzone przez mgr inż. Leona Wołoszyna
2. Kosztorys przebudowy części istniejącej sceny i pomieszczeń przyległych Teatru Ziemi Rzeszowskiej w Rzeszowie sporządzony przez: Kazimierz Brydlak i Marian Osikowicz, zatwierdzony w lipcu 1953 r.
3. Dokumentacja techniczna – kosztorys i analiza na wykonanie pali systemu Wolfsholtza pod fundament rozbudowy, Teatr Ziemi Rzeszowskiej z roku 1953 sporządzony przez Kazimierz Brydlak i Marian Osikowicz, zatwierdzony w wrześniu 1953 r.
4. Dokumentacja techniczna - obliczenia statyczne Teatru Ziemi Rzeszowskiej w Rzeszowie z 27 kwietnia 1954 r. sporządzona przez mgr inż. Kazimierza Pisarka i mgr inż. Leona Wołoszyna
5. Kosztorys kanalizacji i drenażu budynku teatru w Rzeszowie sporządzony przez mgr inż. Jarosława Zielińskiego w maju 1954 r.
6. Projekt kanalizacji i drenażu budynku teatru w Rzeszowie sporządzony przez mgr inż. Jarosława Zielińskiego w maju 1954 r.
7. Dokumentacja techniczna na wykonanie instalacji elektrycznej w części dobudowanej teatru w Rzeszowie sporządzona przez inż. K. Ochab, M. Osikowicz, K. Brydlak i zweryfikowana przez inż. Leopolda Longawę 13.10.1954 r.
8. Kosztorys do projektu technicznego – wodociąg lokalny, ujęcie, hydrofor, sieć zewnętrzna z 11 stycznia 1955 r. sporządzony przez M. Kukowskiego, inż. Jana Pawlika, mgr inż. W. Wiśluch, mgr inż. A. Schiller, inż. K. Kasprzyk
9. Kosztorys przybliżony na roboty budowlane i instalacyjne budynku teatru im. W. Siemiaszkowej w Rzeszowie związane z przepisami pożarowymi, z roku 1957.

10. Obliczenia statyczne do przebudowy budynku Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie wykonane na podstawie projektu inż. arch. Gerarda Pajaka wykonane przez mgr inż. Leona Wołoszyna i sprawdzone przez mgr inż. Zenona Michalskiego dn. 20 czerwca 1958 r.
11. Projekt roboczy konstrukcyjny Państwowego Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie, Przebudowa, sporządzony przez mgr inż. Leona Wołoszyna i tech. Józef Kurzydło w maju 1958 r.
12. Projekt koncepcyjny przebudowy instalacji elektrycznej dla Teatru w Rzeszowie sporządzony przez inż. M. Michniewicza w lutym 1958 r. i zweryfikowany przez Leopolda Longawa 25.2.1958 r.
13. Projekt instalacji wod. - kan. i p. poż. dla teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzony przez inż. Zygmunta Habn i sprawdzony przez inż. Bronisława Pelc dn. 20.06.1958 r.
14. Obliczenia statyczne do projektu przebudowy i nadbudowy budynku administracyjnego Teatru Ziemi Rzeszowskiej w Rzeszowie sporządzone przez mgr inż. Leona Wołoszyna i mgr inż. Wacława Terleckiego we wrześniu 1963 r.
15. Orzeczenie techniczne w sprawie możliwości częściowej nadbudowy i przebudowy budynku administracyjnego Teatru w Rzeszowie sporządzone przez mgr inż. Leona Wołoszyna we wrześniu 1963 r.
16. Projekt zabezpieczenia konstrukcji ściany i nadproża w sali widowiskowej Teatru im. Wandy Siemaszkowej sporządzony przez inż. M. Dronikowskiego, inż. St. Miazgę, inż. St. Zawislaka, arch. Wł. Boczkaja w sierpniu 1968 roku
17. Orzeczenie techniczne w sprawie określenia przyczyn pęknięć filara ściany nośnej między sceną a widownią teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie oraz podanie sposobu zabezpieczenia sporządzone przez mgr inż. St. Miazgę w sierpniu 1968 r.
18. Projekt techniczno roboczy częściowej nadbudowy i przebudowy budynku Teatru Ziemi Rzeszowskiej sporządzony przez mgr inż. W. Knagę, mgr inż. E. Rozmus, mgr inż. W. Schwarz w październiku 1968 roku
19. Projekt połączenia budynku teatru z budynkiem administracyjnym z 1975 r. sporządzony przez inż. arch. Gerarda Pajak i tech. bud. Halinę Michalak
20. Ekspertyza mykologiczno budowlana dla konstrukcji więźby dachu budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie przy ul. Sokoła 7 wykonana przez rzeczoznawcę mykologii budowlanej Tadeusza Maternę w marcu 1996 r.
21. Ekspertyza geotechniczna dotycząca warunków gruntowo wodnych wzdłuż południowo zachodniej ściany budynku administracyjnego Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie opracowana przez mgr inż. Wojciecha Napiórkowskiego i Szymona Jakubowskiego w październiku 1996 r.
22. Projekt budowlany pt. Adaptacja poddasza budynku na galerię sztuki, Rzeszów ul. Sokoła 9, wykonany przez arch. Wojciecha Fałata, Piotra Fałata, arch. Stanisława Hałabuza w sierpniu 1996 r.
23. Projekt budowlany wewnętrznej instalacji C.O. dla adaptacji poddasza na galerię sztuki, Teatr im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie, wykonany przez mgr inż. Antoniego Łobodzińskiego we wrześniu 1997 roku.



24. Projekt budowlano wykonawczy wewnętrznej instalacji C.O. i C.T. adaptowanych piwnic dla potrzeb kawiarni wykonany przez mgr inż. Tomasza Tokarskiego i Tadeusza Dula w listopadzie 1999 r.
25. Projekt budowlany modernizacji adaptacji pomieszczeń piwnic na kawiarnię w budynku administracyjnym teatru w Rzeszowie ul. Sokoła 7 w zakresie odprowadzenia ścieków do kanalizacji sanitarnej i deszczowej budynku wykonany przez mgr inż. Iwonę Matlingiewicz, inż. Eugeniusza Basiaka, inż. Barbarę Koziej, tech. Jana Ziobro w listopadzie 1999 r.
26. Projekt budowlany modernizacji i adaptacji pomieszczeń piwnic na kawiarnię w budynku administracyjnym teatru w Rzeszowie ul. Sokoła 7 w zakresie drenażu opaskowego dla budynku administracyjnego wykonany przez mgr inż. Iwonę Matlingiewicz, inż. Eugeniusza Basiaka, inż. Barbarę Koziej, tech. Jana Ziobro w sierpniu 1999 r.
27. Projekt budowlany modernizacji adaptacji pomieszczeń piwnic na kawiarnię w budynku administracyjnym teatru w Rzeszowie ul. Sokoła 7 – część 1 inwentaryzacja architektoniczna i cz. 2 inwentaryzacja architektoniczno konstrukcyjna wykonana przez mgr inż. Iwonę Matlingiewicz, mgr inż. Lucynę Salę, inż. Adama Grodnego, mgr inż. Eugeniusza Basiaka w sierpniu 1999 r.
28. Projekt konstrukcji adaptacji piwnic na kawiarnię budynku administracyjnego teatru w Rzeszowie ul. Sokoła 7 sporządzony przez mgr inż. Adama Grodnego w lipcu 1999 r.
29. Projekt budowlano wykonawczy wewnętrznej instalacji wod. - kan. adaptowanych piwnic budynku administracyjnego teatru dla potrzeb kawiarni, Rzeszów ul. Sokoła 7, projekt wykonany przez Tadeusza Dula i mgr inż. Tomasza Tokarskiego w kwietniu 2000 r.
30. Projekt budowlany - architektura pt: MODERNIZACJA BUDYNKU TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE II ETAP - FOYER, SZATNIE ZAPLECZE data: 12-2004. Projektant dr inż. arch. Marek Kozień, dr inż. arch. Magdalena Kozień, mgr inż. arch. Katarzyna Kozień – Baczkowska, sprawdzający mgr inż. arch. Grzegorz Jagiełło.
31. Projekt budowlany konstrukcji pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie II etap – foyer, szatnie, zaplecze wykonany przez mgr inż. Mieszko Bakulusa i mgr inż. Marcina Grabiasa w grudniu 2004 r. KKM biuro projektowe s.c. 30-538 Kraków, ul. Parkowa 15/5
32. Projekt architektoniczno - budowlany pt. Modernizacja sali teatralnej wraz z kabiną EA i oświetlenia teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie ul. Sokoła 7, wykonany przez dr inż. arch. Marka Kozienia, mgr inż. arch. Jana Rączego w czerwcu 2004 roku.
33. Dokumentacja Geologiczno-Inżynierska dotycząca ustalenia warunków posadowienia obiektów budowlanych przebudowy i rozbudowy Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie - mgr inż. Leszek Bardel, Tarnów wrzesień 2004 r.
34. Dokumentacja historyczna budynku teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie opracowana przez Barbarę Tondos w marcu i lipcu 2004 r.
35. Projekt budowlany – elektryczny - Modernizacja budynku Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie II ETAP - Foyer, szatnie i zaplecze sporządzony przez mgr inż. Waldemar Bialik i mgr inż. Franciszek Lesiak grudnia 2004 r.
36. Projekt budowlany - Modernizacja klimatyzacji i wentylacji Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie II ETAP - Foyer, szatnie i zaplecze sporządzony przez mgr inż. Zbigniewa Tadeusza Wołek, mgr inż. Weronikę Pałasz, mgr inż. Paweł Kasperski w grudniu 2004 r.

37. Projekt budowlany - branża sanitarna i instalacyjna C.O. instalacja wod. - kan. i p. poż. Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie II ETAP - Foyer, szatnie i zaplecze sporządzony przez mgr inż. Bogdan Mischyszyn, inż. Ewa Urban w grudniu 2004 r.
38. Projekt architektoniczno budowlany pt. Modernizacja budynku Teatru W. Siemaszkowej w Rzeszowie II etap – Rozwiązanie alternatywne ( w przypadku realizacji rekonstrukcji attyki elewacji frontowej) wykonany przez dr inż. arch. Marka Kozienia, dr inż. arch. Magdalenę Kozień, mgr inż. arch. Katarzyna Kozień – Baczkowska, mgr inż. arch. Grzegorz Jagiełło z marca 2005 roku.
39. Projekt wykonawczy konstrukcji pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej – etap II – foyer, szatnie, zaplecze, cz. 1 wzmocnienie posadowienia obiektu wykonany przez inż. Kazimierza Fiszera w sierpniu 2005 r.
40. Specyfikacja techniczna wykonania i odbioru robót budowlanych dla projektu pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej – etap II – foyer, szatnie, zaplecze Rzeszów ul. Sokoła 7 wykonane przez inż. Kazimierza Fiszera w grudniu 2005 r.
41. Projekt wykonawczy konstrukcji pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej – etap II – foyer, szatnie, zaplecze, część Kopuła nad sceną wykonany przez inż. Kazimierza Fiszera w sierpniu 2005 r.
42. Projekt budowlany – aneks pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie ul. Sokoła 7 II etap aneks (zmiany dachu w rejonie attyki frontowej) wykonany przez dr inż. arch. Marka Kozienia, dr inż. arch. Magdalenę Kozień, mgr inż. arch. Katarzyna Kozień – Baczkowska, mgr inż. arch. Grzegorz Jagiełło w marcu 2005 roku.
43. Ekspertyza techniczna do projektu posadowienia modernizacji istniejącego teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzona przez inż. Bogdana Krukowskiego w lutym 2006 r.
44. Projekt wykonawczy branża konstrukcja - Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej II etap – foyer, szatnie, zaplecze wykonany przez Biuro projektowania i usług inwestycyjnych WISPRO, inż. Kazimierz Fiszer i mgr inż. Stefan Sz waj, ul. Targowa 2a Rzeszów z kwietnia 2006 r.
45. Dziennik budowy PB – 51 tomy I, II, III, IV; Modernizacja budynku teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie – II etap obejmujący: Foyer, szatnie, zaplecze a także scenę, dach, fundamenty przy ul. Sokoła 7/9 w Rzeszowie, kierownik budowy – Michał Górka n/z- EGPP-NB-9131/59/85, nadzór inwestorski – mgr inż. Jerzy Klęba B-119/86, nadzór geotechniczny – inż. Bogdan Krukowski CUG 070101 i 02018S (okres dziennika 24.07.2006 r. ÷ 20.12.2006 r.)
46. Dziennik budowy: Rekonstrukcja elewacji budynku Teatru im. Wandy Siemaszkowej Rzeszów ul. Sokoła 7, kierownik budowy – inż. Jan Fara B-66/82, nadzór inwestorski – mgr inż. Jerzy Klęba B-119/86, (okres dziennika 06-06-2006 r. ÷ 17-11-2006 r.)
47. Projekt zamienny powykonawczy – Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej II etap – foyer, szatnie, zaplecze, część – wzmocnienie posadowienia części budynku oraz wykonanie izolacji przeciwwodnych i przeciwwilgociowych, wykonany przez Biuro projektowania i usług inwestycyjnych WISPRO, inż. Kazimierz Fiszer i mgr inż. Stefan Sz waj, ul. Targowa 2a Rzeszów z lipca 2006 r.
48. Projekt zamienny powykonawczy – Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej II etap – foyer, szatnie, zaplecze, część – stropy belkowo – płytowe cz. I, wykonany przez Biuro projektowania i usług inwestycyjnych WISPRO, inż. Kazimierz Fiszer i mgr inż. Stefan Sz waj, ul. Targowa 2a Rzeszów z lipca 2006 r.

49. Projekt zamienny powykonawczy – Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej II etap – foyer, szatnie, zaplecze, strop nad piwnicą, strop nad parterem, strop na piętrze, schemat podparcia koryta dachowego, wykonany przez Biuro projektowania i usług inwestycyjnych WISPRO, inż. Kazimierz Fiszer i mgr inż. Stefan Szwaaj, ul. Targowa 2a Rzeszów z lipca 2006 r.
50. Ekspertyza techniczna dotycząca stanu elementów konstrukcyjnych więźby dachowej budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie wykonany mgr inż. Stefana Szwaaja, z września 2006 r.
51. Projekt wykonawczy zamienny pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie II etap – foyer, szatnie, zaplecze wykonany przez mgr inż. arch. Grzegorza Słapińskiego i mgr inż. Annę Augustyn w kwietniu 2006 r.
52. Ekspertyza techniczna dotycząca podparcia podciągu pod ścianę nośną wieży scenicznej w budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie wykonana przez mgr inż. Stefan Szwaaja w 2006 roku.
53. Ekspertyza techniczna nośności elementów konstrukcyjnych przestrzeni scenicznej w budynku teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie wykonana mgr inż. Stefana Szwaaja, w grudniu 2006 r.
54. Badania podłoża gruntowego sondą CPTU dla Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie wykonane przez mgr inż. Marek Gnida, mgr inż. Rafał Gwóźdź, mgr inż. Ryszard Śmieszek w kwietniu 2006 r.
55. Projekt budowlany zamienny – wzmocnienie posadowienia obiektu pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej – II etap – foyer, szatnie, zaplecze, wykonany przez inż. Kazimierza Fiszerę w kwietniu 2006 r.
56. Projekt powykonawczy - technologia sceny, teatr im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie, II etap - scena wykonany przez inż. Andrzeja Marusa w marcu 2007 roku.
57. Wizja lokalna architektoniczno budowlana w Teatrze im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzona przez inż. arch. Wojciech J. Spyra i mgr inż. Krzysztof Pawłowski dn. 17.07.2014 r.
58. Sprawozdanie w wykonania odkrywek - Nr badania Bi/922/201001/16 wykonane przez Centrum Technologiczne Budownictwa przy Politechnice Rzeszowskiej Sp. z o.o. Rzeszów 26.10.2016
59. Projekt wykonawczy - technologia sceny, teatr im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie, II etap - scena wykonany przez inż. Andrzeja Marusa w październiku 2016 roku.
60. Sprawozdanie z wykonania odkrywek dot. "Rozbudowy okna portalowego – Duża Scena Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie" sporządzona przez mgr inż. Adam Gorczyca, mgr Maciej Barć z dnia 26.10.2016 r.
61. Projekt budowlany pt. „Przebudowa istniejących budynków Teatru im. Wandy Siemaszkowej na działce Ew. Nr 838/2, obr.207 położonych w Rzeszowie przy ul. Sokoła 9 w celu dostosowania do wymagań ochrony przeciwpożarowej” opracowany przez mgr inż. arch. Annę Wójcik i mgr inż. Sławomira Koń, mgr inż. Grzegorza Ożóg, dr inż. Lidię Buda - Ożóg w listopadzie 2017 r.
62. Ekspertyza techniczna w sprawie warunków bezpieczeństwa pożarowego dla inwestycji pod nazwą: „Projekt przebudowy teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie w celu dostosowania do wymagań ochrony przeciwpożarowej” opracowana przez mgr inż. Lucjana Gładysz, mgr inż. Helena Krzych w listopadzie 2017 r.

63. Scenariusz działania systemów technicznych na wypadek pożaru, Budynek Teatru im. Wandy Siemaszkowej, ul. Sokoła 7 i 9, 35-010 Rzeszów sporządzony przez rzeczoznawcę do spraw zabezpieczeń przeciwpożarowych mgr inż. Lucjana Gładysz w grudniu 2017 r.
64. Inwentaryzacja budowlana budynku teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie przy ul. Sokoła 7-9 sporządzona przez mgr inż. arch. Annę Wójcik i mgr inż. Dariusza Dencikowskiego w styczniu 2018 r.
65. Opinia techniczna dotycząca okna portalowego dużej sceny Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzona przez rzeczoznawcę mgr inż. Tomasza Kowal
66. Załącznik do specyfikacji – zakres robót objęty przetargiem i przedmiarami, Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej - II etap wersja skrócona B, sporządzony przez Barbarę Piotrowską Łuszczak i inż. Kazimierza Fiszer (brak daty)
67. Wstępne zestawienie kosztów do robót wodn. – kan. dla teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzone przez inż. Zygmunta Habn (brak daty)
68. Kosztorys na wykonanie robót elektrycznych w Teatrze im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie (brak daty)
69. Kosztorys urzędowy do wykonania robót związanych z kapitalnym remontem Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie (brak daty)
70. Projekt Wykonawczy Drenażu Budynek Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie - mgr inż. arch. Zdzisław Kłodkowski, mgr inż. arch. Władysław Słaby, inż. Tadeusz Trela, inż. Elżbieta Ładoś – i ostateczna, jako dokumentacja powykonawcza przez mgr inż. Henryka Borkowskiego (brak daty)
71. Opis techniczny i kosztorys z rysunkami do projektu na przebudowę strychu budynku teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie podpisany przez budowniczego Stefana Rachelskiego (brak daty)

#### **1.1.4 Podstawy prawne**

- Ustawa z 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane Dz. U. z 2003 r. nr 207, poz. 2016 z późniejszymi zmianami,
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z późn. zmianami,

## **1.3. Opis techniczny**

### **1.3.1. Lokalizacja**

Przedmiotowy budynek znajduje się przy Sokoła 7 i 9 na działce ewidencyjnej nr 838/2 obręb 207 Śródmieście w Rzeszowie. Działka jest w pełni zagospodarowana i prawie całkowicie utwardzona.

### **1.3.2. Opis ogólny budynku**

Główną część budynku teatru wykonano w latach dziewięćdziesiątych XIX wieku dla towarzystwa gimnastycznego „Sokół”. Po II wojnie światowej budynek został przejęty przez władze miasta i powołano w nim Teatr Narodowy w Rzeszowie.

Budynek składa się z dwóch zasadniczych części: budynku Sokoła pod obecnym adresem nr 9 i budynku willi Holców pod nr 7 - obecnie część administracyjna z małą sceną im. Zdzisława Kozienia, zwana Holcerówką. Budynek ma 4 kondygnacje, z czego jedną podziemną w części od ulicy Sokoła.

Na budynek główny – Sokoła składają się: przyziemie - szatnie, toalety widzów, zaplecze techniczne i socjalne, stolarnia, malarnia, parter - salę widowiskową, foyer, scena z zapleczem, I piętro - foyer balkonu, balkon widowni, sala prób, zaplecze sceny, pracownia krawiecka, garderoby, magazyny, pomieszczenie socjalne aktorów, poddasze - Galeria Szajny, magazyn i przestrzeń techniczna

W latach trzydziestych XX wieku wykonano rozbudowę budynku Sokoła dodając jedną oś pomieszczeń od strony południowej i przebudowując scenę.

W latach pięćdziesiątych XX w. wykonano kolejną rozbudowę budynku Sokoła w kierunku południowo zachodnim powiększając scenę i dodając zaplecze teatru za sceną.

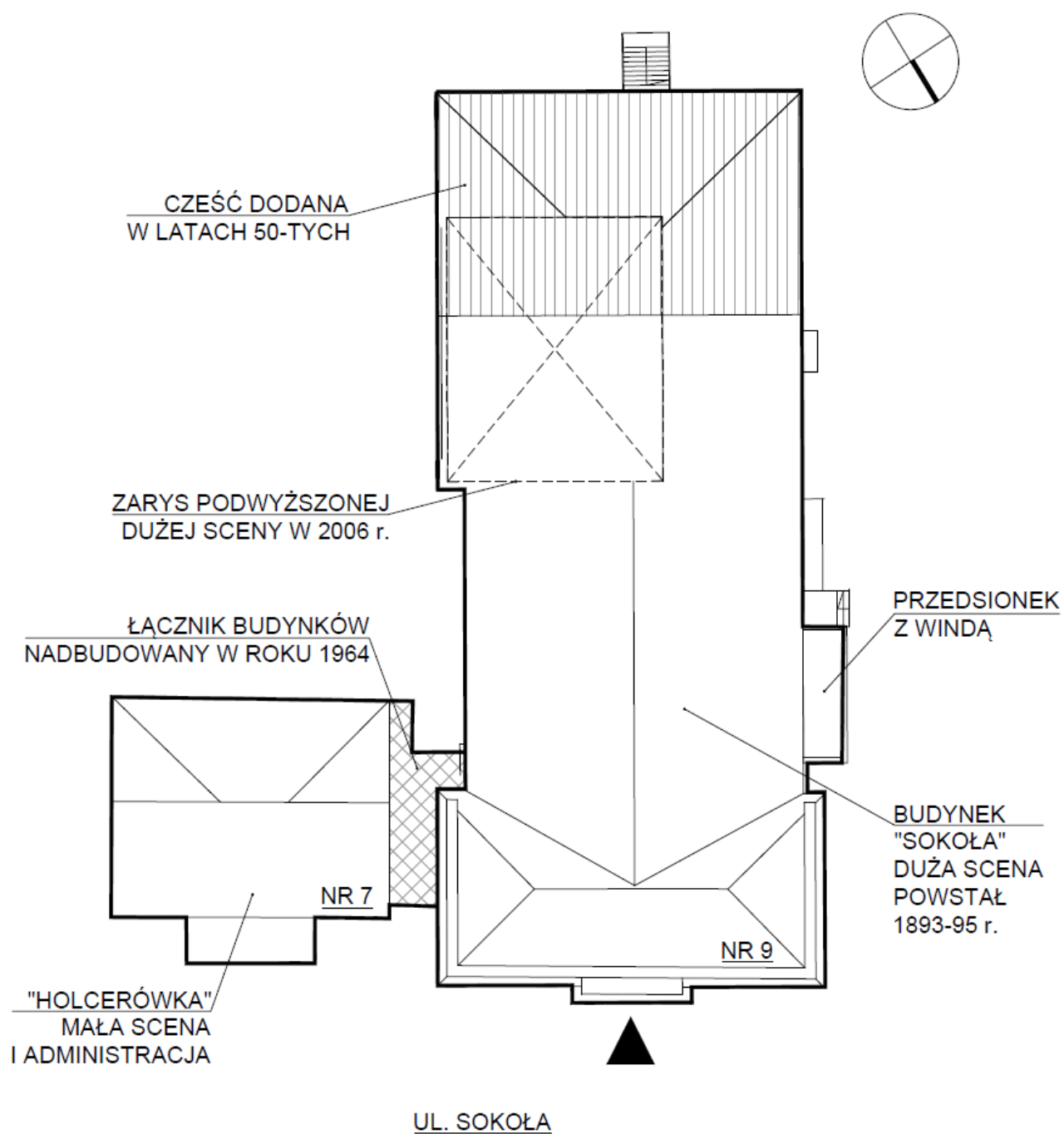
W latach 1963÷64 połączono budynek Sokoła z willą Holców wykonując nadbudowę przewiązki o jedną kondygnację i uzyskując przejście pomiędzy obiektami.

Po roku 1996 w głównym budynku Sokoła wykonano adaptację poddasza budynku na galerię sztuki „Szajny”.

Po roku 1999 wykonano adaptację piwnic willi Holców na cele restauracji wykonując wszystkie instalacje wewnętrzne i wejścia do lokalu od strony ulicy i podwórza.

W roku 2006 podwyższono przestrzeń dużej sceny oraz wykonano generalny remont drewnianych stropów, więźby dachowej, dodano nowe attyki, zmieniono spadki dachu oraz dekorację elewacji i kształt okien od strony ulicy – patrz zdjęcie a i b.

**Przedmiotowy teren i budynki objęte są ochroną konserwatorską, wpisy do rejestru zabytków pod nr A-1236 i nr rej. A-549 z dnia 13.06.1991 roku.**





Zdjęcie „a” elewacja od ulicy Sokoła - przed rokiem 2006



Zdjęcie „b” elewacja od ulicy Sokoła - maj 2018 r.





Zdjęcie historyczne „c” elewacja prawdopodobnie przedwojenna



Zdjęcie historyczne „d” przedwojenna ulica Sokółka





Zdjęcie historyczne „e” budynek Sokół, narożnik wschodni

### 1.3.3. Opis głównego budynku – „Sokoła”

#### Fundamenty

Na podstawie ekspertyzy technicznej do projektu posadowienia modernizacji istniejącego teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzonej przez inż. Bogdana Krukowskiego w lutym 2006 r i czterech odkrywek ustalono: głębokość posadowienia  $D_{min} = 0,8 \div 0,9$  m. Brak odsadzek – ławy szerokości ścian fundamentowych. Na podstawie kolejnych odkrywek w pomieszczeniu centrali wentylacyjnej stwierdzono ławy wykonane z cegły pełnej na zaprawie wapiennej. Cegły są w dobrym stanie technicznym a ich wytrzymałość jest zróżnicowana, od M5 do M10. Zaprawa wapienna ma zwartą strukturę, nie wykrusza się.

Pod częścią rozbudowy z lat pięćdziesiątych (zaplecze dużej sceny) wykonano fundamenty pośrednie z wykorzystaniem pali Wolfsholza  $\varnothing 350$  długości do 12 m.

W trakcie remontu w 2006 roku wykonano nowe płyty pod posadzkowe. Grubość wykonanych płyt żelbetowych zbrojonych  $30 \div 35$  cm, grubość została zweryfikowana za pomocą odwiertów.

Ze względu na czas jaki upłynął od wybudowania obiektu należy przyjąć, iż grunt w poziomie posadowienia uległ konsolidacji. Wahania poziomu wód gruntowych będą wpływały na przemieszczenia ław fundamentowych, a także pośrednio na zarysowania ścian wewnątrz budynku. Wykonany drenaż opaskowy wokół budynku pełni bardzo ważną rolę w utrzymywaniu stałego poziomu wód gruntowych. Bezwzględnie należy utrzymywać wszystkie pompy drenażu w dobrym stanie technicznym i regularnie sprawdzać ich działanie. Zaleca się posiadanie pompy rezerwowej na wypadek awarii pomp istniejących. Drenaż nie zapewnia pełnego zabezpieczenia, ponieważ poziom wód gruntowych tylko w części zależy od skanalizowania lokalnych opadów. Istotne dla posadowienia budynku jest także utrzymywanie szczelnej nawierzchni z kostki betonowej na terenie otaczającym obiekt.

W trakcie wizji lokalnej zaobserwowano kilka niekorzystnych zjawisk związanych z odprowadzeniem wód deszczowych. Istniejące nawierzchnie chodników i dojazdów nie są ukształtowane w sposób pozwalający na bezpośrednie odprowadzenie wody do kanalizacji deszczowej. W najbliższym czasie należy zapewnić poprawę spadków, tak aby woda była odprowadzana w całości. Patrz zdjęcia nr 7,8,9.

Wykonano obliczenia sprawdzające ściany fundamentowe. Wykonanie płyt fundamentowych w poziomie posadzek piwnic zapewnia spełnienie warunków podstawowych - stanów granicznych nośności i użytkowości. Na rysunku zaznaczono strefę, w której wzmocnienie posadzek nie nastąpiło. Jest to część budynku pomiędzy osiami 13 a 16. Występują tu stare posadzki lastrykowe i kamienne. W najbliższym okresie, należy wykonać wzmocnienie analogicznie z istniejącą dokumentacją - „Projekt wykonawczy konstrukcji pt. Modernizacja budynku teatru im. W. Siemaszkowej – etap II – foyer, szatnie, zaplecze, wzmocnienie posadowienia obiektu wykonany przez inż. Kazimierza Fiszerę w 2005÷2006 r.”

Podsumowanie – fundamenty są w dobrym stanie technicznym, jednak rodzaj ich konstrukcji częściowo nie odpowiada występującym w podłożu grzutom. W części teatru (rejon dużej sceny), w której nie zostały wykonane prace modernizacyjne, konieczne jest ich wzmocnienie. Należy przyjąć rozwiązanie z istniejącego projektu wykonawczego lub zastosować inny rodzaj wzmocnienia np. wykonanie mikropali pod ścianami konstrukcyjnymi lub wzmocnienie podłoża grzutowego.

#### Ściany konstrukcyjne

Ściany murowane wykonano z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej w części najstarszej, oraz cementowo wapiennej w części wybudowanej po wojnie. Na 1 piętrze ściany zewnętrzne z cegły dziurawki. Grubość ścian od 30 do 87 cm.

Ściana frontowa od ulicy (oś 2) posiada zarysowania pionowe nad oknami parteru. Rozwartość rys jest minimalna  $0,1 \div 0,2$  mm. Okna parteru zostały dwukrotnie przebudowane.

Na zdjęciach z przed wojny nadproża łukowe, po wojnie wykonano poziome belki, a w 2006 roku przywrócono stan pierwotny ze sklepieniami łukowymi. Strop nad parterem w foyer jest gęstożebrowy monolityczny typu podobnego do stropu DZ, a więc stanowi usztywnienie i podparcie dla ścian.

Ściana boczna elewacji północno zachodniej (oś O i P) posiada zarysowania o małej rozwarłości od 0,1÷0,3 mm. Układają się one skośnie w jednym kierunku – obniżają się ku części budynku wykonanej w latach 50-tych XX wieku wykonanej na palach Wolfsholtza. Odmienne sposoby posadowienia obu części budynków wpływają na różną pracę ich konstrukcji – część starsza osiada mocniej od części dobudowanej. Zarysowania te występują w części budynku, w której nie wykonano płyt fundamentowych a ponad to występuje w niej strop kleina nie posiadający wieńca, stanowiący słabsze od żelbetowego usztywnienie ściany. Zaleca się wymianę warstw stropu ze względu na poprawę parametrów akustycznych. Należy rozważyć wymianę konstrukcji stropu z wykonaniem wieńca, który wzmocni istniejącą ścianę..

Podczas prac modernizacyjnych w 2006 r., do ściany zewnętrznej (os O/9÷11) dostawiono przedsionek z windą dla osób niepełnosprawnych. Na obecną chwilę, bryła „dobudówki” oddzieliła się od części głównej budynku, tworząc rysy na styku ścian, zwiększające swoje rozwarcie w kierunku pionowym w górę w zakresie od 1 do 8 mm. Z racji ograniczonych możliwości, nie wykonano w omawianym miejscu odkrywek fundamentów. Nie odnaleziono również dokumentacji przedsionka, trudno więc jest mówić o jednoznacznych przyczynach. Z analizy archiwalnej dokumentacji zdjęciowej wynika, że proces powstawania „naturalnej dylatacji” nie ma charakteru postępującego. Należy rozważyć wzmocnienie istniejących fundamentów dobudówki ograniczające jej odchylanie się od bryły budynku głównego, lub ograniczyć się tylko do poprawy estetyki styku omawianych ścian przez zastosowanie systemowych listew dylatacyjnych po obu stronach przegrody. Należy także powiadomić serwis dźwigu osobowego o możliwych odchyłkach od pionu szybu windowego. Po sprawdzeniu odchyłek w szybie serwis podejmie decyzję o koniecznych regulacjach montażu urządzeń dźwigowych.

Na drzwiach ewakuacyjnych z poziomu szatni 2 w ścianie zewnętrznej (oś P~5) rysa rozwarłości od 0,1 do 0,2 mm razem z pęknięciem płyt piaskowca.

Ściany budynku posiadają pęknięcia „pajęczynowe” na całej ich powierzchni, w szczególności elewacja południowo zachodnia i południowo wschodnia. Rysy widoczne są z bliskiej odległości, ich rozwarłość wynosi do 0,1 mm. Ostukiwanie tynku świadczy o wielu odparzeniach i braku przyczepności do podłoża. Prawdopodobne przyczyny to brak właściwej warstwy łączącej pomiędzy wyprawą a starym murem, słaba przyczepność starego muru lub/i nie przestrzeganie wytycznych technologicznych przy wykonywaniu prac.

W ścianach zewnętrznych przy osi 16 występuje dylatacja pomiędzy częściami budynku. Zaleca się montaż systemowej listwy uszczelniającej styk obydwu części budynku. W chwili obecnej dylatacja ma szerokość 5 mm a jej przestrzeń uszczelniona jest płytą pilśniową, która pod wpływem wilgoci może mieć negatywny wpływ na tynk i elementy murowe.

Ściany obudowy sceny w roku 2006 zostały podwyższone o 2 ÷ 5 m, aby uzyskać przestrzeń na montaż mechaniki sceny i możliwość zmiany dekoracji. Nowe ściany wykonano z pustaków ceramicznych z rdzeniami żelbetowymi i poziomymi wieńcami.

Podsumowanie.

Sprawdzono nośność ścian i filarów. Wymiary i stan materiałów nie budzi zastrzeżeń. Występujące uszkodzenia wynikają ze różnicowanego stanu podłoża gruntowego i posadowienia budynków. Zarysowania ścian zostały pokazane na rysunkach elewacji.

## Ściany działowe

Zasadniczo ściany działowe wykonane są z płyt gipsowo kartonowych na stelażach stalowych. Tylko nieliczne ściany, które nie zostały zdemontowane, wykonane są z cegły ceramicznej dziurawki, kratówki i cegły pełnej. Ściany działowe są w dobrym stanie technicznym.

Podsumowanie – ściany działowe są w dobrym stanie technicznym, jedynie ściany i sufity drewniane z tynkiem na trzcinie wymagają wymiany na elementy współczesne, np. w lekkiej technologii gipsowo kartonowej.

## Stropy

W punkcie 2.1.29 zestawienia obciążeń, podano dopuszczalne obciążenia stropów budynku w kN, ( $1 \text{ kN/m}^2 \sim 100 \text{ kg/m}^2$ ).

### Stropy nad piwnicą

Pomiędzy osiami 2÷6 - część wejściowa szatni, 6÷13/N÷O - nad sanitariatami strop Kleina na belkach I180 co 105÷115 cm, płyta ceglana ciężka zbrojona bednarką 1,5x20 mm w co drugiej warstwie. Nad sanitariatami strop wzmocniony poprzez dodanie poniżej stropu jednej belki prostopadłej I200 widocznej w przestrzeni sufitu podwieszanego.

Pod widownią w osiach 6÷13/I÷N strop kolebkowy ceglany na siatce słupów ceglanych 250x275 cm. Słupy połączone łukowymi nadprożami. Pomieszczenia centrali wentylacyjnej i wymiennikowni zostały pogłębione o 90÷110 cm w stosunku do pierwotnego poziomu posadzki budynku.

W osiach 15÷16/H÷M – pomieszczenia elektryków częściowo występuje strop żelbetowy wzmocniony podwójnymi widocznymi ceownikami 160 do podparcia ruchomego koła scenicznego. Pusta przestrzeń nad ceownikami (1÷2) cm powoduje, że nie podpierają one bezpośrednio płyty stropu. Należy takie podbicie wykonać po usunięciu tynku na styku stropu z ceownikami.

W osiach 14÷16/N÷O – hol z portiernią strop płytowo żebrowy, rozstaw widocznych żebrow 243 cm.

W osiach 16÷19/H÷M – stolarnia i malarnia strop Akermana gr. 20÷21 cm, pustaki wys. 15 cm żebra co 30÷31 cm, zbrojenie w najdłuższym prześle – pręt okrągły gładki  $\phi$  22.

W osiach 17÷18/M÷O – magazyn, strop żelbetowy monolityczny płytowo żebrowy, podciąg w osi 18 o wym. 42x69 cm podpira ścianę konstrukcyjną klatki schodowej, zbrojenie dołem 5 szt.  $\phi$ 22 gładkie. Żebra o przekroju widocznym 16x43 cm.

W osiach 18÷19/M÷O – magazyn, strop na belkach stalowych z wypełnieniem płytami żelbetowymi prefabrykowanymi, strop został wzmocniony poprzez dodanie widocznych belek stalowych obudowanych wełną mineralną. Belki stropu - dwuteowniki I160 co 73÷105 cm, od spodu dodane trzy belki wzmacniające I220 co 250 i 257 cm.

Podsumowanie – stropy nad piwnicami są w dobrym stanie technicznym, jedynie stropy szatni w osiach 2÷13/N÷P są zarysowane wzdłuż belek. Stropy te nie zostały wymienione w 2006 roku. Nośność stropów nie jest przekroczona.

### Stropy nad parterem

Pomiędzy osiami 2÷5/H÷N – bufet i hol kasowy, strop na belkach stalowych z wypełnieniem z prefabrykatów żelbetowych WPS. Rozstaw belek I180 co 112 cm.

Pomiędzy osiami 5÷6/H÷N – foyer, strop gęstożebrowy monolityczny typu podobnego do DZ, pustaki betonowe wysokości 18 cm o kształcie łupiny, całkowita grubość stropu 28÷30 cm.

Pomiędzy osiami 2÷6/N÷P – hol główny i schody, strop na belkach stalowych z wypełnieniem z prefabrykatów żelbetowych WPS. Rozstaw belek podrzędnych I200 co 110÷115 cm. Dwie belki główne dwuteowe I400. Rozpiętości belek w świetle podpór 733 cm. Belki w rozstawie co 300 cm podpierają dwuteowniki I180.

Pomiędzy osiami 6÷13/N÷O – kuluary, strop na belkach stalowych z wypełnieniem z prefabrykatów żelbetowych WPS. Rozstaw belek dwuteowych I240 co 110÷115 cm, rozpiętość w świetle podpór 606 cm. Z informacji pracowników teatru ustalono iż stropy WPS powstały w 2006 r. w miejsce istniejących stropów na belkach drewnianych 24x24 cm.

Pomiędzy osiami ~6÷~9/I÷N płyta stropu balkonu nad widownią, strop żelbetowy monolityczny z ukształtowanym spadkiem, płyta gr. 20 cm zbrojona stalą gładką  $\phi$  12.

W osiach 18÷19/M÷O – pom. dekoracji sceny i pom. maszynistów, strop żelbetowy monolityczny płytowo żebrowy z żebrami widocznymi 16x43 cm. Rozstaw żebrow 95 cm, zbrojenie dolne 2x  $\phi$ 14 i 1x  $\phi$ 18 odgięty nad podporami. Rozpiętość żebrow 697 cm, jedno żebro rozdzielcze w środku rozpiętości. Strzemiona żebrow  $\phi$ 5 co 15/25 cm. Stal gładka, klasę betonu na podstawie wyglądu i oporu stawianego podczas wykonywania odkrywek oceniono na B15. Zbrojenie dolne płyty pomiędzy żebrami co 10÷12 cm.

W osiach 18÷19/L÷M – komunikacja sceny z podwórzem, strop monolityczny Akermana, rozstaw żeber co 30÷31 cm, zbrojenie dolne  $\phi 10$  stal gładka, pustaki wysokości 18 cm, rozpiętość w świetle 339 cm. Klasę betonu na podstawie wyglądu i oporu stawianego podczas wykonywania odkrywek oceniono na B15.

Podsumowanie – stropy nad parterem są w dobrym stanie technicznym.

## Stropy nad 1 piętrem

Pomiędzy osiami 1÷5/N÷K - foyer balkonu, strop na belkach stalowych z poszyciem w konstrukcji drewnianej. Belki stalowe z ceowników 300 o rozpiętości w świetle 504 cm i rozstawie co 220 cm podpierają ściankę kolankową więźby dachowej, która jest odsunięta z płaszczyzny ściany zew. o 95 cm. Odsuniecie stworzyło możliwość odwodnienia dachu przy zastosowaniu ozdobnej attyki.

Konstrukcja podłogi pomieszczenia powyżej jest niezależna od konstrukcji podpierającej ściankę kolankową i składa się z głównych belek z podwójnych ceowników C200 podpierających belki drewniane o różnych przekrojach 16x16, 18x18, 10x24 cm. Belki w rozstawie co około 1 m nie są okorowane. Poszycie z desek stanowi podłogę pomieszczenia archiwum.

Przestrzeń całego stropu ma 134 cm wysokości razem z podwieszonym sufitem gipsowo kartonowym na własnym stelażu.

W osiach 2÷6/N÷P – sala prób, strop na belkach drewnianych 24x24 cm w rozstawie co 102 cm, poszycie stropu z desek gr. 38 mm. Rozpiętość stropu w świetle 741 cm. Strop jest niezależną konstrukcją nie obciążoną wyższymi podłogami oraz dachem. Nad stropem wykonano podłogę pomieszczenia magazynu i centrali wentylacyjnej – strop na belkach stalowych przykryty płytkami korytkowymi. Belki podrzędne C180 i I180 co 130 cm.

W osiach 6÷13/N÷O – pomieszczenia krawcowych, kierownika technicznego, kabina elektryczno akustyczna, sufit na belkach stalowych dwuteowych I180 co 245÷250 cm, poszycie belek z desek gr. 32 mm. Jest to podłoga techniczna nie obciążona dachem oraz wyższym stropem sali Szajny, do podłogi zamocowano jedynie sufity podwieszane gipsowo kartonowe na ruszcie stalowym. Całkowita grubość podłogi to 43 cm.

W osiach 5÷13/K÷N – galeria Szajny, strop na belkach stalowych dwuteowych podrzędnych I240 co 113÷117 cm, wypełnienie z płyt korytkowych wysokości 10 cm + 3 cm warstwy nadbetonu z wykończeniem żywicą. Od spodu strop ocieplony wełną mineralną opartą na deskowaniu ażurowym. Belki główne podpierające belki I240 to poczwórne dwuteowniki I300 oparte na ścianach w osiach „I” i „N”. Rozpiętość belek 4x I300 to 1139 cm w świetle, rozstaw 504 cm.

W osiach 6÷15/I÷N – sufit nad widownią, strop na belkach stalowych dwuteowych I400 w rozstawie co 320 cm, rozpiętość w świetle 1107 cm, belki obudowane podwójnie płytami gipsowo kartonowymi, pomiędzy belkami stelaż podrzędny z dwuteowników I80 co 62,5 cm. Ocieplenie gr. 15 cm z wełny mineralnej i podwieszony sufit na stelażu stalowym ocynkowanym 2x12,5 mm. Dodatkowo poniżej sufitu występują dwie kratownice łukowe utrzymujące pomost oświetleniowy oraz kratownice prostopadłe nad proscenium. Kratownice łukowe: pas górny HEB180, pas dolny HEB100, słupki i krzyżulce rury okrągłe 76/4 mm. Wysokość kratownicy 163 cm, rozpiętość 1107 cm. Słupki co 110 cm. Kratownice prostopadłe do okna scenicznego nad proscenium o pasach równoległych, kratownice opierają się nad oknem scenicznym i na kratownicy łukowej. Pas dolny i górny z dwuteownika I80, krzyżulce z rury okrągłej 40/3 mm, rozpiętość kratownicy 690 cm, rozstaw co 200 cm, kratownice służą do montażu belek oświetleniowych.

W osiach 14÷16/N÷P – strop nad kieszenią sceny – warstwowy. O spodu na belkach drewnianych 24x24 cm w rozstawie co ~100 cm, poszycie od dołu z desek gr. 25 mm i tynk na trzcinie. Górna warstwa stropu kleina, płyta ciężka z wypełnieniem z gruzu gr. 15 cm. Warstwa wykończeniowa z wykładziny PCV na płytach osb gr. 18 mm, deskowaniu gr. 3 cm na legarkach 10 x 10 cm. Maksymalne ugięcie wierzchu podłogi to 32 mm, strop ze spadkiem w stronę osi N.

W osiach 18÷19/H÷M – nad garderobami i klatką schodową strop Akermana, pustaki ceramiczne wysokości 18 cm z żebrami co 30÷31 cm, wysokość stropu 24 cm. Zbrojenie stropu przy rozpiętości 557 cm  $\phi 20$ , przy rozpiętości 340 cm  $\phi 12$ . W garderobie 2-20 dodatkowo sufit podwieszany na stelażu stalowym ocynkowanym 14 cm poniżej stropu.

W osiach 17÷19/M÷O – garderoby, magazyn i sanitariaty, strop żelbetowy monolityczny płytowo żebrowy. Rozstaw żeber 95 cm, zbrojenie dolne 2x  $\phi 12$  i 1x  $\phi 18$  odgięty nad podporami. Rozpiętość żeber 701 cm, jedno zebro rozdzielcze w środku rozpiętości. Strzemiona żeber  $\phi 5$  co

15/25 cm. Stal gładka. Zbrojenie dolne płyty pomiędzy żebrami co 10÷12 cm – dane na podstawie dokumentacji archiwalnej projektu rozbudowy z 1954 roku.

Podsumowanie – stropy nad I piętrzem są w dobrym stanie technicznym. Wzmocnienia wymagają połączenia elementów stalowych stropu galerii Szajny oraz połączenia konstrukcji dachu ze stropem.

## Schody

W budynku są cztery klatki schodowe. Klatka nr 1 ogólnie dostępna dla widzów z foyer, łącząca szatnie z balkonem i galerią Szajny. Klatki nr 2 i 3 przylegające do sceny i obsługujące garderoby i magazyny. Klatka 4 prowadząca do galerii Szajny i łącząca kuluary z portiernią.

### Konstrukcja klatki schodowej nr 1

Schody żelbetowe monolityczne trójbiegowe oparte na trzech ścianach, wykończone płytami kamiennymi. Przedłużeniem schodów na 1 piętro do galerii Szajny są schody w okładzinie drewnianej na konstrukcji stalowej.

### Konstrukcja klatek schodowych nr 2, 3, 4

Schody żelbetowe monolityczne płytowe na belkach spocznikowych. Płyty biegów schodowych grubości od 10 do 14 cm, zbrojenie gładkie dołem  $\phi 10$  co 10÷12 cm. Płyty spoczników grubości 8 cm, zbrojenie gładkie dołem  $\phi 10$  co 10÷12 cm. Belki spocznikowe 22 x 30 ÷ 40 cm zbrojone 4  $\phi 14$  lub 5  $\phi 12$ . Schody wykończone lastriko i tynkiem cementowo wapiennym.

### Schody wejściowe do szatni

Płyty biegowe monolityczne płytowe oparte na gruncie (gruzobeton), spoczniki – płyty żelbetowe jednokierunkowo zbrojone oparte na bece krawędziowej. Schody wykończone płytami kamiennymi.

### Schody zewnętrzne prowadzące na sceną L÷M/19

Schody wymagają generalnego remontu. Zniszczone jest zbrojenie płyt żelbetowych. Zaleca się rozbiórkę schodów do poziomu terenu i budowę nowej konstrukcji. Po rozbiórce części nadziemnej należy sprawdzić stan techniczny istniejących fundamentów.

Podsumowanie – schody wewnętrzne są w dobrym stanie technicznym. Schody zewnętrzne przy scenie głównej należy wyremontować. Klatka schodowa nr 4 wymaga napraw w posadzce lastriko. Na klatce nr 4 w miejscach styku budynków należy wykonać listwy dylatacyjne.

## Dach

Dach składa się z czterech zasadniczych części.

Części 1 pomiędzy osiami 1 a 15 jest konstrukcją wieszarową.

Część 2 pomiędzy osiami 15÷18/H÷M to nowe zadaszenie z kratownic stalowych.

Cześć 3 pomiędzy osiami 15÷18/M÷O to pozostawione sklepienie żelbetowe nad którym znajduje się drewniana więźba dachowa.

Cześć 4 pomiędzy osiami 18÷19/H÷O to konstrukcja drewniana krokwiowo płatwiowa z dwoma rzędami płatwi.

Część 1 nad salą Szajny i wokół, została przebudowana w 2006 roku. Nie wymieniono więźby znajdującej się wewnątrz galerii Szajny i głównych wiązarów dachu. Przed 2006 rokiem pokrycie dachu stanowiła dachówka ceramiczna zakładkowa. Dach posiada trzy płatwie: dwie płatwie pośrednie i jedną kalenicową. Trzy rzędy słupów po 8 szt. w rzędzie podpierają płatwie. Dodatkowe dwa rzędy słupów w części frontowej podpierają skrajne krokwie koszarowe. Krokwie i poszycie z łąt zostały zrobione z nowej tarcicy impregnowanej zanurzeniowo na budowie. Pokrycie z blachy tłoczonej na kształt dachówki. Kilka elementów drewnianych wewnątrz galerii zostało porażone przez owady, uszkodzenia są widoczne i pokazano je na załączonych zdjęciach. Krokwie 8 x 14 cm co 90 ÷ 100 cm, płatwie 18 x 21 cm, słupy 16 x 16 ÷ 18 x 18 cm, kleszcze 2 x

10 x 24 cm, belki stropu ~24 x 24 cm, zastrzały 18 x 18 cm, murlaty 14 x 17 cm, miecze 13 x 13 cm. Murlaty w części z attyką opierają się na wieńcu żelbetowym 20x35 cm podpartym przez słupki żelbetowe 20x20 cm ustawione na konstrukcji stalowej w postaci podwójnych ceowników 300. Belki starego stropu zostały zabezpieczone przed nadmiernym ugięciem poprzez dodanie obustronne podwójnych belek dwuteowych I300. Nie ma jednak widocznych miejsc, w których belki drewniane bezpośrednio są podwieszone do belek stalowych – występuje luz montażowy (1 ÷ 3 cm) pomiędzy wieszakami a belkami drewnianymi. Elementy drewniane wbudowane w 2006 roku zostały zarażone przez owady w częściach słabszych przekrojów i miejscach z pozostawioną korą. Należy elementy te wymienić na nowe strugane i zaimpregnowane ciśnieniowo.

Cześć 2 - konstrukcja stalowa kratownicowa nad sceną, tworząca tzw. pudło sceny. Kratownice stalowe o zmiennej wysokości ze względu na kopertowy dach. Maksymalna wysokość kratownic w szczycie 275 cm, najniższa kratownica  $h_{max} = 235$  cm Pokrycie z papy na deskach grubości 25 mm. Kontrłaty na dźwigarach 6x6 cm. Kratownice rozpiętości 12,20 m w rozstawie co 220 cm. Pas dolny - połówka dwuteownika IPE 300 (150x150 mm, średnik 7,2 mm, półka 10,6 mm), pas górny rura kwadratowa 120x120x5 mm, krzyżulce rura kwadratowa 80x80x5, słupki rura kwadratowa 70x70x4 mm. Rozstaw osiowy słupków kratownic 170 cm. W płaszczyźnie pasa dolnego kratownic pomosty z ażurowych krat typu Wema (płaskowniki 30 x 2 mm) oparte na ceownikach 120 co 100 cm. Ceowniki stanowią również podparcie dla kół przewojowych mechaniki sceny. Kratownice stężone w środku przęsła i na skrajnych słupkach skratowaniami „X” z rur kwadratowych 70x70 mm. Dopuszczalne obciążenie pomostów w płaszczyźnie pasa dolnego 250 kg/m<sup>2</sup>. Stalowa konstrukcja dachu nie jest zabezpieczona pożarowo.

Cześć 3 dachu nad magazynem mebli, magazynem, obuwia i klatką schodową nr 4. Dawne sklepienie żelbetowe łukowe obciążone drewnianą konstrukcją dachu w dwóch rzędach słupów na podwalinach. Sklepienie żelbetowe ma zmienną grubość od 15 cm przy podporze do 13 cm w miejscu oparcia na ścianie. W wieńcu podporowym sklepienia zatopione są ściągi stalowe z podwójnych ceowników 100 podwieszonych do płyty żelbetowej. Rozstaw ściągów co 160 ÷ 170 cm. Zbrojenie płyty wg dokumentacji archiwalnej – południkowe z mniejszą otuliną  $\phi 8$  co 8 cm, rozdzielcze wewnętrzne  $\phi 6$  co 25 cm, beton 170 at, stal 2300 at. Krokwie dachu 7 x 12 cm co 85÷90 cm z pokryciem zostały wymienione w 2006 r. Dodano ocieplenie w płaszczyźnie krokwi i paroizolację. Słupki 13 x 14 cm, płatwie i podwaliny 14 x 14 cm, miecze 7,5 x 12 cm, zastrzały 2x 5x12 pozostawiono oryginalne z około 1954 roku. Około 10 % elementów posiada korozję przypowierzchniową spowodowaną przez owady. Zniszczeniu uległy elementy nie okorowane.

Cześć 4 nad magazynem rekwizytów. Wieżba dachowa krokwiowo płatwiowa z zastrzałami. Dwa rzędy płatwi pośrednich i płatew kalenicowa przylegająca do ściany w osi 18. Krokwie dachu 7 x 12 cm co 85÷90 zostały wymienione cm z pokryciem w 2006 r. Dodano ocieplenie w płaszczyźnie krokwi i paroizolację. Słupki 13 x 14 cm, krawężnice 7,5 x 11 cm, płatwie i podwaliny 14 x 14 cm, miecze 7,5 x 12 cm, zastrzały 2x 5 x 12 – elementy te pozostawiono oryginalne z około 1954 roku. Słupki przechodzą przez kondygnację niższą – 1 piętro i opierają się na stropie Akermana. Słupki na siatce 275 cm x 203 cm (3x3 – 9 szt.). W pomieszczeniu magazynu obudowane są do wymiary 35x35 cm. Około 10 % elementów dachu posiada korozję przypowierzchniową spowodowaną przez owady.

Podsumowanie – konstrukcje dachów są w zadowalającym stanie technicznym. Znaczna część konstrukcji drewnianych zarażona jest korozją biologiczną – owadami. Wewnątrz galerii Szajny jest to 20% elementów. Występuje korozja powierzchniowa, ale osłabia elementy zmniejszając ich przekrój czynny. Podczas remontu w 2006 roku wymieniono wszystkie krokwie budynku Sokoła ale nie wymieniono pozostałych elementów konstrukcji dachu. W galerii Szajny należy konstrukcję drewnianą połączyć z konstrukcją stalową stropu Galerii. W chwili obecnej połączenie nie jest wykonane.



### 1.3.4. Opis budynku małej sceny – „Holcerówki”

#### Fundamenty

Ławy fundamentowe ceglane o szerokości ścian piwnicznych. Według dokumentacji projektu drenażu z 1999 roku ławy zagłębione około 85 cm poniżej istniejącego poziomu posadzek piwnic. Po roku 1999 wykonano drenaż wokół budynku małej sceny i instalację kanalizacyjną kawiarni podłączając je do studzienek zlokalizowanych w południowym narożniku budynku.

Podsumowanie – fundamenty są w dobrym stanie technicznym.

#### Ściany konstrukcyjne

Ściany murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej – część najstarsza - parter, oraz cementowo wapiennej – część nadbudowana po II wojnie światowej. Ściany grubości od 30 do 72 cm. Ściany są w dobrym stanie technicznym. Jedyne zarysowania zauważone na elewacjach o rozwartości do 0,3 mm występują w osi B/8 nad drzwiami wejściowymi do budynku oraz w osi 10/E nad oknem piwnic.

Budynek posiada uszkodzenia elementów sztukaterii elewacji frontowej w rejonie podcienia. Zmiany te spowodowane są zaciekaniami wody na elewację i niszczącym działaniem zmiany temperatur i/ lub niewłaściwym wykonaniem elementów dekoracyjnych. Należy wykluczyć także możliwość występowania nieszczelności w rejonie obróbek blacharskich i zaciekanie warstw stropu powyżej podcienia.

Podsumowanie – sprawdzono nośność filarów ścian, ściany są w dobrym stanie technicznym.

#### Ściany działowe

Zasadniczo większość ścian wydzielających pomieszczenia to ściany murowane z cegły ceramicznej pełnej konstrukcyjne mające kontynuację w piwnicach. Są to ściany grubości powyżej 25 cm. Tylko na poddaszu ściany wydzielające pomieszczenia, oraz na 1 piętrze ściany wydzielające łazienki i kabinę w lekkiej technologii gipsowo kartonowej.

Podsumowanie – ściany działowe są w dobrym stanie technicznym.

#### Stropy

##### Stropy nad piwnicą

Stropy ceglane kolebkowe w postaci sklepień zaglasytch. Część łukowych nadproży odsłonięta ukazuje wysoką jakość wykonania ówczesnych murów.

Podsumowanie – stropy są w dobrym stanie technicznym.

##### Stropy nad parterem

Stropy drewniane na belkach 20x24 cm co około 100 cm. Warstwy patrząc od dołu: płyty gipsowo kartonowe pojedynczo na stelażu stalowym ocynkowanym, pustka powietrzna gr. 10 cm, tynk na trzcinie, deskowanie pełne 25 mm, drewniane belki stropu wys. 24 cm, deskowanie pełne 25 mm, pustka powietrzna 50 cm, w pustce nad pomieszczeniem sekretariatu belki stalowe dwuteowe I160 co 80 cm, na belkach legary 10x10 cm i podłoga z desek gr. 25 mm dodatkowo ślepa podłoga oparta na stopkach belek stalowych gr. 25 mm.

Nad pomieszczeniem dyrektora i działu marketingu nie występują dodatkowe belki stalowe tylko podłoga na legarach 7x14 cm wspartych na niższych belkach. W przestrzeni pustki 50 cm dawne ukształtowanie podestu sceny dwa stopnie wykończone lakierowanymi deszczułkami dębowymi. W 1/3 podłogi na stropie z belek 20x24 cm gruz ceglany do 5 cm grubości. Cały strop nad parterem ma grubość 104 cm, co jest uzasadnione względami akustycznymi – oddzielenie sceny od pomieszczeń biurowych poniżej.



### **Stropy nad 1 piętrem**

Stropy warstwowe. W górnej części drewniane na belkach 18x24 cm co około 100 cm. Poszycie podłogi z trzech warstw desek układanych krzyżowo – 3 + 3 + 2,5 cm. Od spodu strop Kleina z płytą ceglana ciężką, dodatkowo sufit podwieszany z płyt gipsowo-kartonowych na profilach stalowych.

### **Stropy nad poddaszem**

Strop płaski poddasza nad księgowością i pokojami gościnnymi. Strop na belkach stalowych z wypełnieniem w postaci płyt żelbetowych gr. ~12 cm, strop ocieplony pianką gr. 4 cm z warstwą dociskową szlichty gr. 3 cm. Nad stropem dach płaski na krokwiach z deskowaniem pełnym pokryty papą termozgrzewalną.

Podsumowanie – stropy budynku Holcerówki są w dobrym stanie technicznym.

### **Schody**

W budynku jest jedna klatka schodowa prowadząca z parteru na 2 piętro. Do piwnic można wejść od ulicy schodami w dół i od podwórza z ogródka restauracyjnego. Poddasze i 2 piętro połączone są schodami stalowymi. Budynek połączony jest na 1 piętrze z klatką schodową budynku Sokoła.

### **Konstrukcja klatki schodowej**

Schody żelbetowe monolityczne trójbiegowe oparte na trzech ścianach i belkach stalowych ułożonych wzdłuż biegów schodowych i zakotwionych w ścianach. Schody wykończone płytami kamiennymi. Grubość płyt biegowych i spoczników może wskazywana to iż belki poniżej zostały dodane jako wzmocnienie podczas remontu.

Schody na poddasze na konstrukcji stalowej. Stalowe belki policzkowe podpierają stopnie w ramach z kątowników wypełnionych lastriko.

Schody łączące z budynkiem głównym żelbetowe płytowe wykończone lastriko

Podsumowanie – schody są w dobrym stanie technicznym.

### **Dach**

Dach składa się z dwóch części dzielących budynek na pół. W części biurowej w osiach 4÷7/B÷F dach płaski kopertowy pokryty papą termozgrzewalną. W części od podwórza - osie 7÷10/B÷F dach spadzisty pokryty blachą płaską na rąbek stojący. Blacha ocynkowana wymieniona w ostatnich latach.

Dach płaski posiada deskowanie pełne na krokwiach i krokwiach kosзовych. Dach spadzisty krokwiowo płatwiowy, krokwie 14 x 16 cm, płatwie 16 x 16 cm, zastrzały 10 x 12 cm, podwaliny 12 x 16 cm, słupki 14x14 cm, deskowanie ażurowe, pokrycie z blachy płaskiej. Dach spadzisty posiadał nieszczelności, krokwie i deskowanie w kilku miejscach nosi ślady wcześniejszego zwilgocenia i rozwoju pleśni.

Podsumowanie – dach jest w dobrym stanie technicznym. Elementy konstrukcji zniszczone przez korozję biologiczną należy wymienić. Można bezpiecznie założyć iż jest to 20 % więźby dachowej.

## **1.3.5. Opis łącznika budynków**

### **Fundamenty**

Ławy fundamentowe ceglane o szerokości ścian piwnicznych.

## Ściany konstrukcyjne

Ściany murowane z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej, ściany 1 piętra nadbudowane w 1964 roku z cegły dziurawki.

## Ściany działowe

Ściany z cegły ceramicznej dziurawki gr. 6,5 cm.

## Stropy

Stropy Kleina na belkach stalowych z wypełnieniem płytą ceglana ciężką. Rozpiętość w świetle 230 ÷ 260 cm, wykończenie z klepki dębowej.

## Schody

Żelbetowe monolityczne płytowe na 1 piętrze, schody łączą budynek administracyjny z klatką schodową budynku Sokoła.

## Dach

Stropodach pełny Kleina na belkach stalowych z wypełnieniem płytą ceglana ciężką. Belki dwuteowe I120 co 145 cm. Izolacja z supremy gr. 5 cm, warstwa spadkowa z żużlobetonu 10÷40 cm, pokrycie z papy termozgrzewalnej na szlichcie wyrównawczej gr. 3 cm.

Podsumowanie – elementy konstrukcji łącznika są w dobrym stanie technicznym. Naprawy wymagają tynki w miejscach dawnych przecieków dachu.

## 1.4. Warunki gruntowo wodne

Warunki geotechniczne opisano na podstawie:

- Badania podłoża gruntowego sondą CPTU dla Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie wykonane przez mgr inż. Marek Gnida, mgr inż. Rafał Gwóźdź, mgr inż. Ryszard Śmieszek w kwietniu 2006 r.
- Ekspertyzy technicznej do projektu posadowienia modernizacji istniejącego teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie sporządzona przez inż. Bogdana Krukowskiego w lutym 2006
- Dokumentacji geologiczno-Inżynierskiej dotyczącej ustalenia warunków posadowienia obiektów budowlanych przebudowy i rozbudowy Teatru im. W. Siemaszkowej w Rzeszowie - mgr inż. Leszek Bardel, Tarnów wrzesień 2004 r.
- Ekspertyzy geotechnicznej dotyczącej warunków gruntowo wodnych wzdłuż południowo zachodniej ściany budynku administracyjnego Teatru im. Wandy Siemaszkowej w Rzeszowie, opracowana przez mgr inż. Wojciecha Napiórkowskiego i Szymona Jakubowskiego w październiku 1996 r.

Teren na którym posadowiony jest budynek stanowi fragment lewobrzeżnego tarasu rzeki Wisłok, która przepływa w odległości 1 km na wschód. Rzędna koryta Wisłoka 190 m n.p.m. Rzędne terenu wokół budynku 205 ÷ 206 m n.p.m. Przez teren działki przebiega dawne koryto rzeki Mikośka, która jest skanalizowana poza obrysem budynku. Wcześniej podwójny kanał przebiegał pod budynkiem – sceną. Obecnie jest nieczynny.

Podłoże gruntowe w badanym terenie jest uwarstwione, zbudowane z gruntów antropogenicznych, osadów rzecznych i zastoiskowych.

Warstwy geotechniczne można podzielić na:

**1** – nasypy niekontrolowane, mało spoiste i średnio spoiste z gruzem budowlanym, zalegają one powyżej poziomów posadowienia fundamentów, gęstość objętościowa 2 kN/m<sup>3</sup>

**2a** - grunty organiczne rodzime, twar doplastyczne i plastyczne namuły na pograniczu gruntów średnio spoistych próchnicznych o zawartości części organicznych około 5%. Miąższość od 0,6 do 2,7 m.

**2b** - grunty organiczne rodzime, plastyczne namuły organiczne z okruchami zbutwiałych roślin i wkładkami torfowymi oraz skupiskami kredy jeziornej. Zawartości części organicznych około 15%. Miąższość od 0,0 do 2,3 m poniżej warstwy 2a.

**3** – grunty mineralne i próchniczne rodzime mało spoiste, twar doplastyczne pyły i pyły piaszczyste, są to osady wód wolno płynących, wierzch tej warstwy kształtuje się na rzędnych 202,4 ÷ 197,16 m n.p.m, a spód około rzędnej 192 m n.p.m. Miąższość około 8 m. Poniżej tych warstw znajdują się grunty nośne żwirowo piaszczyste tj. na rzędnej 192,2 m n.p.m. W tych gruntach pale rozbudowy budynku od strony południowej, która miała miejsce w latach pięćdziesiątych.

Podstawowe parametry warstwy 2a:

$N_{10} = 4,0 - 16,8(1)$  średnio 8,68(1)  
 $I_D = 0,26 - 0,61(1)$  średnio 0,42(1)  
 $I_L = 0,25 - 0,35(1)$  średnio 0,27(1)  
 $\tau_{max} = 25 - 50(kPa)$  średnio 36,72 (kPa)  
 $\sigma_{max} = 60 - 180(kPa)$  średnio 100 (kPa)  
 $I_{om} = 5 - 10(\%)$  średnio 6,25(%)  
 $\varsigma = 1,90 - 1,95(tm^{-3})$  średnio 1,94( $tm^{-3}$ )  
 $\varphi_u = 11,5 - 12,5(\varphi)$  średnio 11,9( $^\circ$ )  
 $C_u = 16,0 - 19,0(kPa)$  średnio =17,6(kPa)  
 $M = 16000$  (kPa)  
 $M_o = 10000$  (kPa)  
 $E_o = 7000$  (kPa)

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

Symbol konsolidacji wg. PN-81/B-03020

= „C”

Podstawowe parametry warstwy 2b:

$N_{10} = 5,2 - 13,0(1)$  średnio 9,2(1)  
 $I_D = 0,33 - 0,55(1)$  średnio 0,46(1)  
 $I_L = 0,23 - 0,40(1)$  średnio 0,33(1)  
 $\tau_{max} = 20 - 40(kPa)$  średnio 25(kPa)  
 $\sigma_{max} = 40 - 100(kPa)$  średnio 65,7 (kPa)  
 $I_{om} = 10 - 32(\%)$  średnio 19,1(%)  
 $\varsigma = 1,63 - 1,70(tm^{-3})$  średnio 1,65( $tm^{-3}$ )  
 $\varphi_u = 10 - 14(\varphi)$  średnio 12( $^\circ$ )  
 $C_u = 12 - 16,0(kPa)$  średnio =13,7(kPa)  
 $M_o = 5100$  (kPa)

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

$$\gamma_m = 1 \pm 0,10$$

$E_o = 3570$  (kPa)

Symbol konsolidacji wg. PN-81/B-03020

= „C”

Podstawowe parametry warstwy 3:

$N_{10} = 20,2 - 22,0(1)$  średnio 20,8(1)

$I_D = 0,65(1)$  średnio 0,65(1)

$I_L = 0,20(1)$  średnio 0,20(1)

$\tau_{max} = 32 - 55(kPa)$  średnio 42,23(kPa)

$\sigma_{max} = 140 - 230(kPa)$  średnio 175,3 (kPa)

$I_{om} = 3(\%)$

$\zeta = 2,05(tm^{-3})$

$\varphi_u = 18 - 20,4(^{\circ})$  średnio 18,6(^{\circ})

$C_u = 12 - 16,0(kPa)$  średnio 13,7(kPa)

$M_o = 30000 (kPa)$

$M = 50000 (kPa)$

$E_o = 21000 (kPa)$

$\gamma_m = 1 \pm 0,10$

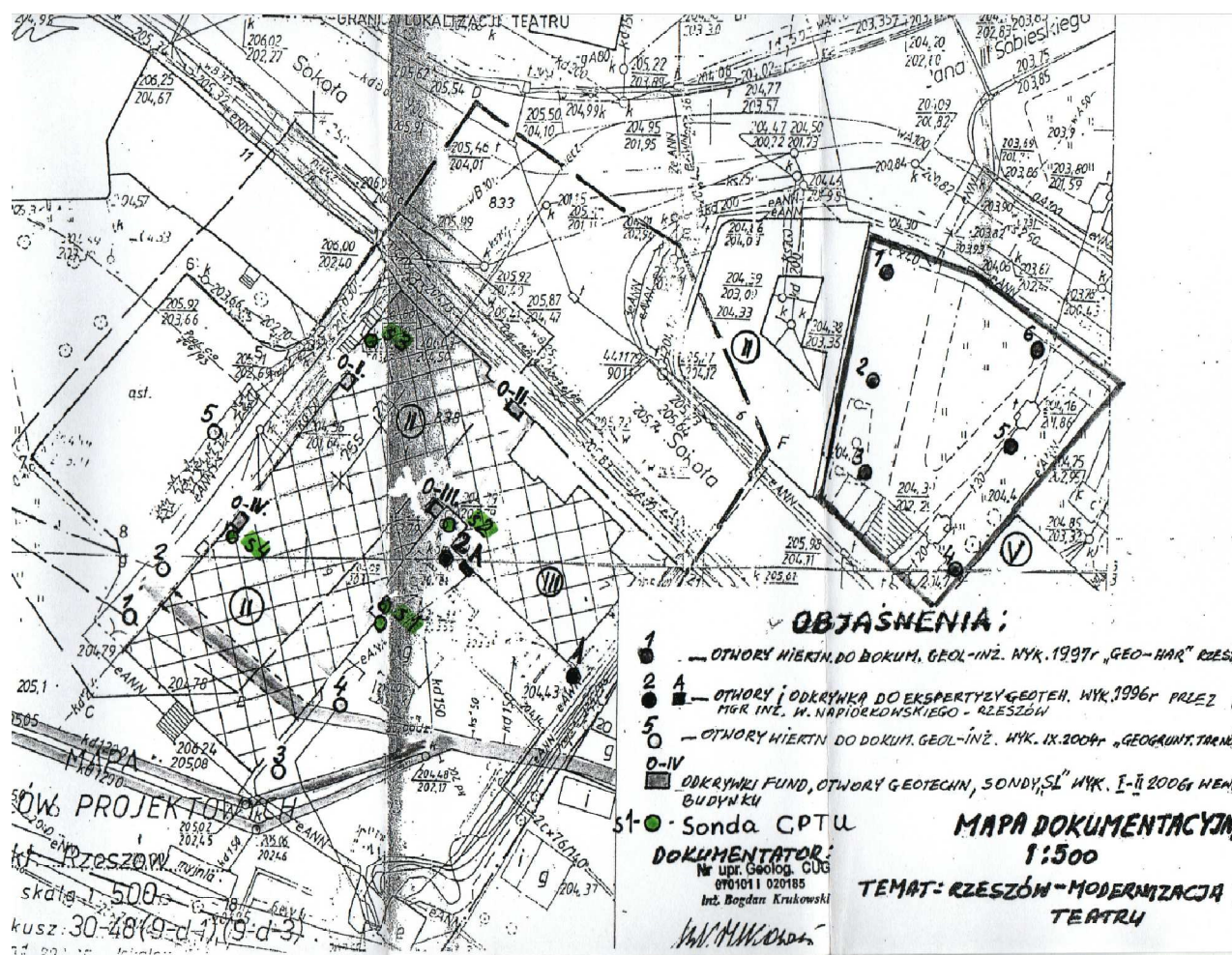
$\gamma_m = 1 \pm 0,10$

$\gamma_m = 1 \pm 0,10$

Symbol konsolidacji wg. PN-81/B-03020

= „B”

Poniżej przedstawiono mapkę sytuacyjną i przekroje geologiczne:





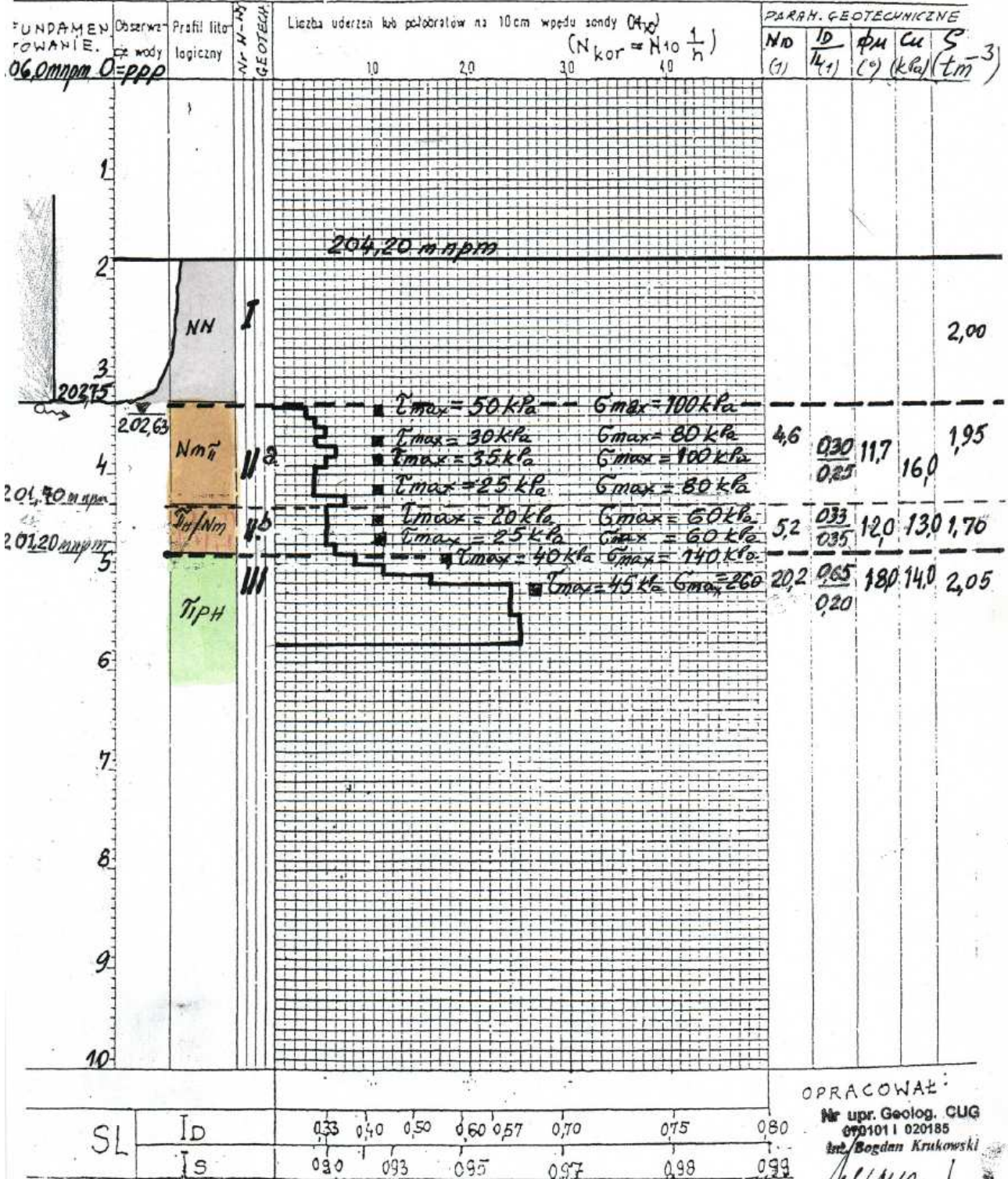
Nr upr. Geolog. CUG  
070101/1 020185  
Int. Bogdan Krukowski

# KARTA WYNIKÓW BADAN SONDA

Sonda nr 3-1  
Przy otw. 1  
Rzędna 204,20  
Data

SL

TEMAT: **RZESZÓW - MODERNIZACJA TEATRU**



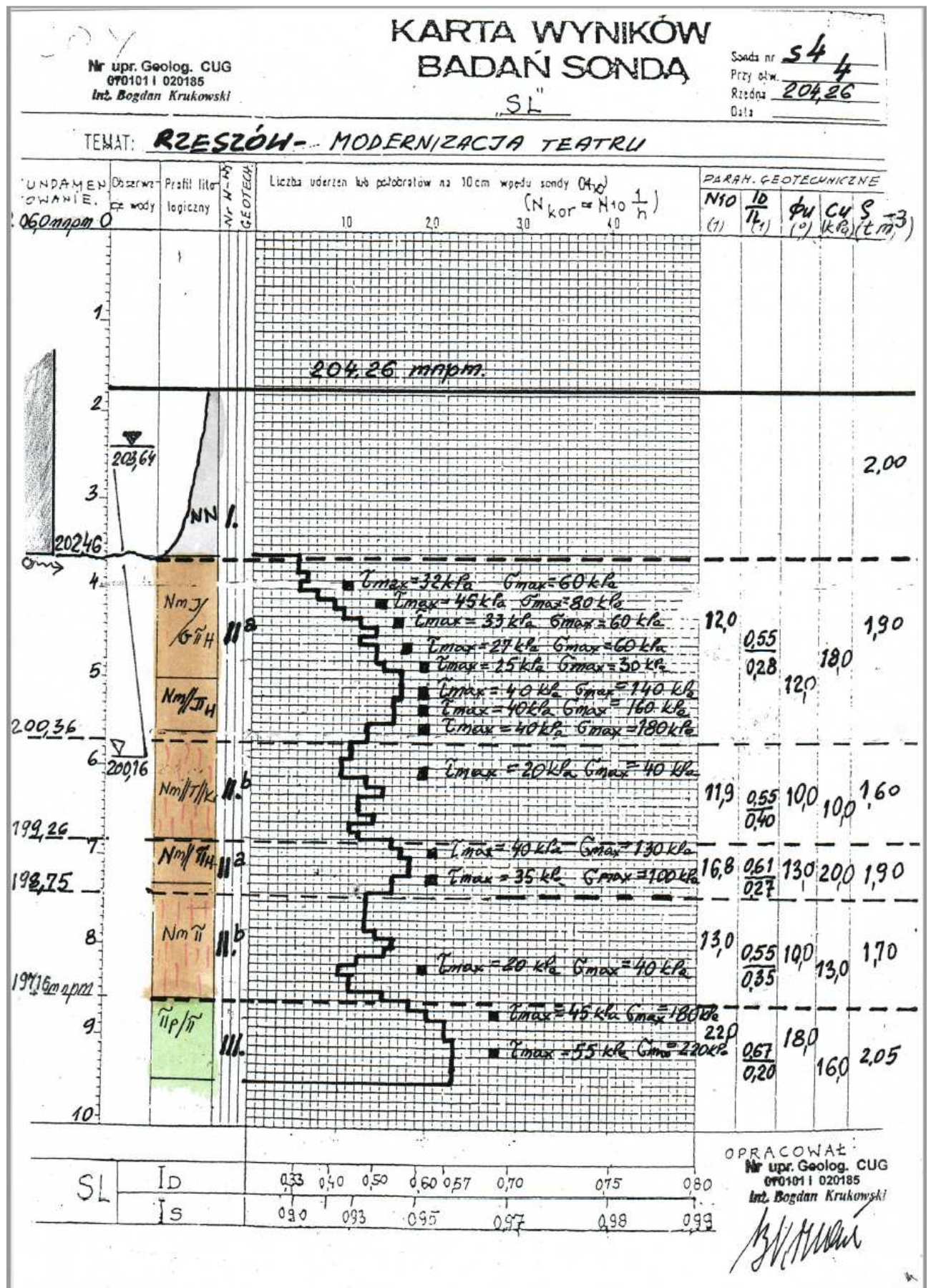






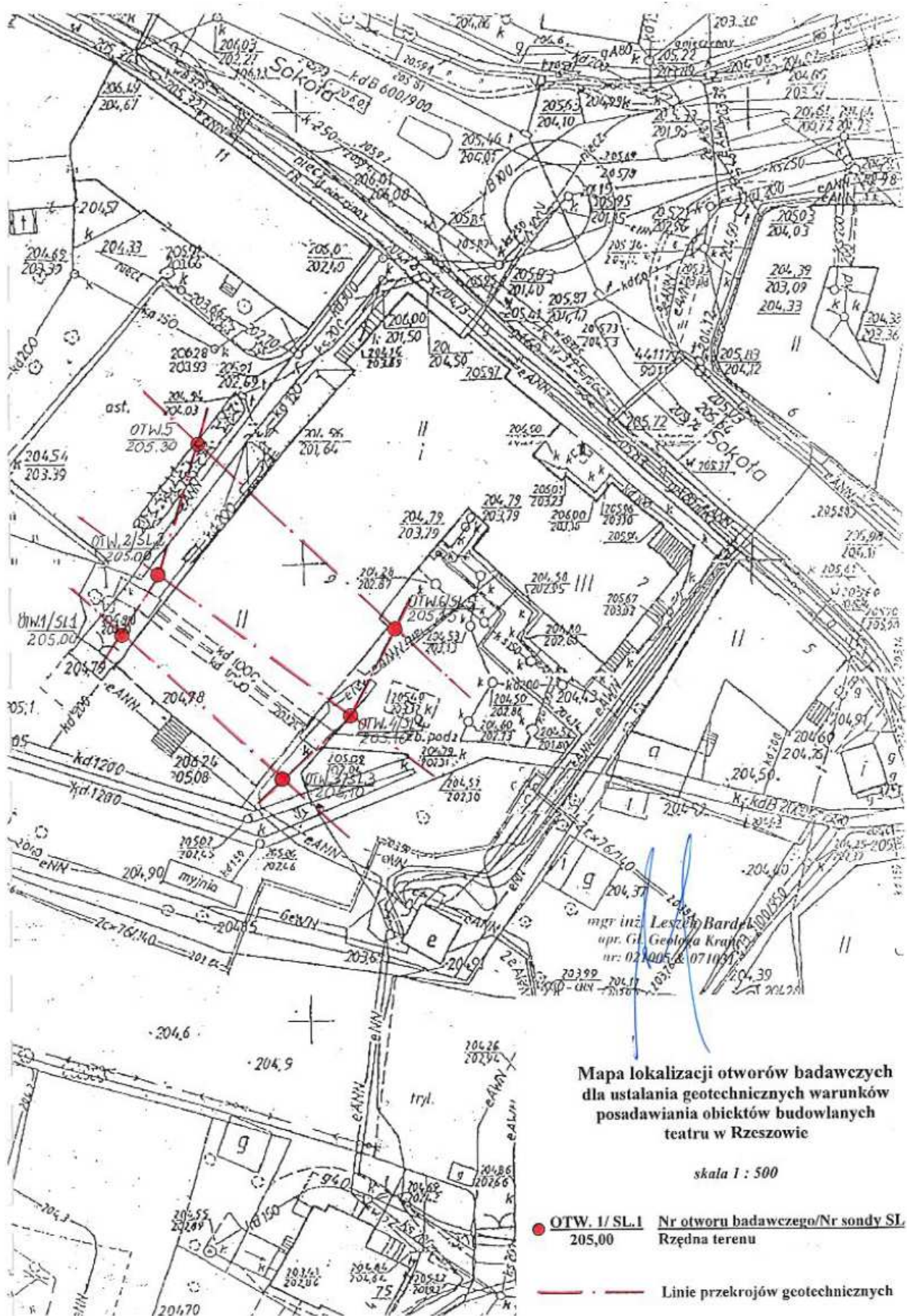










Poniżej przedstawiono mapkę sytuacyjną z lokalizacją otworów badawczych:




 Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowo- Produkcyjne sp. z o.o.					<b>OTWÓR BADAWCZY nr: 1</b> rzędna: 205,0		<b>SKALA 1 : 50</b>						
<b>Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie</b>													
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o.o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel													
Data sondowania: 20.08.2004 r													
Rodzaj sondy próbnikowej	Uwagi wstępn.	Poziom wody gruntowej	Młotność warstwy	Skala pionowa	Profil litologiczny	Metrz otworu	Opis makroskopowy				Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia	
							Rodzaj gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość wałeczków			Penetrometr PWy [kPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Penetrometr ręczny				0.5	nN		Nasyp niebudowlany (beton+asfalt+żużel+gruz cegl.+pył)	w				NN	czwartorzęd
				1.0									
				1.5	nN	1.40	Nasyp niebudowlany (pył+gruz bud.)	w	In				
				1.80	nN	1.80	Nasyp niebudowlany (pył+gruz bud.)	m/w	In				
				2.0	nN	2.00	Nasyp niebudowlany (pył+gruz bud.)	nw					
				2.10	nN	2.10	Nasyp niebudowlany (pył+gruz bud.)						
				2.30	nN	2.30	Nasyp niebudowlany (pył+gruz bud.)						
				2.5									
				1.1	Nm I-π		Namul ilasto-pyłasty c.szaro-brunatny	m/nw	mpl	>10	20	I	
				3.0									
			0.5	Nm π	3.40	Namul pyłu szary z okrusz.margli i próchnicą	w/m	tpl	φ		II		
				Nm π	3.60	Namul pyłu c.brunatn. z w-mi próchnicz.	w/m	tpl	φ				
					3.90								
			2.1	π			Pył stalowo-szary	w/m	tpl	φ	180	III	
				4.5									
				5.0									
				5.5									
				6.0		6.00							
				6.5									
				7.0									
				7.5									
				8.0									
				8.5									
				9.0									
				9.5									

mgr inż. Leszek Bardel  
 upr. Gł. Geologa Kraju  
 nr: 021005 & 071031




 Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowo- Produkcyjne sp. z o.o.		<b>OTWÓR BADAWCZY nr: 2</b> rzędna: 205,0				<b>SKALA 1 : 50</b>							
<b>Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie</b>													
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o.o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel Data sondowania: 20.08.2004 r													
Rozmiar sondy próbnikowej	Liczba wierst	Poziom wody gruntowej	Mierzalność warstwy	Skala pionowa	Profil litologiczny	Metrż otworu	Opis makroskopowy					Stratygrafia	
							Rodzaj gruntu	Włgistość	Stan gruntu	Ilość wałczyków	Penetrator P <sub>100</sub> [kPa]		Numer warstwy geotechnicznej
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Penetrator ręczny			1.50	0.5	nN		Nasyp niebudowlany (gruz+beton+żużel+cegła+pył)	w/m				NN	czwartorzęd
			2.2	1.0	nN	1.60	Nasyp niebudowlany (gruz+beton+żużel+cegła+pył)	m					
			2.70	1.5	Nm I-π	2.20	Namul pylasto-ilasty c.szaro-brunatny	m	mpl	>10	20	I	
			2.70	2.0	Nm I-π	2.50	Namul pylasto-ilasty c.szaro-brunatny	m/nw	mpl	>10	20		
			2.70	2.5	Nm I-π	3.40	Namul pylasto-ilasty c.szaro-brunatny	m/nw	mpl	>10	20	II	
			2.70	3.0	Nm I-π	3.40	Namul pylasto-ilasty c.szaro-brunatny	m/nw	mpl	>10	20		
			2.70	3.5	Nm π/T	5.70	Namul pyłu c.szaro-stalowego z w-wami próchnicznymi, w spagu ok. 10cm w-wa sieczeni rośl. część rozłożona	m	tpl/pzw	φ			
			2.70	4.0	Nm π/T	5.70	Namul pyłu c.szaro-stalowego z w-wami próchnicznymi, w spagu ok. 10cm w-wa sieczeni rośl. część rozłożona	m	tpl/pzw	φ			
			2.70	4.5	Nm π/T	5.70	Namul pyłu c.szaro-stalowego z w-wami próchnicznymi, w spagu ok. 10cm w-wa sieczeni rośl. część rozłożona	m	tpl/pzw	φ			
			2.70	5.0	Nm π/T	5.70	Namul pyłu c.szaro-stalowego z w-wami próchnicznymi, w spagu ok. 10cm w-wa sieczeni rośl. część rozłożona	m	tpl/pzw	φ			
		2.70	5.5	Nm π/T	5.70	Namul pyłu c.szaro-stalowego z w-wami próchnicznymi, w spagu ok. 10cm w-wa sieczeni rośl. część rozłożona	m	tpl/pzw	φ				
		2.70	6.0	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	6.5	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	7.0	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	7.5	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	8.0	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	8.5	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	9.0	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		
		2.70	9.5	π	6.20	Pył stalowo-szary	m	tpl	φ	60	III		


mgr inż. Leszek Bardel  
 upr. Gł. Geologa Kraju  
 nr: 021005 & 071031

					<b>OTWÓR BADAWCZY nr: 3</b> rzędna: 205,1		<b>SKALA 1 : 50</b>						
<b>Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie</b>													
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o.o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel Data sondowania: 20.08.2004 r													
Rodzaj sondy próbniczej	Uwagi wariant.	Poziom wody gruntowej	Migroznica miejscowa	Stwierdzone warunki	Profil litologiczny	Miejsce chwytu	Opis makroskopowy					Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia
							Rodzaj gruntu	Włgocność	Stan gruntu	Ilość wałeczków	Prędkość P <sub>10</sub> [kPa]		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Penetrometr ręczny				0.5	nN		Nasyp niebudowlany (żużel+gruz budowlany+cegła)	w				NN	czwartorzęd
				1.0									
				1.5									
				2.0	n G <sub>π</sub>	1.60	Nasyp gliny pylastej brunatno-żółtej	w/m		7/8	80		
				2.5		2.20							
				3.0	Nm I-π		Namul ilasto-pylasty c.szaro-brunatny	w/m	mpl	>10	30	I	
				3.5		3.40							
				4.0	Nm π		Namul pyłu c.szary z okrusz. margli	m	pzw	φ		II	
				4.5	π <sub>lom</sub> //T	4.10	Pył próchniczny	w					
				5.0		4.40							
			5.5	π		Pył stalowo-szary skonsolidowany	m/w	pzw	φ		III		
			6.0		6.00								
			6.5										
			7.0										
			7.5										
			8.0										
			8.5										
			9.0										
			9.5										

mgr inż. Leszek Bardel  
upr. Gł. Geologa Kraju  
nr: 021005 & 071031


					<b>OTWÓR BADAWCZY nr: 4</b> rzędna: 205,1		<b>SKALA 1 : 50</b>							
<b>Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie</b>														
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o. o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel Data sondowania: 20.08.2004 r														
Rodzaj sondy próbnikowej	Uwagi wielm.	Poziom wody gruntowej	Mierzność warstwy	Skala pionowa	Profil litologiczny	Metr otworu	Opis makroskopowy					Numer warstwy geotechnicznej	Stratygrafia	
							Rodzaj gruntu	Włgność	Stan gruntu	Ilość wałczków	Penetrator PK-1 [kPa]			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Penetrator ręczny				0.5	nN		Nasyp niebudowlany (żużel+gruz+cegła+pył), od 1,4 do 2,1m szapa wpada	w	ln			NN	czwartorzęd	
				1.0										
				1.5										
				2.0										
				2.40		2.40	Zbutwiałe drewno							
				2.70		2.70								
				0.5	3.0	Nm I-π	Namul pylasto-ilasty szaro-brunatny	m	mpl			I		
				3.5		Nm I-π	Namul pylasto-ilasty c.szaro-brunatny z w-wami próchnicznymi	m/nw				II		
				4.0										
				4.5		Nm π	Namul pyłu c.szary z okuch. margli i w-wami próchnicznymi	m/w			Grunt torfowy			
			5.0											
			5.5		π+lom //T	5.20	Pył próchniczny c.brunatny	w/m						
			0.4	6.0	π	5.80	Pył stalowo-szary skonsolidowany	w/m	pzw	φ		III		
				6.20										
				6.5										
				7.0										
				7.5										
				8.0										
				8.5										
				9.0										
				9.5										

mgr inż. Leszek Bardel  
 upr. Gł. Geologa Kraju  
 nr: 021095 & 071031

 Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowo- Produkcyjne sp. z o.o.					<b>OTWÓR BADAWCZY nr: 5</b> rzędna: 205,3			<b>SKALA 1 : 50</b>					
<b>Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie</b>													
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o.o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel													
Data sondowania: 20.08.2004 r													
Rodzaj sondy próbnikowej	Uwagi wieżn.	Poziom wody gruntowej	Miejszość warstwy	Skala pionowa	Profil litologiczny	Metrż otworu	Opis makroskopowy					Stratygrafia	
							Rodzaj gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość wałczków	Penetrometr PW-1[kPa]		Numer warstwy geotechnicznej
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Penetrometr ręczny				0.5	nN		Nasyp niebudowlany (gleba pylasta+gruz+cegła)	w				NN	czwartorzęd
				1.0									
			2.7	1.5	nN	1.40	Nasyp niebudowlany (pył z gruzem ceglanym)	w/m					
			1.70	2.0	nN	1.90	Nasyp niebudowlany (namul ilasto-pylasty+gruz budowlany)						
				2.5	π	2.30	Pył próchniczny c.brunatny z sieczką roś.						
				2.70									
				0.7	Nm I- π	3.0	Namul ilasto-pylasty stalowo-brunatny		mpl	>10	20	I	
				3.5	Nm π //T	3.40	Grunt próchniczny c.brunatny	w/m				II	
				1.2	Nm π //T	3.80	Grunt próchniczny c.brunatny	m/nw	Grunt torfowy				
				4.5		4.60							
			1.4	π	5.0	Pył żółto-szary z w-mi próchnicznymi	m	ln			III		
			5.5										
			6.0		6.00								
				6.5									
				7.0									
				7.5									
				8.0									
				8.5									
				9.0									
				9.5									

mgr inż. Leszek Bardel  
upr. Gł. Geologa Kraju  
nr: 021005 & 071031



<div><div>Przedsiębiorstwo Projektowo-Usługowo- Produkcyjne sp. z o.o.</div><div>GEOGRUNT</div></div>					OTWÓR BADAWCZY nr: 6					rzędna: 205,15					SKALA 1 : 50				
Temat: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie																			
Wykonawca: "GEOGRUNT" sp. z o.o. Przedsiębiorstwo Projektowo - Usługowo - Produkcyjne w Tarnowie																			
Dokumentator: mgr inż. Leszek Bardel																			
Data sondowania: 20.08.2004 r																			
Rozmiar sondy próbnikowej	Uwagi wiertn.	Poziom wody gruntowej	Migzność warstwy	Skala pionowa	Profil litologiczny	Metrąż otworu	Opis makroskopowy						Stratygrafia						
							Rodzaj gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość wałeczków	Penetrometr PN-1[kPa]	Numer warstwy geotechnicznej							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14						
Penetrometr ręczny						0.30	Kostka brukowa i podsypka piaszczysta												
				2.1	nN		Nasyp niebudowlany (pył+gruz+cegła+żużel)	m	ln			NN							
						2.10													
				0.9	Nm I-π		Namuł pylasto-ilasty szary	m	mpl			I							
						3.00													
				0.8	Nm π		Namuł pylasty c.stalowo-szary skonsolid.	m	tpl			III							
						3.80													
				2.4	Nm π //T		Namuł próchniczny pylasty c.brunatny	w				II							
						4.70													
					Nm π //T		Namuł pyłu c.szary z obecn. okruców margli warstwowany torfem	m		Grunt torfowy									
						5.40													
					Nm T/π		Namuł torfowato-pylasty c.brunatny	m											
						6.20													
			0.2	π		6.40	Pył stalowo-szary skonsolidowany	w/m	pzw	φ		III							
						7.0													
						7.5													
						8.0													
						8.5													
						9.0													
						9.5													

mgr inż. Leszek Bardel  
 upr. Gł. Geologa Kraju  
 nr: 021005 & 071031

LEGENDA DO PRZEKROJÓW I PROFILI																		
TEMAT: Ustalenie geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych teatru w Rzeszowie																		
OBJAŚNIENIA GEOLOGICZNE			OGÓLNE PARAMETRY GEOTECHNICZNE GRUNTU															
			WARTOŚCI CHARAKTERYSTYCZNE PARAMETRÓW X															
			WSPÓŁCZYNNIK MATERIAŁÓW $\zeta$ m															
STRATYGRAFIA	PROFIL LITOLOGICZNY	OPIS LITOLOGICZNO-GEOLOGICZNY	NR WARSTWY GEOTECHNICZNEJ	RODZAJ GRUNTU	SYMBOL GEOLOGICZNEJ KONSOLIDACJI GRUNTU	STAN GRUNTU		WILGOTNOŚĆ NATURALNA w [%]	GĘSTOŚĆ OBJĘTOŚCIOWA $\rho$ [Mg/m <sup>3</sup> ]	SPÓJNOŚĆ Cu [kPa]	KĄT TARCIA WEWNĘTRZNEGO $\phi$ [°]	EDOMETRYCZNY MODUŁ ŚCISNİWOŚCI PIERWOTNEJ $M_o$ [kPa]	MODUŁ PIERWOTNEGO ODKSZTAŁCENIA $E_o$ [kPa]	ZAWARTOŚĆ CZĘŚCI ORGANICZNYCH $I_{om}$ [%]	KATEGORIA GRUNTÓW BN72/8937-01	UWAGI		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
			NN	nN, n G <sub>n</sub>	GRUNTY NIENORMATYWNE												III	
CZWARTORZĘD		Nasypy ziemno-gruzowe bardzo luźne, miękkoplastyczne	I	Nm $\pi$ , Nm $\pi+I$	C	0,60	-	27,4 1,50	1,59 1,16	6,6 0,75	7,6 0,75	2700	(~ 1500)	5-15	III			
		Namuly pylaste oraz ilasto-pylaste wysokiej plastyczności	II	Nm $\pi/T$ , Nm $\pi+T$	C	0,30	-	48,3 1,82	1,29 1,26	28,6 0,20	11,3 0,50	1010	(~ 600)	40-70	III			
		Namuly pylowo-torfowe z obecnością smug kredy jeziornej, grunty silnie osiadające	III	$\pi$ , Nm $\pi$	B	0,20	-	22,3 1,26	1,78 1,10	29,1 0,80	16,2 0,80	37 000 0,50	27 000 0,50	1-4	III			
		Namuly pylowe częściowo skonsolidowane																



### 1.5. Klasa odporności pożarowej budynku

Według ekspertyzy pożarowej budynek zaklasyfikowano do klasy B.

Odporność ogniowa elementów budowlanych budynków powinna wynosić nie mniej niż:

- główna konstrukcja nośna – R 120,
- konstrukcja dachu – R 30,
- stropy - REI 60,
- ściana zewnętrzna<sup>1), 2)</sup> – EI 60 (o-i),
- ściana wewnętrzna<sup>1)</sup> – EI 30,
- przekrycie dachu<sup>3)</sup> – RE 30,

Wszystkie elementy budowlane powinny być nie rozprzestrzeniające ognia – NRO.

Szczegóły rozwiązań dostosowujących budynek do współczesnych wymagań przepisów pożarowych opisane są w ekspertyzie pożarowej sporządzonej przez rzeczoznawcę pożarowego mgr inż. Lucjana Gładysza w listopadzie 2017 r.

Rozwiązania zgodne z aktualnymi przepisami będą przedmiotem projektów modernizacji.

Zadaniem ekspertyzy nie jest ocena odporności ogniowej poszczególnych elementów.

Widoczne elementy konstrukcji stalowych nie posiadają zabezpieczeń pożarowych malarskich ani natryskowych. Drewniane stropy zabezpieczone tynkiem na trzcinie nie posiadają wymaganej odporności ogniowej. Sufity podwieszane z płyt gipsowo kartonowych z zamontowanymi w nich lampami i innymi urządzeniami nie są obudowami pożarowymi.

W ekspertyzie podano konieczność powiększenia i wymiany wielu drzwi na posiadające odporność pożarową. Zaleca się wykonywanie nowych otworów w podwójnych ramach stalowych okalających otwory.

### 1.6. Opis dokonanych odkrywek i badań

Na rysunkach oznaczono miejsca wykonanych odkrywek. Część zdjęć przedstawia odkrywki wraz z komentarzem. Konstrukcja na poddaszu i konstrukcja dachu jest dostępna z przestrzeni technicznych. Lokalizację zbrojenia i rozstaw prętów w elementach żelbetowych wykonywano za pomocą skanera Hilti Ferroskam PS 200. Kamery inspekcyjnej Rothenberger używano do oceny miejsc trudnodostępnych. Pomiarów dokonywano za pomocą dalmierza Leica Disto i niwelatora Sokkia C320.

## 2. Obliczenia statyczne

### 2.1. Zestawienie obciążeń

#### OBCIĄŻENIA STAŁE

##### 2.1.1. DACH NAD SCENĄ

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- papa termozgrzewalna podwójnie	0,15	1,35	0,20
- deski gr. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- rury 120x120x5 co 220 cm - pas górny	0,18	1,35	0,24
- wełna mineralna 25 cm	0,10	1,35	0,14
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
- płyty g/k na stelażu	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>0,75</b>	<b>1,35</b>	<b>1,01</b>
<b>bez konstrukcji</b>	<b>0,57</b>	<b>1,35</b>	<b>0,77</b>
dla rozstawu [m]2,2	1,25	1,35	1,69

##### 2.1.2. DACH DREWNIANY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- blachodachówka	0,05	1,35	0,06
- łąty 4x5 cm co 35 cm	0,03	1,35	0,03
- wiatroizolacja	0,01	1,35	0,01
- wełna mineralna 15 cm	0,06	1,35	0,08
- krokwie 7x15/14x18 cm co 85 cm	0,06	1,35	0,08
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
<b>RAZEM [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>0,21</b>	<b>1,35</b>	<b>0,28</b>
<b>bez konstrukcji</b>	<b>0,15</b>	<b>1,35</b>	<b>0,21</b>
dla nachylenia 6	<b>0,15</b>	<b>1,35</b>	<b>0,21</b>
dla nachylenia 20	<b>0,16</b>	<b>1,35</b>	<b>0,22</b>
dla nachylenia 33	<b>0,18</b>	<b>1,35</b>	<b>0,25</b>
dla nachylenia 40	<b>0,20</b>	<b>1,35</b>	<b>0,27</b>
dla nachylenia 50	<b>0,24</b>	<b>1,35</b>	<b>0,32</b>

##### 2.1.3. DACH DREWNIANY Z KOPUŁĄ ŻELBETOWĄ

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- blachodachówka	0,05	1,35	0,06
- łąty 4x5 cm co 35 cm	0,03	1,35	0,03
- wiatroizolacja	0,01	1,35	0,01
- wełna mineralna 15 cm	0,06	1,35	0,08
- krokwie 7x15/14x18 cm co 85 cm	0,06	1,35	0,08
- płyta żelbetowa gr. ~14 cm	3,36	1,35	4,54
- tynk cem.	0,29	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>3,84</b>	<b>1,35</b>	<b>5,19</b>
dla nachylenia 33	<b>4,58</b>	<b>1,35</b>	<b>6,19</b>

#### 2.1.4. DACH HOLCERÓWKI

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- blacha płaska na rąbek	0,05	1,35	0,06
- deskowanie ażurowo 25 mm	0,06	1,35	0,08
- izolacja termiczna	0,30	1,35	0,41
- krokwie 14 x16 co 85 cm	0,12	1,35	0,16
- deskowanie pełne 25 mm	0,11	1,35	0,15
- tynk wapienny na trzcinie	0,21	1,35	0,28
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,85</b>	<b>1,35</b>	<b>1,14</b>
<b>bez konstrukcji</b>	<b>0,73</b>	<b>1,35</b>	<b>0,98</b>
dla nachylenia 20	<b>0,77</b>	<b>1,35</b>	<b>1,04</b>

#### 2.1.5. PŁASKI DACH HOLCERÓWKI

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- papa termozgrzewalna podwójnie	0,20	1,35	0,27
- deskowanie pełne 25 mm	0,11	1,35	0,15
- krokwie 6x18 co 85 cm	0,06	1,35	0,08
- belki stalowe	0,12	1,35	0,16
- szlichta cementowa 2 cm	0,44	1,35	0,59
- izolacja termiczna 5 cm	0,05	1,35	0,07
- płyty betonowe gr. 4 cm	0,88	1,35	1,19
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>2,06</b>	<b>1,35</b>	<b>2,78</b>
<b>bez belek stalowych</b>	<b>1,94</b>	<b>1,35</b>	<b>2,62</b>

#### 2.1.6. PODŁOGA MAŁEJ SCENY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- deski drew. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- legary 8x8 cm	0,06	1,35	0,08
- ślepa podłoga z desek gr. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- belki stalowe I160	0,23	1,35	0,30
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,51</b>	<b>1,35</b>	<b>0,69</b>
dla rozstawu [m] 0,8	0,41	1,35	0,55

#### 2.1.7. STROP MAŁEJ SCENY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- deski drew. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- legary 8x8 cm	0,06	1,35	0,08
- ślepa podłoga z desek gr. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- belki stalowe I160	0,23	1,35	0,30
- podłoga z desek gr. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- belki 20x24 cm	0,22	1,35	0,29
- sufit z desek z desek gr. 25 mm	0,11	1,35	0,15
- tynk wapienny na trzcinie	0,21	1,35	0,28
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>1,36</b>	<b>1,35</b>	<b>1,83</b>
dla rozstawu [m] 0,8	1,08	1,35	1,46

#### 2.1.8. TARAS ZEWNĘTRZNY

obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
-----------------	------------	--------------

- płytki ceramiczne na kleju	0,42	1,35	0,57
- szlichta cementowa 6 cm	1,32	1,35	1,78
- izolacja przeciwwodna	0,15	1,35	0,20
- warstwy spadkowe 2-4 cm	0,66	1,35	0,89
- strop Kleina na belkach stalowych	0,18	1,35	0,24
- płyta ceglana ciężka	1,68	1,35	2,27
- tynk cem - wapienny	2,85	1,35	3,85

<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>7,26</b>	<b>1,35</b>	<b>9,80</b>
----------------------	-------------	-------------	-------------

#### 2.1.9. POMOSTY ROBOCZE KRATY "WEMA"

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- kraty 30x35 mm, 1,5x30, pręty 4,5	0,52	1,35	0,70
- podkonstrukcja z ceowników 120/100 cm	0,14	1,35	0,19
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,66</b>	<b>1,35</b>	<b>0,89</b>
dla rozstawu [m]2,2	1,45	1,35	1,96
dla rozstawu [m]0,6	0,40	1,35	0,53

#### 2.1.10. SUFIT NAD WIDOWNIĄ

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
- wełna mineralna 15 cm	0,06	1,35	0,08
- ruszt l80 co 62,5 cm	0,10	1,35	0,13
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
- płyty g/k na stelażu podwójnie	0,34	1,35	0,45
- podwieszenia + instalacje 10 kg/m2	0,10	1,35	0,14
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,61</b>	<b>1,35</b>	<b>0,82</b>
dla rozstawu [m]3,2	1,96	1,35	2,64
dla rozstawu [m]1,2	0,73	1,35	0,99

#### 2.1.11. PODŁOGA GALERII SZAJNY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- żywica	0,14	1,35	0,19
- szlichta wyrównawcza	0,88	1,35	1,19
- płyty korytkowe gr. 3 cm	0,66	1,35	0,89
- wełna mineralna 15 cm	0,06	1,35	0,08
- deski ażurowo 25 mm	0,03	1,35	0,04
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>1,77</b>	<b>1,35</b>	<b>2,39</b>
dla rozstawu [m]1,26	2,23	1,35	3,01
dla rozstawu [m]0,88	1,56	1,35	2,10

#### 2.1.12. STROP NAD PARTEREM - WPS

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- wykładzina typu PCV	0,14	1,35	0,19
- jastrych cementowy 5 cm	1,10	1,35	1,49
- styropian	0,01	1,35	0,02
- płyty WPS ~ 5 cm	1,10	1,35	1,49
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>2,55</b>	<b>1,35</b>	<b>3,44</b>

dla rozstawu [m]1,1	2,80	1,35	3,79
dla rozstawu [m]1,2	3,06	1,35	4,13

#### 2.1.13. STROP NAD I PIĘTREM - GARDREOBY D. SCENY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- wykładzina typu PCV	0,14	1,35	0,19
- jastrych cementowy 5 cm	1,10	1,35	1,49
- styropian	0,01	1,35	0,02
- strop Akermana	3,84	1,35	5,18
- tynk cem .wap.	0,29	1,35	0,38
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>5,57</b>	<b>1,35</b>	<b>7,53</b>
<b>w tym warstwy</b>	<b>1,73</b>	<b>1,35</b>	<b>2,34</b>

#### 2.1.14. STROP NAD I PIĘTREM - 17-19/O-M

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- wykładzina typu PCV	0,14	1,35	0,19
- jastrych cementowy 5 cm	1,10	1,35	1,49
- styropian	0,01	1,35	0,02
- strop płytowo żebrowy,	3,42	1,35	4,61
- tynk cem .wap.	0,29	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>4,96</b>	<b>1,35</b>	<b>6,69</b>
<b>w tym warstwy</b>	<b>1,54</b>	<b>1,35</b>	<b>2,07</b>

#### 2.1.15. STROP NAD PIWNICĄ - 18-19/O-M

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- deski 25 mm na legarach	0,17	1,35	0,23
- płyty prefabrykowane gr. 3 cm	0,66	1,35	0,89
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,29	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>1,12</b>	<b>1,35</b>	<b>1,51</b>
dla rozstawu [m]0,95	1,06	1,35	1,43

#### 2.1.16. PODŁOGA SCENY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- deski 50 mm na legarach	0,28	1,35	0,38
- polepa	0,90	1,35	1,22
- strop Akermana	3,23	1,35	4,36
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,29	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>4,70</b>	<b>1,35</b>	<b>6,34</b>
<b>w tym warstwy</b>	<b>1,47</b>	<b>1,35</b>	<b>1,98</b>

#### 2.1.17. STROP DREWNIANY NAD KIESZENIĄ SCENY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- wykładzina typu PCV	0,14	1,35	0,19
- płyty osb gr. 18 mm	1,10	1,35	1,49
- deski 3 cm na legarach 10x10 cm	0,23	1,35	0,30
- gruz ceglany 15 cm	2,10	1,35	2,84
- ślepa podłoga 2,5 cm	0,11	1,35	0,15
- belki drewniane 2 x24 x 24 cm co 100 cm	0,52	1,35	0,70

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

- deski 2,5 cm	0,11	1,35	0,15
- tynk wapienny na trzcinie	0,28	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>4,59</b>	<b>1,35</b>	<b>6,19</b>
<b>w tym warstwy</b>	<b>4,07</b>	<b>1,35</b>	<b>5,49</b>

## 2.1.18. STROP DREWNIANY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- deski 3 cm na legarach 10x10 cm	0,23	1,35	0,30
- ślepa podłoga 2,5 cm	0,11	1,35	0,15
- belki drewniane 24 x 24 cm co 100 cm	0,52	1,35	0,70
- deski 2,5 cm	0,11	1,35	0,15
- tynk wapienny na trzcinie	0,28	1,35	0,38
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>1,45</b>	<b>1,35</b>	<b>1,95</b>
<b>w tym warstwy</b>	<b>0,93</b>	<b>1,35</b>	<b>1,25</b>

## 2.1.19. SKLEPIENIE CEGLANE PIWNIC

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- klepka drewniana	0,12	1,35	0,16
- ślepa podłoga 2,5 cm	0,11	1,35	0,15
- legary drewniane	0,06	1,35	0,08
- polepa 5 ÷ 30 cm	1,40	1,35	1,89
- płyta ceglana gr. 13 cm	2,34	1,35	3,16
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,29	1,35	0,38
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>4,32</b>	<b>1,35</b>	<b>5,83</b>

## 2.1.20. ŚCIANY GALERII SZAJNY

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- płyty g/k na stelażu podwójnie	0,34	1,35	0,45
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
- wełna mineralna 15 cm	0,06	1,35	0,08
- paroizolacja	0,01	1,35	0,01
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,42</b>	<b>1,35</b>	<b>0,56</b>
dla wys. [m]3,1	1,29	1,35	1,74
dla wys. [m]4,5	1,87	1,35	2,52

## 2.1.21. ŚCIANY GIPSOWO KARTONOWE

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- płyty g/k na stelażu pojedynczo	0,20	1,35	0,27
- wełna mineralna 10 cm	0,04	1,35	0,05
- płyty g/k na pojedynczo	0,14	1,35	0,19
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>0,38</b>	<b>1,35</b>	<b>0,51</b>
dla wys. [m]2,9	1,09	1,35	1,47
dla wys. [m]4	1,50	1,35	2,03

## 2.1.22. ŚCIANA MUROWANA GR. 30 cm

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- tynk cem. wap. 1 cm	0,18	1,35	0,24

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

- ściana z pustaków ceram. gr. 28 cm	3,92	1,35	5,29
- tynk cem. wap. 1 cm	0,18	1,35	0,24
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>4,28</b>	<b>1,35</b>	<b>5,78</b>
dla wys.2,4	10,27	1,35	13,9
dla wys.3	12,84	1,35	17,33

## 2.1.23. ŚCIANA MUROWANA GR. 49 cm

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
- ściana z cegły ceram. pełnej gr. 46 cm	8,28	1,35	11,18
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>8,82</b>	<b>1,35</b>	<b>11,91</b>
dla wys.3,5	30,87	1,35	41,7
dla wys.3	26,46	1,35	35,72

## 2.1.24. ŚCIANA MUROWANA GR. 55 cm

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
- ściana z cegły ceram. pełnej gr. 51 cm	9,18	1,35	12,39
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>9,72</b>	<b>1,35</b>	<b>13,12</b>
dla wys.3,5	34,02	1,35	45,9
dla wys.3	29,16	1,35	39,37

## 2.1.25. ŚCIANA MUROWANA GR. 67 cm

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
- ściana z cegły ceram. pełnej gr. 64 cm	11,52	1,35	15,55
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>12,06</b>	<b>1,35</b>	<b>16,28</b>
dla wys.9	108,54	1,35	146,5
dla wys.3	36,18	1,35	48,84

## 2.1.26. ŚCIANA MUROWANA GR. 72 cm

	obc. charakter.	$\gamma_f$	obc. oblicz.
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
- ściana z cegły ceram. pełnej gr. 68 cm	12,24	1,35	16,52
- tynk cem. wap. 1,5 cm	0,27	1,35	0,36
<b>RAZEM [kN/m2]</b>	<b>12,78</b>	<b>1,35</b>	<b>17,25</b>
dla wys.3,5	44,73	1,35	60,4
dla wys.3	38,34	1,35	51,76



## Obciążenia zmienne

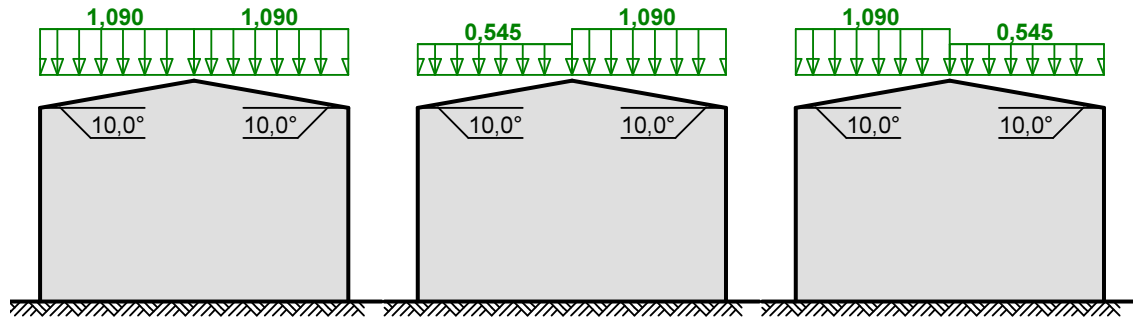
### 2.1.27. Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dach – nad sceną (p.5.3.3)

przypadek (i)

przypadek (ii)

przypadek (iii)

 s [kN/m<sup>2</sup>]



- Dach dwupołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
  - strefa obciążenia śniegiem 3; A = 206 m n.p.m. →
  - $s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 0,636 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu dla okresu powrotu 100 lat:
  - współczynnik zmienności V = 0,7 (wg Załącznika krajowego NA)
  - $s_{100} = s_k \cdot \{(1 - V \cdot (\sqrt{6}/\pi) \cdot [\ln(-\ln(1 - P_{100})) + 0,57722]) / (1 + 2,59230 \cdot V)\} = 1,200 \cdot 1,135 = 1,362 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
  - teren normalny →  $C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny →  $C_t = 1,0$

#### Połąć dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 10,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

#### Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

dla rozstawu 2,2 m = 2,4 kN/m

#### Mniej obciążona połąć dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii)/(iii):

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 10,0^\circ$
  - $\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$

#### Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 0,545 \text{ kN/m}^2$$

#### Bardziej obciążona połąć dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii)/(iii):

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 10,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

#### Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

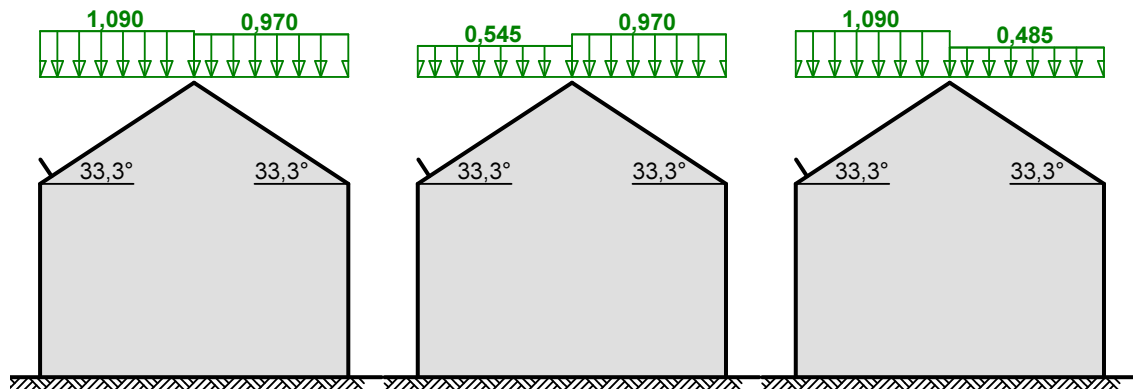
**Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy dwupołaciowe (p.5.3.3)**

przypadek (i)

przypadek (ii)

przypadek (iii)

 s [kN/m<sup>2</sup>]



- Dach dwupołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):
  - strefa obciążenia śniegiem 3; A = 206 m n.p.m. →
  - $s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 0,636 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu dla okresu powrotu 100 lat:
  - współczynnik zmienności V = 0,7 (wg Załącznika krajowego NA)
  - $s_{100} = s_k \cdot \{ (1 - V \cdot (\sqrt{6}/\pi) \cdot [\ln(-\ln(1 - P_{100})) + 0,57722]) / (1 + 2,59230 \cdot V) \} = 1,200 \cdot 1,135 = 1,362 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
  - teren normalny →  $C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny →  $C_t = 1,0$

**Połac lewa dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 33,3^\circ$
  - zabezpieczenie przed zsunieniem się śniegu z dachu
  - $\mu_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 33,3^\circ) / 30^\circ = 0,712 < 0,8 \rightarrow \mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{1,090 \text{ kN/m}^2}$$

dla rozstawu 0,9 m = 0,98 kN/m

**Połac prawa dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 25,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 33,3^\circ) / 30^\circ = 0,712$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,712 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{0,970 \text{ kN/m}^2}$$

**Mniej obciążona połac lewa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 33,3^\circ$
  - zabezpieczenie przed zsunieniem się śniegu z dachu
  - $\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{0,545 \text{ kN/m}^2}$$

**Bardziej obciążona połac prawa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 25,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 33,3^\circ) / 30^\circ = 0,712$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,712 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{0,970 \text{ kN/m}^2}$$

**Bardziej obciążona połać lewa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (iii):**

- Współczynnik kształtu dachu:

$$\text{nachylenie połaci } \alpha = 33,3^\circ$$

zabezpieczenie przed zsunięciem się śniegu z dachu

$$\mu_1 = 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,8 \cdot (60^\circ - 33,3^\circ) / 30^\circ = 0,712 < 0,8 \rightarrow \mu_1 = 0,8$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{1,090 \text{ kN/m}^2}$$

**Mniej obciążona połać prawa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (iii):**

- Współczynnik kształtu dachu:

$$\text{nachylenie połaci } \alpha = 25,0^\circ$$

$$\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ = 0,5 \cdot 0,8 \cdot (60^\circ - 33,3^\circ) / 30^\circ = 0,356$$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,356 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = \mathbf{0,485 \text{ kN/m}^2}$$

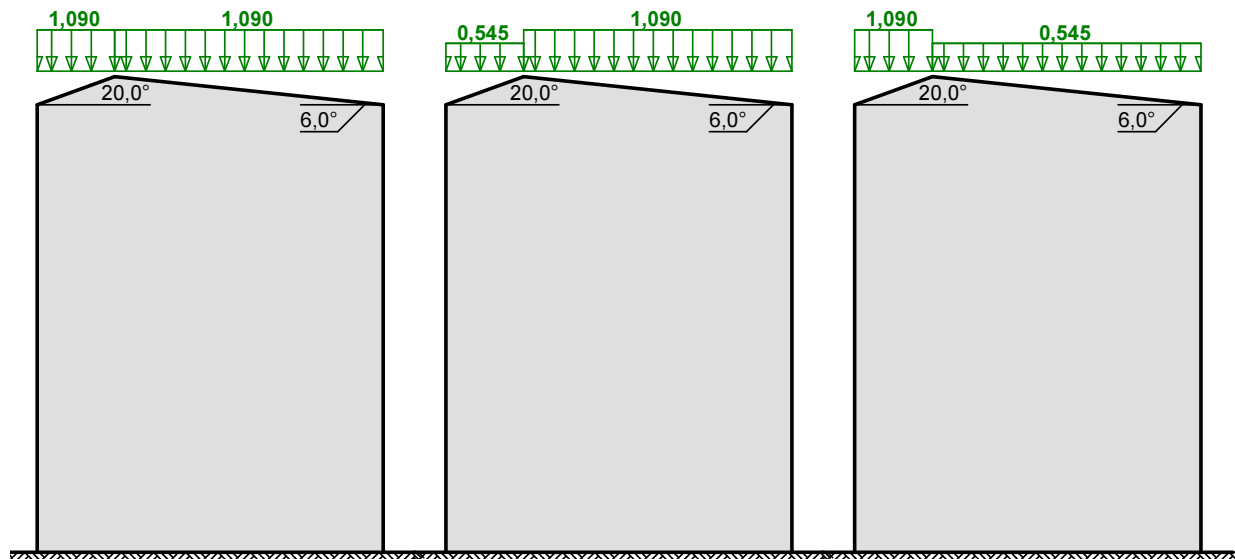
**Obciążenie śniegiem Holcerówki wg PN-EN 1991-1-3 / Dachy dwupołaciowe (p.5.3.3)**

przypadek (i)

przypadek (ii)

przypadek (iii)

 s [kN/m<sup>2</sup>]



- Dach dwupołaciowy

- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):

- strefa obciążenia śniegiem 3; A = 206 m n.p.m. →

$$s_k = 0,006 \cdot A - 0,6 = 0,636 \text{ kN/m}^2 < 1,2 \text{ kN/m}^2 \rightarrow s_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu dla okresu powrotu 100 lat:

- współczynnik zmienności V = 0,7 (wg Załącznika krajowego NA)

$$s_{100} = s_k \cdot \{ (1 - V \cdot (\sqrt{6}/\pi) \cdot [\ln(-\ln(1 - P_{100})) + 0,57722]) / (1 + 2,59230 \cdot V) \} = 1,200 \cdot 1,135 = 1,362 \text{ kN/m}^2$$

- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
  - teren normalny  $\rightarrow C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny  $\rightarrow C_t = 1,0$

**Połąc lewa dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 20,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

**Połąc prawa dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 6,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

**Mniej obciążona połącz lewa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 20,0^\circ$
  - $\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 0,545 \text{ kN/m}^2$$

**Bardziej obciążona połącz prawa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (ii):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 6,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

**Bardziej obciążona połącz lewa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (iii):**

- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 20,0^\circ$
  - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 1,090 \text{ kN/m}^2$$

**Mniej obciążona połącz prawa dachu obciążonego nierównomiernie - przypadek (iii):**

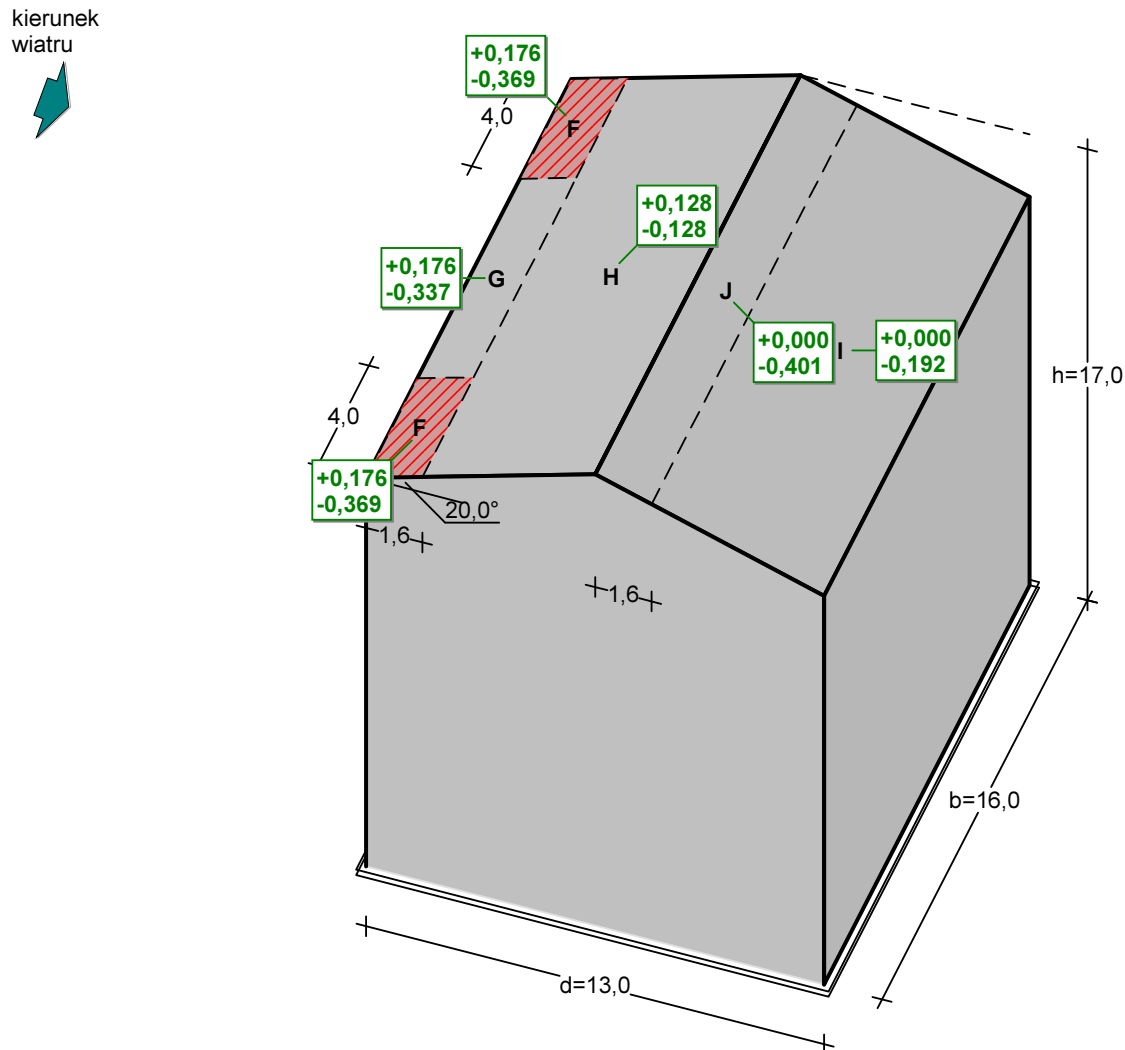
- Współczynnik kształtu dachu:
  - nachylenie połaci  $\alpha = 6,0^\circ$
  - $\mu = 0,5 \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{100} = 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,362 = 0,545 \text{ kN/m}^2$$

2.1.28. Obciążenie wiatrem Holcerówki wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)

$F_{w,e}$  [kN/m<sup>2</sup>]



- Dach dwuspadowy o wymiarach:  $b = 16,0$  m,  $d = 13,0$  m, kąt nachylenia połaci  $\alpha = 20,0^\circ$
- Budynek o wysokości  $h = 17,0$  m
- Wymiar  $e = \min(b, 2 \cdot h) = 16,0$  m
- Wiatr wiejący na ścianę boczną,  $\theta = 0^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
  - strefa obciążenia wiatrem 1;  $A = 206$  m n.p.m.  $\rightarrow v_{b,0} = 22$  m/s
- Współczynnik kierunkowy:  $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy:  $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$  m/s
- Wysokość odniesienia:  $z_e = h - h_{dis} = 16,00$  m
- Kategoria terenu IV  $\rightarrow$  współczynnik chropowatości:  $c_r(z_e) = 0,6 \cdot (16,0/10)^{0,24} = 0,67$  (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii):  $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru:  $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 14,78$  m/s
- Intensywność turbulencji:  $I_v(z_e) = 0,361$
- Gęstość powietrza:  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
  - $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 481,0$  Pa = 0,481 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny:  $c_s c_d = 1,000$

**Połacie - pole F - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,367$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,367 = \mathbf{0,176 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole F - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,767$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,767) = \mathbf{-0,369 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,367$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,367 = \mathbf{0,176 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,700$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,700) = \mathbf{-0,337 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole H - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,267$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,267 = \mathbf{0,128 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole H - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,267$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,267) = \mathbf{-0,128 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole I - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole I - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,4$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,4) = \mathbf{-0,192 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole J - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$$

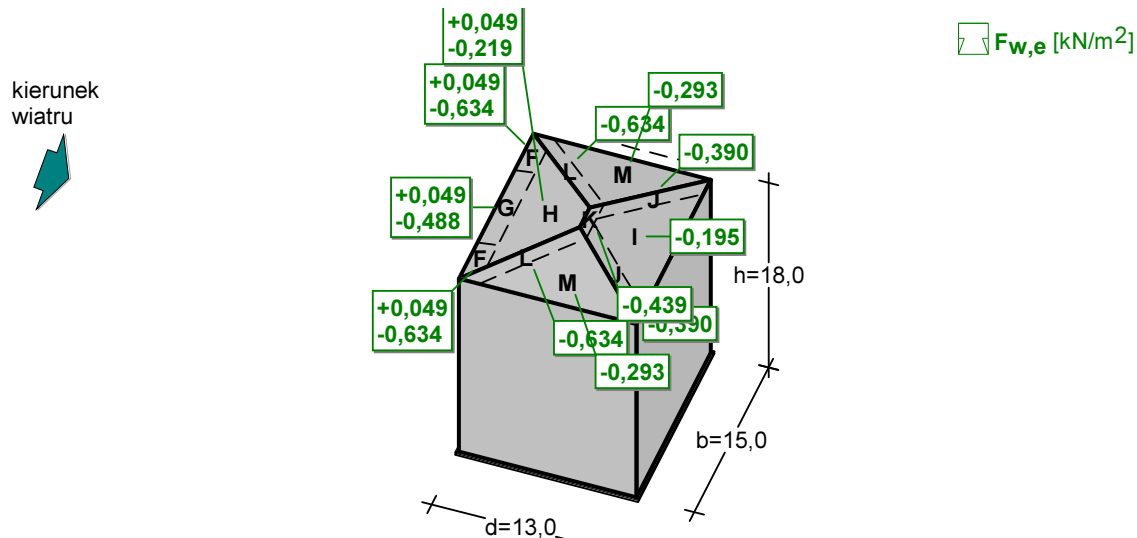
**Połąć - pole J - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,833$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,833) = \mathbf{-0,401 \text{ kN/m}^2}$$

**Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy czterospadowe nad sceną (p.7.2.6)**



- Dach czterospadowy o wymiarach:  $b = 15,0$  m,  $d = 13,0$  m,  $h = 18,0$  m, kąty nachylenia połaci  $\alpha_0 = 10,0^\circ$ ,  $\alpha_{90} = 10,0^\circ$
- Budynek o wysokości  $h = 18,0$  m
- Wymiar  $e = \min(b, 2 \cdot h) = 15,0$  m
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
  - strefa obciążenia wiatrem 1;  $A = 206$  m n.p.m.  $\rightarrow v_{b,0} = 22$  m/s
- Współczynnik kierunkowy:  $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy:  $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$  m/s
- Wysokość odniesienia:  $z_e = h - h_{dis} = 17,00$  m
- Kategoria terenu IV  $\rightarrow$  współczynnik chropowatości:  $c_r(z_e) = 0,6 \cdot (17,0/10)^{0,24} = 0,68$  (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii):  $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru:  $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 14,99$  m/s
- Intensywność turbulencji:  $I_v(z_e) = 0,353$
- Gęstość powietrza:  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
  - $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 487,6$  Pa = 0,488 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny:  $c_s c_d = 1,000$

**Połąć - pole F - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,100$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot 0,100 = \mathbf{0,049 \text{ kN/m}^2}$$

dla rozstawu 2,2 m = 0,11 kN/m

**Połąć - pole F - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,300$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-1,300) = \mathbf{-0,634 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,100$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot 0,100 = \mathbf{0,049 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,000$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-1,000) = \mathbf{-0,488 \text{ kN/m}^2}$$



**Połąć - pole H - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,100$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot 0,100 = \mathbf{0,049 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole H - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,450$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-0,450) = \mathbf{-0,219 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole I:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,400$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-0,400) = \mathbf{-0,195 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole J:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,800$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-0,800) = \mathbf{-0,390 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole K:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,900$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-0,900) = \mathbf{-0,439 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole L:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,300$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-1,300) = \mathbf{-0,634 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole M:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,6$

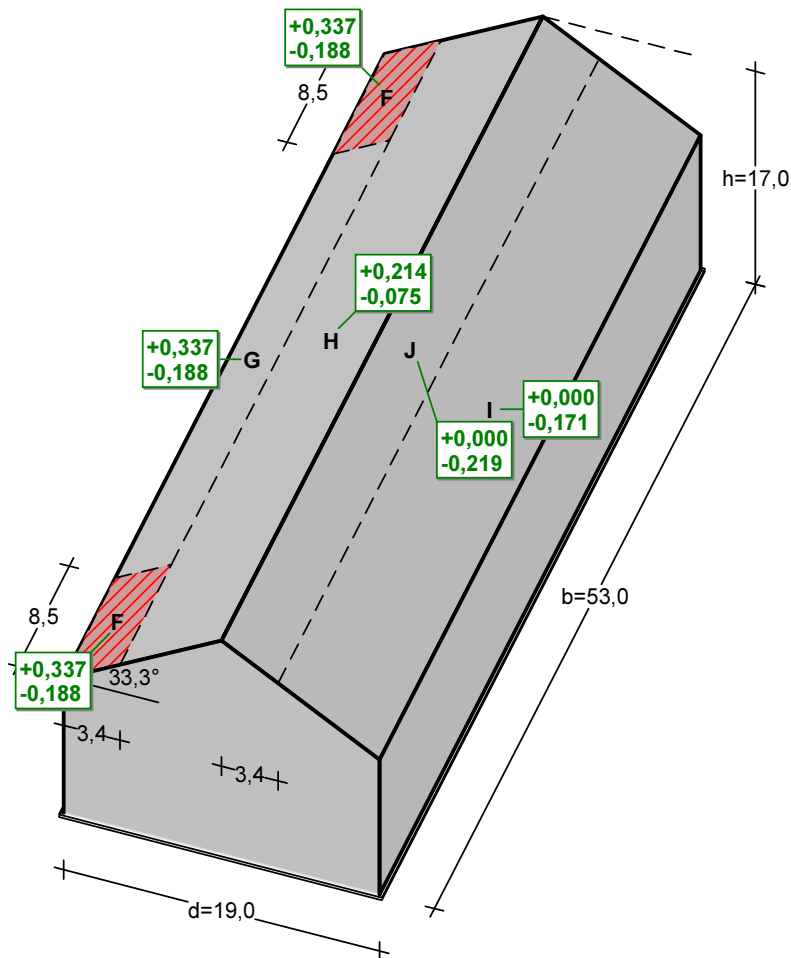
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,488 \cdot (-0,6) = \mathbf{-0,293 \text{ kN/m}^2}$$

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)

$F_{w,e}$  [kN/m<sup>2</sup>]

kierunek wiatru



- Dach dwuspadowy o wymiarach:  $b = 53,0$  m,  $d = 19,0$  m, kąt nachylenia połaci  $\alpha = 33,3^\circ$
- Budynek o wysokości  $h = 17,0$  m
- Wymiar  $e = \min(b, 2 \cdot h) = 34,0$  m
- Wiatr wiejący na ścianę boczną,  $\theta = 0^\circ$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
  - strefa obciążenia wiatrem 1;  $A = 206$  m n.p.m.  $\rightarrow v_{b,0} = 22$  m/s
- Współczynnik kierunkowy:  $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy:  $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru:  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$  m/s
- Wysokość odniesienia:  $z_e = h - h_{dis} = 16,00$  m
- Kategoria terenu IV  $\rightarrow$  współczynnik chropowatości:  $c_r(z_e) = 0,6 \cdot (16,0/10)^{0,24} = 0,67$  (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii):  $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru:  $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 14,78$  m/s
- Intensywność turbulencji:  $I_v(z_e) = 0,361$
- Gęstość powietrza:  $\rho = 1,25$  kg/m<sup>3</sup>
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
  - $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 481,0$  Pa = 0,481 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny:  $c_{sd} = 1,000$

**Połacie - pole F - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,7$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,7 = \mathbf{0,337 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole F - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,390$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,390) = \mathbf{-0,188 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,7$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,7 = \mathbf{0,337 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole G - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,390$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,390) = \mathbf{-0,188 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole H - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,444$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,444 = \mathbf{0,214 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole H - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,156$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,156) = \mathbf{-0,075 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole I - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole I - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,356$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,356) = \mathbf{-0,171 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole J - parcie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,0$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot 0,0 = \mathbf{0,000 \text{ kN/m}^2}$$

**Połąć - pole J - ssanie:**

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego  $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,456$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

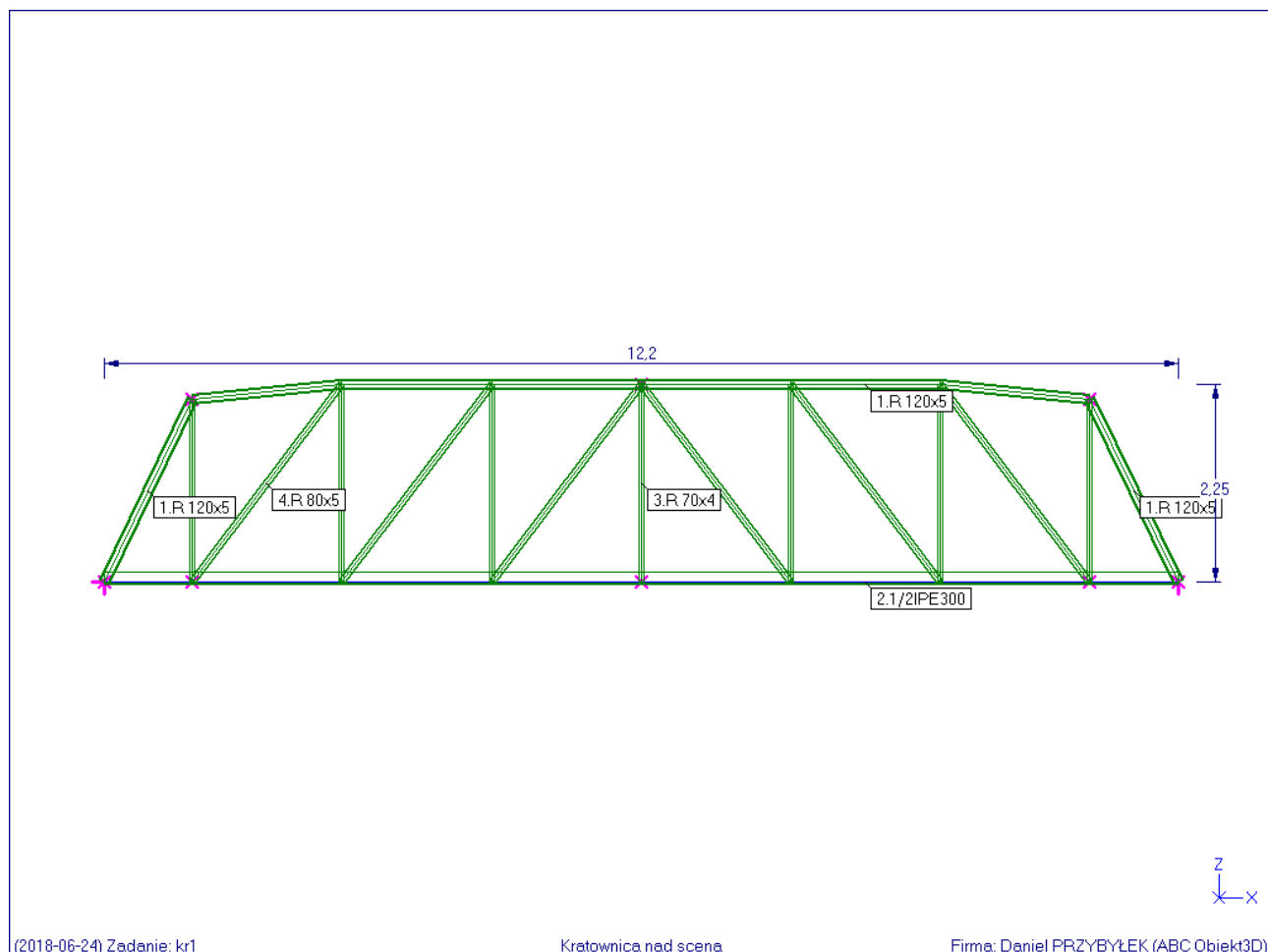
$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,481 \cdot (-0,456) = \mathbf{-0,219 \text{ kN/m}^2}$$

**2.1.29 DOPUSZCZALNE OBCIĄŻENIA  
TECHNOLOGICZNE**

	<u>obc. charakter.</u> <u>[kN/m2]</u>	<u><math>\gamma_f</math></u>	<u><math>\psi_d</math></u>	<u>obc. oblicz.</u> <u>[kN/m2]</u>
- pom. biurowe, gościnne i inne	2,00	1,50	0,50	3,00
- klatki schodowe i komunikacja	3,00	1,50	0,35	4,50
- podłoga sceny dużej	4,00	1,50	0,50	6,00
- podłoga małej sceny	3,00	1,50	0,50	4,50
- pomieszczenia techniczne	3,00	1,50	0,80	4,50
- magazyny	3,00	1,50	0,80	4,50
- podłoga galerii Szajny	3,00	1,50	0,50	4,50

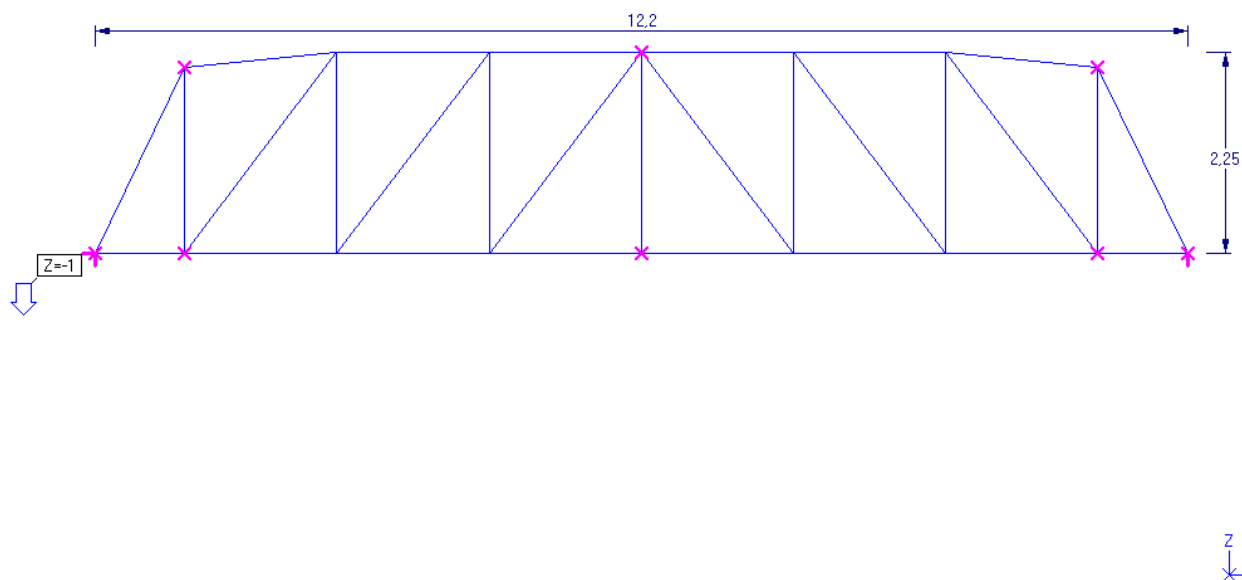
## 2.2. Konstrukcja dachu nad sceną

Obliczenia wykonano przy programu ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Kratownice są wykonane w rozstawie co 220 cm. Wszystkie kratownice wykonane są z tych samych profili i usztywnione w trzech płaszczyznach prostopadłych skratowaniami krzyżowymi – w środku rozpiętości i przy podporach. Jedna kratownica obciążona jest maksymalnie sześcioma sztankietami o dopuszczalnym obciążeniu jednego 150 kg.



Schemat 1 (Ciężar własny)

Sumy: PZ=-8,019kN



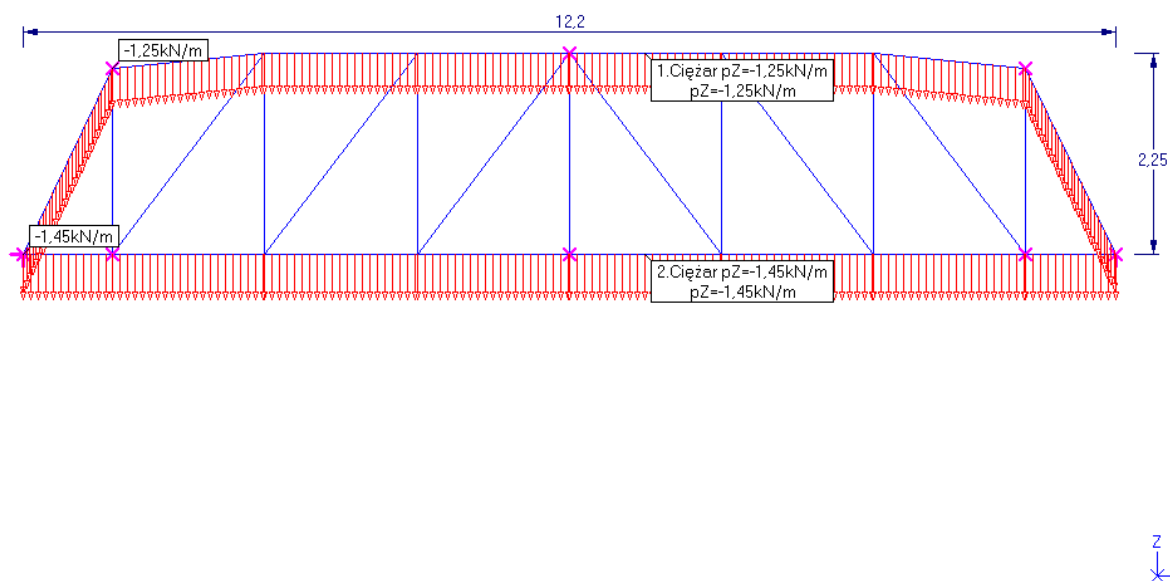
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 2 (Warstwy)

Sumy: PZ=-36,23kN



(2018-06-24) Zadanie: kr1

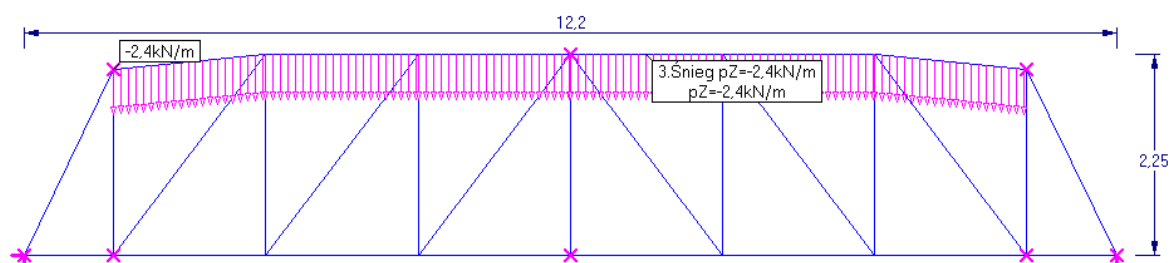
Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



Schemat 3 (Śnieg)

Sumy: PZ=-24,48kN



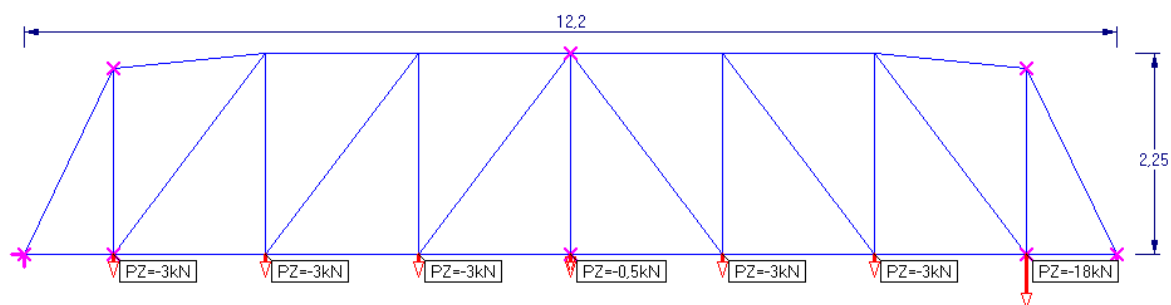
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 5 (Sztankiety)

Sumy: PZ=-36,5kN



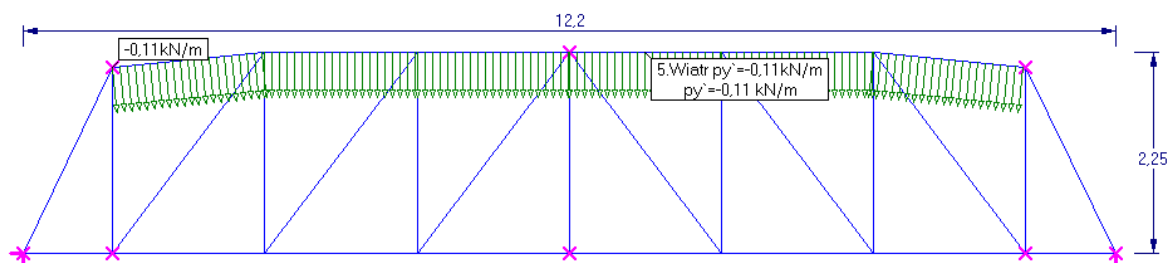
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 4 (Wiatr parcie)

Sumy:  $PZ = -1,122 \text{ kN}$



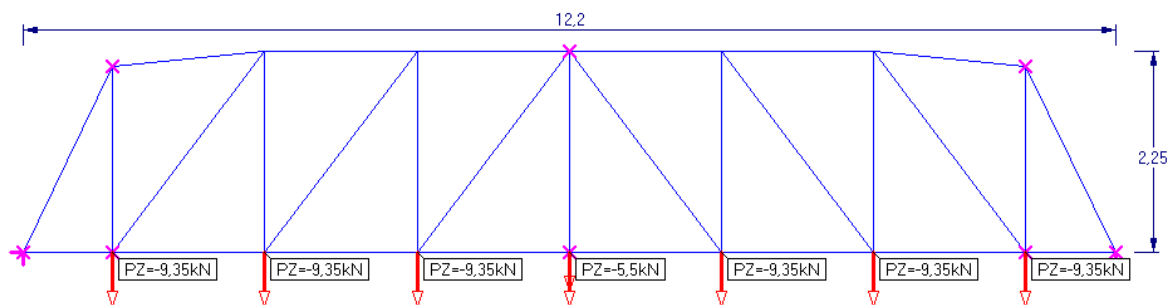
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 6 (Użytkowe)

Sumy:  $PZ = -70,95 \text{ kN}$



(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

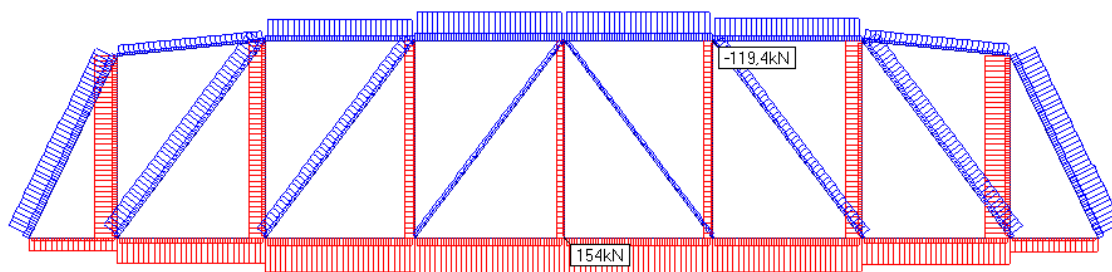
Mnożniki i atrybuty

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały	
2	Warstwy	1,35	1,35	1	Stały	
3	Śnieg	1,5	1,5	1	Zmienny	
4	Wiatr parcie	1,5	1,5	1	Zmienny	
5	Sztankiety	1,5	1,5	1	Zmienny	
6	Użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny	
7/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb.wg	EN
8/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb.wg	EN

Siły osiowe N [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



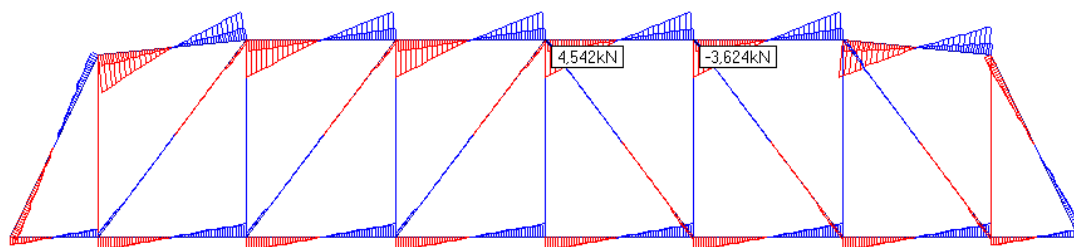
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Siły poprzeczne  $T_y$  [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



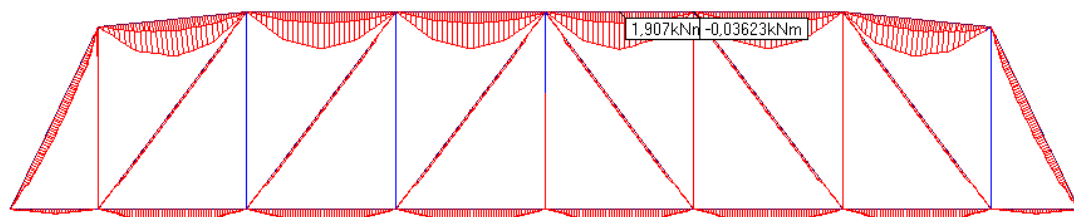
(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Momenty gnące  $M_z$  [kNm]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-24) Zadanie: kr1

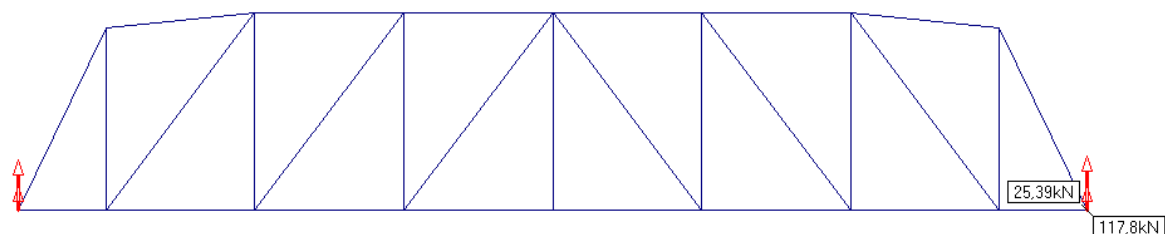
Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Reakcje: Z  
Suma: Z=222,4/50,78kN

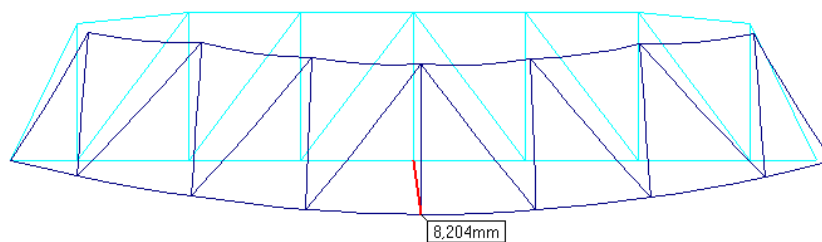
Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-24) Zadanie: kr1  
Przemieszczenia: - Skala: 100x

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)  
Wariant: 8/2 (Wg 6.10b)



(2018-06-24) Zadanie: kr1

Kratownica nad sceną

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



**OBIEKT: Pas górny (R 120x5)**

Od węzła: 44 do węzła: 46 (L= 1,7 m)

Przekrój nr: 1 (R 120x5) Rura kwadratowa

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 0,337 \text{ mm} < 4,857 \text{ mm (L/350)}$

KLASA PRZEKROJU: 2(1)

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 21,94 cm<sup>2</sup>

Pola na ścinanie (A<sub>vy</sub>)= 11,5 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>cx</sub>)= 78,58 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>tx</sub>)= 78,58 cm<sup>3</sup>

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ściskanie (N<sub>Rc</sub>)= 471,7 kN

Na ścinanie (V<sub>Ry</sub>)= 143,4 kN

Na zginanie (M<sub>Rx</sub>)= 18,45 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej (alfa<sub>px</sub>)= 1,092)

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4

Ściskanie (N<sub>c</sub>)= 63 kN

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 4,826 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 2,027 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4,5,6

Ściskanie (N<sub>c</sub>)= 160,2 kN

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 4,826 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 2,027 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx} = 0,11 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,45 < 1$

$V_y/V_{Ry}, N_c = 0,04 < 1$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta (L<sub>ox</sub>)= 1,7 m (L<sub>oy</sub>)= 1,7 m

Wsp.dł.wyboczen. (m<sub>ix</sub>)= 1 (m<sub>iy</sub>)= 1

Smukłość pręta (l<sub>x</sub>)= 36,67 (l<sub>y</sub>)= 36,67

Wsp.wyboczeniowy (f<sub>ix</sub>)= 0,9583 (f<sub>iy</sub>)= 0,9583

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem; f<sub>il</sub>= 1.0

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(f_{il} \cdot M_{Rx}) = 0,11 < 1$

$N_c/(f_i \cdot N_{Rc}) = 0,35 < 1$

Wsp.beta b<sub>x</sub>= 0,4 b<sub>y</sub>= 0,0

Poprawki D<sub>x</sub>= 0,01 D<sub>y</sub>= 0,00

$N_c/(f_{ix} \cdot N_{Rc}) + b_x \cdot M_x/(f_{il} \cdot M_{Rx}) + D_x = 0,41 < 1$

$N_c/(f_{iy} \cdot N_{Rc}) + b_y \cdot M_y/(f_{il} \cdot M_{Ry}) + D_y = 0,40 < 1$

**OBIEKT: Pas dolny(1/2IPE300)**

Od węzła: 4 do węzła: 18 (L= 1,7 m)

Przekrój nr: 2 (1/2IPE300) Połówka dwuteownika

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 0,1306 \text{ mm} < 4,857 \text{ mm (L/350)}$

KLASA PRZEKROJU: 4

Rozstaw usztywnień poprzecznych: 0,2486 m

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 26,9 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>cx</sub>)= 43,64 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>tx</sub>)= 154,6 cm<sup>3</sup>

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (N<sub>Rt</sub>)= 578,3 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 9,382 kNm

Wsp.reduk.nośności przek.( $\psi_i G$ )= 1

#### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4,5,6

Rozciąg. ( $N_t$ )= 177,3 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 4,826 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,794 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2

Ścinanie ( $V_y$ )= 4,826 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,794 kNm

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$N_t/N_{Rt} + M_x/M_{Rx} = 0,39 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,08 < 1$

$V_y/V_{Ry}, N_t = 0,04 < 1$

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Długość zwichrzenia ( $L_o$ )= 1,7 m

Wsp.zwichrzenia ( $\phi_L$ )= 0,80

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$N_t/N_{Rt} + M_x/(\phi_L * M_{Rx}) = 0,41 < 1$

#### OBIEKT: Krzyżulec (R 80x5)

Od węzła: 100 do węzła: 98 ( $L = 2,82$  m)

Przekrój nr: 4 (R 80x5) Rura kwadratowa

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

#### STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 0,3373$  mm < 8,057 mm ( $L/350$ )

#### KLASA PRZEKROJU: 1

#### CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. ( $A$ )= 13,94 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ )= 31,38 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ )= 31,38 cm<sup>3</sup>

#### NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ściskanie ( $N_{Rc}$ )= 299,7 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 7,473 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ )= 1,108)

#### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2

Ściskanie ( $N_c$ )= 22,53 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 4,826 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,0856 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4,5,6

Ściskanie ( $N_c$ )= 97,38 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 4,826 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,0856 kNm

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx} = 0,01 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,34 < 1$

$V_y/V_{Ry}, N_c = 0,05 < 1$

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta ( $L_{ox}$ )= 2,82 m ( $L_{oy}$ )= 2,82 m

Wsp.dł.wyboczen. ( $\mu_{ix}$ )= 1 ( $\mu_{iy}$ )= 1

Smukłość pręta ( $\lambda_x$ )= 93,99 ( $\lambda_y$ )= 93,99

Wsp.wyboczeniowy ( $\phi_{ix}$ )= 0,5737 ( $\phi_{iy}$ )= 0,5737

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem;  $\phi_L = 1.0$

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(\phi_L * M_{Rx}) = 0,01 < 1$

$N_c/(\phi_L * N_{Rc}) = 0,57 < 1$

Wsp.beta bx= 1 by= 0,0  
 Poprawki Dx= 0,00 Dy= 0,00  
 $Nc/(fix*NRC)+bx*Mx/(fiL*MRx)+Dx= 0,58 < 1$   
 $Nc/(fiy*NRC)+bx*Mx/(fiL*MRx)+Dy= 0,58 < 1$

#### OBIEKT: Słup (R 70x4)

Od węzła: 16 do węzła: 72 (L= 2,08 m)  
 Przekrój nr: 3 (R 70x4) Rura kwadratowa  
 Materiał: St3S  
 Odległość między przekrojami < 0,5 m  
 STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)  
 $f= 0,0 \text{ mm} < 5,943 \text{ mm} (L/350)$

KLASA PRZEKROJU: 1

#### CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 9,86 cm<sup>2</sup>  
 Pola na ścinanie (Avy)= 5,28 cm<sup>2</sup>  
 Wsk.na zginanie (Wcx)= 19,73 cm<sup>3</sup>  
 Wsk.na zginanie (Wtx)= 19,73 cm<sup>3</sup>

#### NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (NRt)= 212 kN  
 Na ścinanie (VRy)= 65,84 kN  
 Na zginanie (MRx)= 4,698 kNm  
 (Wsp.rezerwy plastycznej (alfa\_px)= 1,108)

#### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4,5,6  
 Rozciąg. (Nt)= 122,2 kN  
 Ścinanie (Vy)= 4,826 kN  
 Zginanie (Mx)= 0,03856 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2  
 Ścinanie (Vy)= 4,826 kN  
 Zginanie (Mx)= 0,006698 kNm

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$Nt/NRt+Mx/MRx= 0,58 < 1$   
 $Nc/NRC+Mx/MRx= 0,01 < 1$   
 $Vy/VRy, Nt= 0,09 < 1$

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem; fiL= 1.0

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$Nt/NRt+Mx/(fiL*MRx)= 0,58 < 1$

Wnioski: kratownica jest zaprojektowana i wykonana poprawnie, posiada znaczny zapas nośności.

## 2.3. Rdzenie żelbetowe podpierające kratownice dachu w osi H/15÷18

#### DANE

##### Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny  
 Szerokość przekroju b = 24,0 cm  
 Wysokość przekroju h = 29,0 cm

##### Parametry betonu:

Klasa betonu: **C16/20 (B20)** →  $f_{cd} = 10,67 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 0,87 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 29,0 \text{ GPa}$

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

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

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,32$

##### Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

##### Zbrojenie podłużne:

Klasa stali: A-IIIN (**RB500W**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 16 \text{ mm}$

Strzemiona:

Średnica  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Obciążenia obliczeniowe:

	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd,x}$ [kNm]
1.	118,00	18,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości obliczeniowej  $N_o = 9,57 \text{ kN}$

Słup:

Wysokość słupa  $l_{col} = 5,00 \text{ m}$

Rodzaj słupa: monolityczny

Rodzaj konstrukcji w płaszczyźnie obciążenia: przesuwna

Numer kondygnacji od góry: 1

Rodzaj konstrukcji z płaszczyzny obciążenia: nieprzesuwna

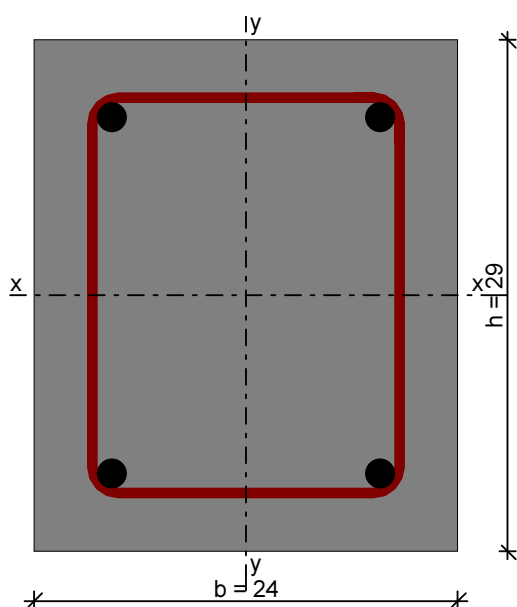
Współczynnik długości wyboczeniowej w płaszczyźnie obciążenia  $\beta_x = 1,00$

Współczynnik długości wyboczeniowej z płaszczyzny obciążenia  $\beta_y = 0,50$

**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

**WYNIKI - SŁUP**



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 16$  o  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 16$  o  $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,16\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 127,57 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 23,55 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 48,89 \text{ kNm}$

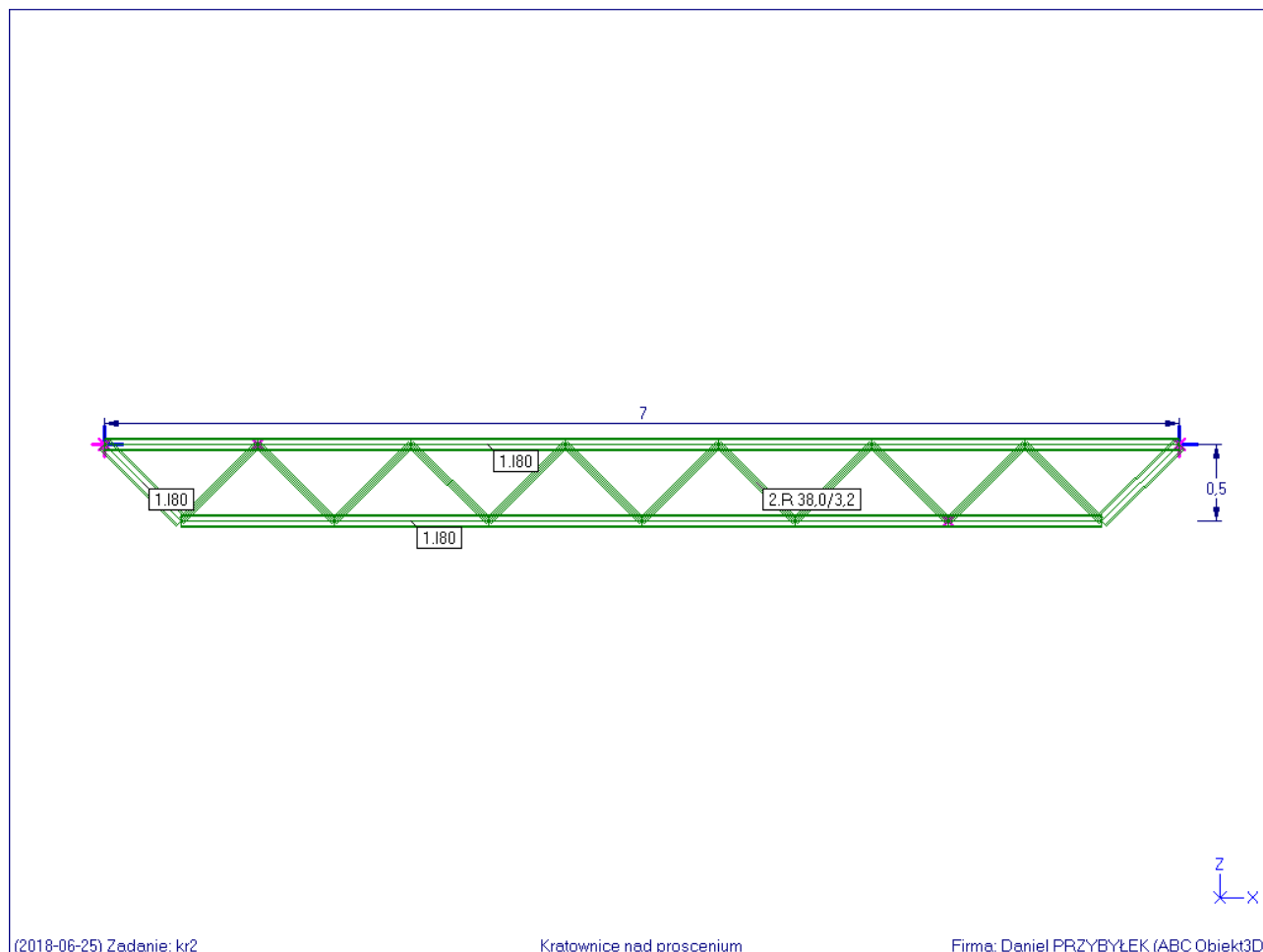
- dla  $M_{d,x} = 23,55 \text{ kNm}$ :  $N_d = 127,57 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 871,09 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Przyjęto strzemiona pojedyncze  $\phi 6$  w rozstawie co max. 24,0 cm

## 2.4. Kratownice do podwieszeń nad proscenium

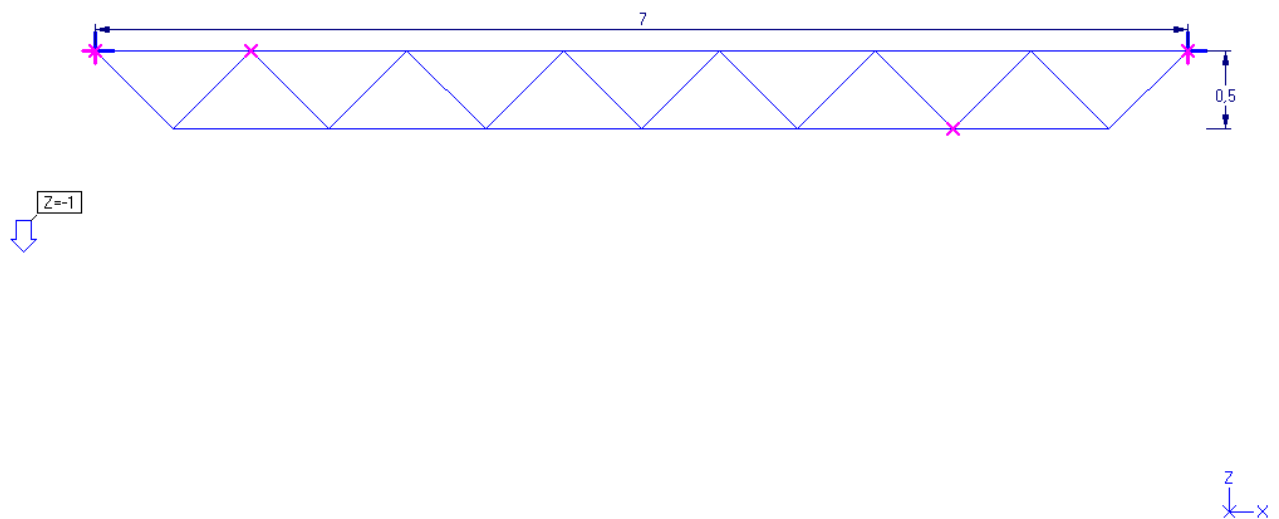
Obliczenia wykonano przy programu ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Kratownice są wykonane w rozstawie co 220 cm. Wszystkie kratownice wykonane są z tych samych profili. Jedna kratownica może być obciążona maksymalnie do 10 kN w węzłach pod warunkiem połączenia pasów górnych w węzłach kratownicy pomiędzy sobą. Ze względu na brak dostępu i zabudowę g/k nie sprawdzono połączeń pomiędzy pasami górnymi kratownic.





Schemat 1 (Ciężar własny)

Sumy:  $PZ = -1,07 \text{ kN}$



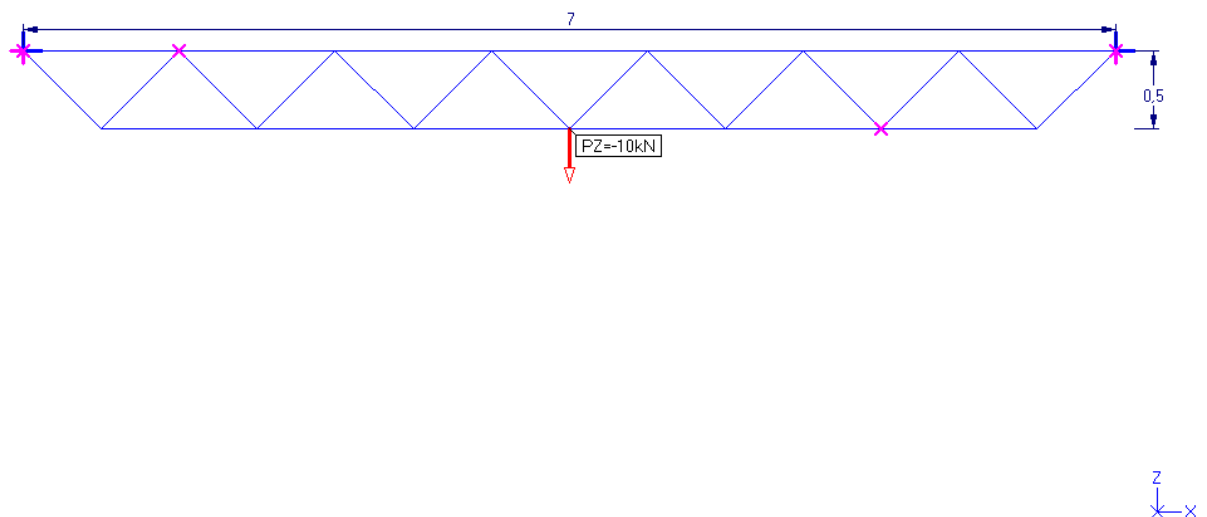
(2018-06-25) Zadanie: kr2

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 2 (Podwieszenia)

Sumy:  $PZ = -10 \text{ kN}$



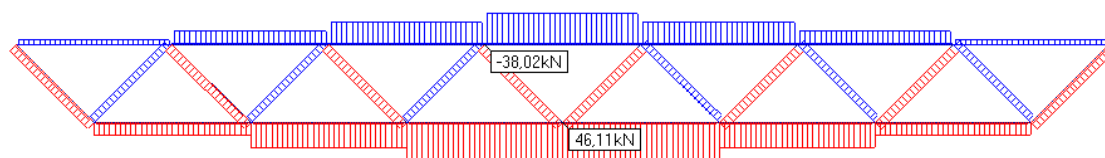
(2018-06-25) Zadanie: kr2

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Siły osiowe N [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



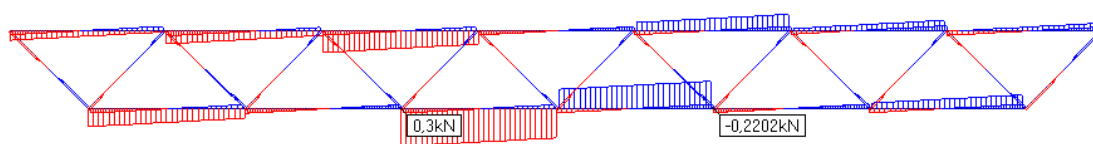
(2018-06-25) Zadanie: kr2

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Siły poprzeczne Ty [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: kr2

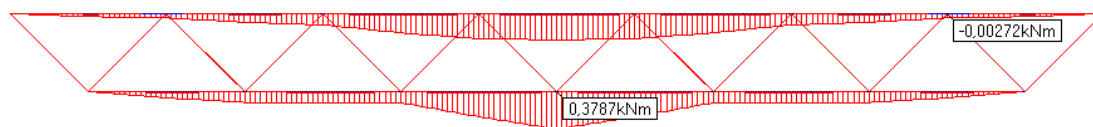
Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Momenty gnące  $M_z$  [kNm]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: kr2

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

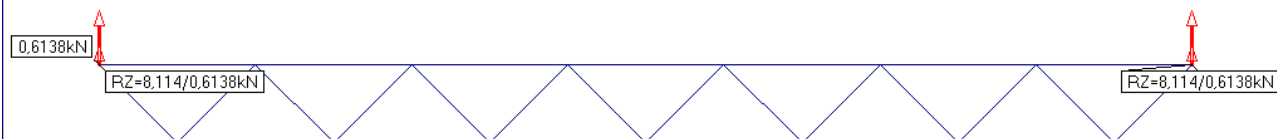
## Mnożniki i atrybuty

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały	
2	Podwieszenia	1,5	1,5	1	Zmienny	
3/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb. wg	EN
4/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb. wg	EN

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Reakcje: Z  
Suma: Z=16,23/1,228kN  
Suma odczytanych: z'=16,23/1,228kN

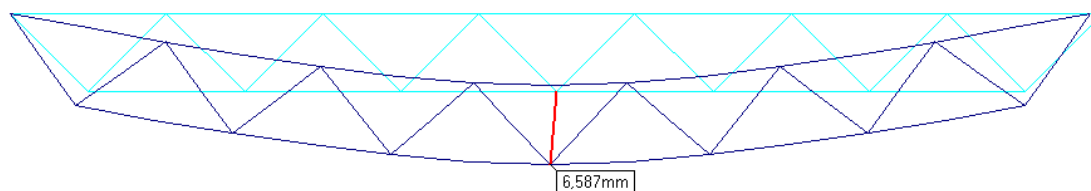
Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: kr2  
Przemieszczenia: - Skala: 71x

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)  
Wariant: 4/2 (x1 - Wg 6.10b)



(2018-06-25) Zadanie: kr2

Kratownice nad proscenium

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

**OBIKT: Pas górny (dwuteownik I80)**Od węzła: 8 do węzła: 10 ( $L = 1 \text{ m}$ )

Przekrój nr: 1 (I80) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$ 

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

 $f = 0,1338 \text{ mm} < 2,857 \text{ mm} (L/350)$ 

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A) =  $7,58 \text{ cm}^2$ Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ ) =  $19,45 \text{ cm}^3$ Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ ) =  $19,45 \text{ cm}^3$ 

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ściskanie ( $N_{Rc}$ ) =  $163 \text{ kN}$ Na zginanie ( $M_{Rx}$ ) =  $4,618 \text{ kNm}$ (Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ ) =  $1,104$ )

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1

Ściskanie ( $N_c$ ) =  $2,516 \text{ kN}$ Ścinanie ( $V_y$ ) =  $0,0394 \text{ kN}$ Zginanie ( $M_x$ ) =  $0,01472 \text{ kNm}$ 

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2

Ściskanie ( $N_c$ ) =  $53,77 \text{ kN}$ Ścinanie ( $V_y$ ) =  $0,0394 \text{ kN}$ Zginanie ( $M_x$ ) =  $0,2644 \text{ kNm}$ 

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

 $M_x/M_{Rx} = 0,06 < 1$  $N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,39 < 1$  $V_y/V_{Ry}, N_c = 0,00 < 1$ 

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta ( $L_{ox}$ ) =  $1 \text{ m}$  ( $L_{oy}$ ) =  $1 \text{ m}$ Wsp.dł.wybozczen. ( $\mu_{ix}$ ) =  $0,68$  ( $\mu_{iy}$ ) =  $1$ Smukłość pręta ( $I_{x}$ ) =  $21,23$  ( $I_{y}$ ) =  $109,8$ Wsp.wybozczeniowy ( $\phi_{ix}$ ) =  $0,998$  ( $\phi_{iy}$ ) =  $0,4693$ 

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Długość zwichrzenia ( $L_o$ ) =  $1 \text{ m}$ Wsp.zwichrzenia ( $\phi_{iL}$ ) =  $0,89$ 

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

 $M_x/(\phi_{iL} * M_{Rx}) = 0,06 < 1$  $N_c/(\phi_{iL} * N_{Rc}) = 0,70 < 1$ Wsp.beta  $b_x = 1$   $b_y = 0,0$ Poprawki  $D_x = 0,00$   $D_y = 0,00$  $N_c/(\phi_{ix} * N_{Rc}) + b_x * M_x/(\phi_{iL} * M_{Rx}) + D_x = 0,39 < 1$  $N_c/(\phi_{iy} * N_{Rc}) + b_y * M_x/(\phi_{iL} * M_{Rx}) + D_y = 0,77 < 1$ **Pas dolny górny (dwuteownik I80)**Od węzła: 7 do węzła: 9 ( $L = 1 \text{ m}$ )

Przekrój nr: 1 (I80) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$ 

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

 $f = 0,1296 \text{ mm} < 2,857 \text{ mm} (L/350)$ 

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A) =  $7,58 \text{ cm}^2$ Pola na ścinanie ( $A_{vy}$ ) =  $3,12 \text{ cm}^2$



Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ )= 19,45 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ )= 19,45 cm<sup>3</sup>

**NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU**

Na rozciąganie ( $N_{Rt}$ )= 163 kN

Na ścinanie ( $V_{Ry}$ )= 38,91 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 4,618 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ )= 1,104)

**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE**

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2

Rozciąg. ( $N_t$ )= 46,48 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 0,306 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,3795 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1

Ścinanie ( $V_y$ )= 0,04009 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,004495 kNm

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU**

$N_t/N_{Rt}+M_x/M_{Rx}= 0,37 < 1$

$N_c/N_{Rc}+M_x/M_{Rx}= 0,08 < 1$

$V_y/V_{Ry}, N_t= 0,00 < 1$

**STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE**

Długość zwichrzenia ( $L_0$ )= 1 m

Wsp.zwichrzenia ( $\phi_L$ )= 0,44

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU**

$N_t/N_{Rt}+M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx})= 0,47 < 1$

**OBIEKT: Krzyżulec (R 38,0/3,2)**

Od węzła: 23 do węzła: 21 ( $L= 0,7071$  m)

Przekrój nr: 2 (R 38,0/3,2) Rura okrągła

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

**STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)**

$f= 0,002869$  mm < 2,02 mm ( $L/350$ )

**KLASA PRZEKROJU: 1**

**CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU**

Pole przek.poprz. ( $A$ )= 3,498 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ )= 2,811 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ )= 2,811 cm<sup>3</sup>

**NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU**

Na ściskanie ( $N_{Rc}$ )= 75,22 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 0,7199 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ )= 1,191)

**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE**

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1

Ściskanie ( $N_c$ )= 0,8154 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 0,306 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,001516 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2

Ściskanie ( $N_c$ )= 11,2 kN

Ścinanie ( $V_y$ )= 0,04009 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 0,001516 kNm

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU**

$M_x/M_{Rx}= 0,00 < 1$

$N_c/N_{Rc}+M_x/M_{Rx}= 0,15 < 1$

$$V_y/VR_y, N_c = 0,00 < 1$$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

$$Dł.oblicz.pręta \quad (L_{ox}) = 0,7071 \text{ m} \quad (L_{oy}) = 0,7071 \text{ m}$$

$$Wsp.dł.wyboezen. \quad (mix) = 1 \quad (miy) = 1$$

$$Smukłość \text{ pręta} \quad (I_x) = 57,23 \quad (I_y) = 57,23$$

$$Wsp.wyboczeniowy \quad (fix) = 0,907 \quad (fiy) = 0,907$$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

$$\text{Zabezpieczenie przed zwichrzeniem; } fiL = 1,0$$

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$$M_x/(fiL * MR_x) = 0,00 < 1$$

$$N_c/(fi * NR_c) = 0,16 < 1$$

$$Wsp.beta \quad b_x = 1 \quad b_y = 0,0$$

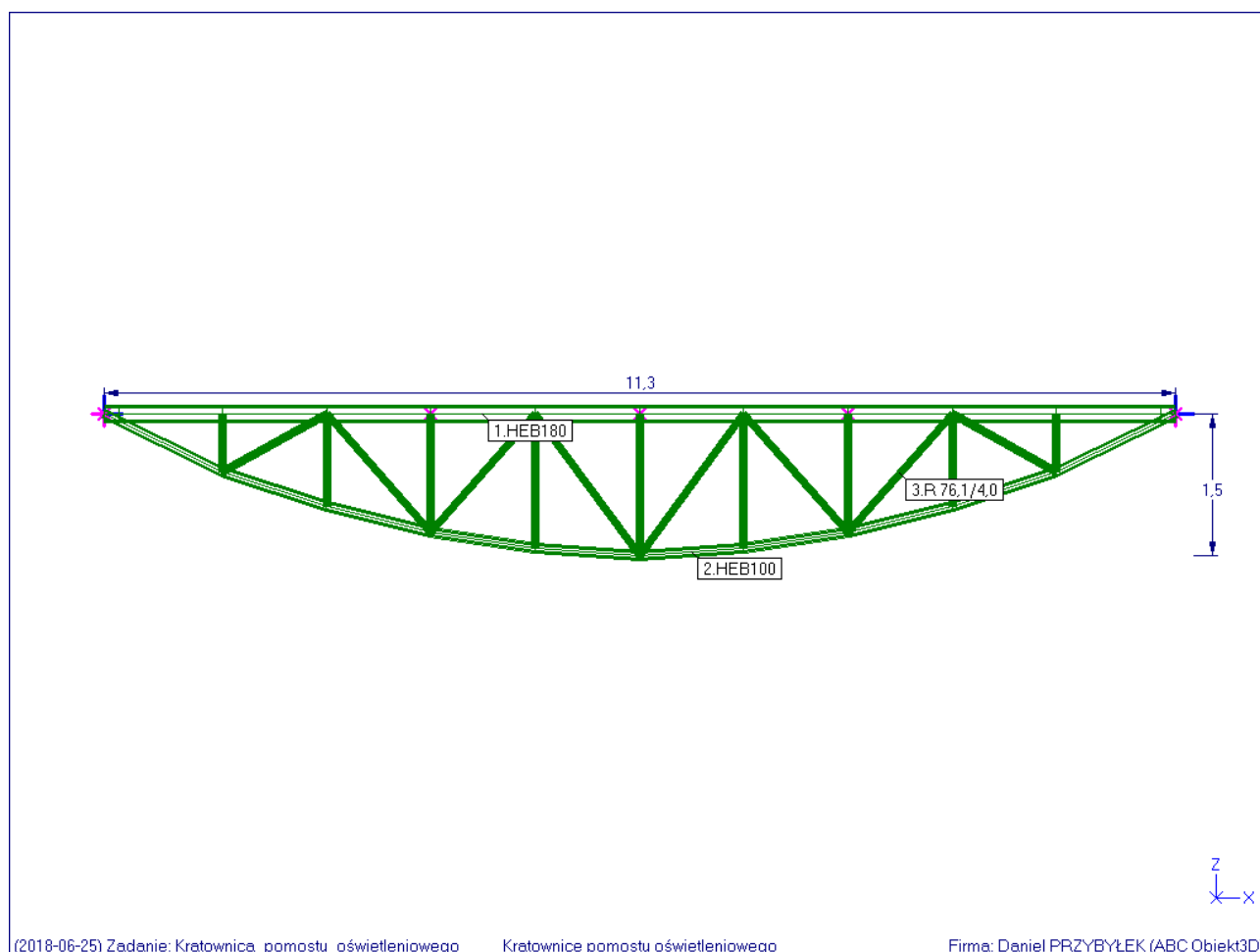
$$\text{Poprawki} \quad D_x = 0,00 \quad D_y = 0,00$$

$$N_c/(fix * NR_c) + b_x * M_x/(fiL * MR_x) + D_x = 0,17 < 1$$

$$N_c/(fiy * NR_c) + b_y * M_y/(fiL * MR_y) + D_y = 0,17 < 1$$

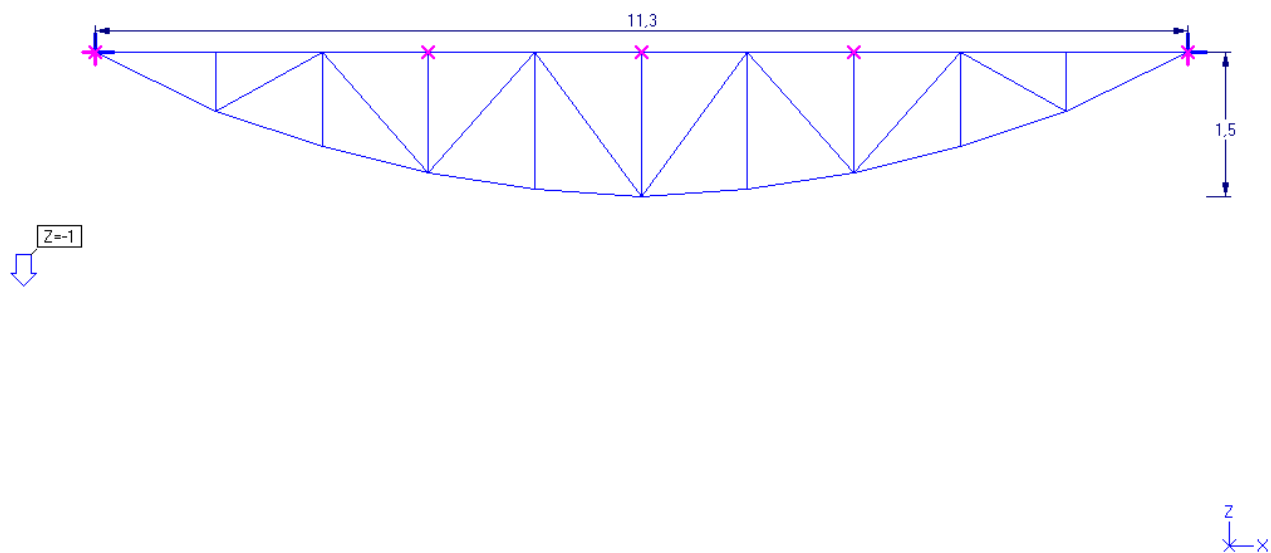
## 2.5. Kratownice pomostu oświetleniowego nad widownią

Obliczenia wykonano przy programie ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Dwie kratownice są wykonane w rozstawie 120 cm. Kratownice usztywnione poprzez połączenie pasów górnych co 220 cm i pasów dolnych co 110 cm na których ułożono kraty pomostu (wema). Przyjęto obciążenie pomostu 250 kg/m<sup>2</sup> i obciążenie oświetleniem 100 kg/mb. W węzłach kratownicy opierają się dźwigary prostopadłe co 220 cm z reakcją obliczeniową 8,1 kN każda.



Schemat 1 (Ciężar własny)

Sumy: PZ=-9,643kN



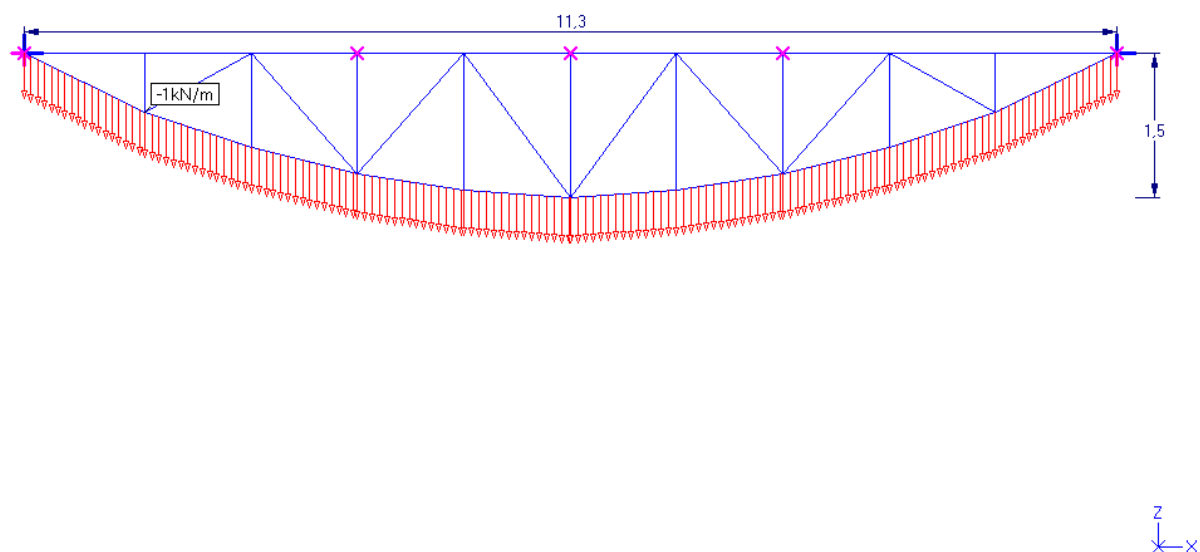
(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 2 (Oświetlenie i pomost)

Sumy: PZ=-11,8kN



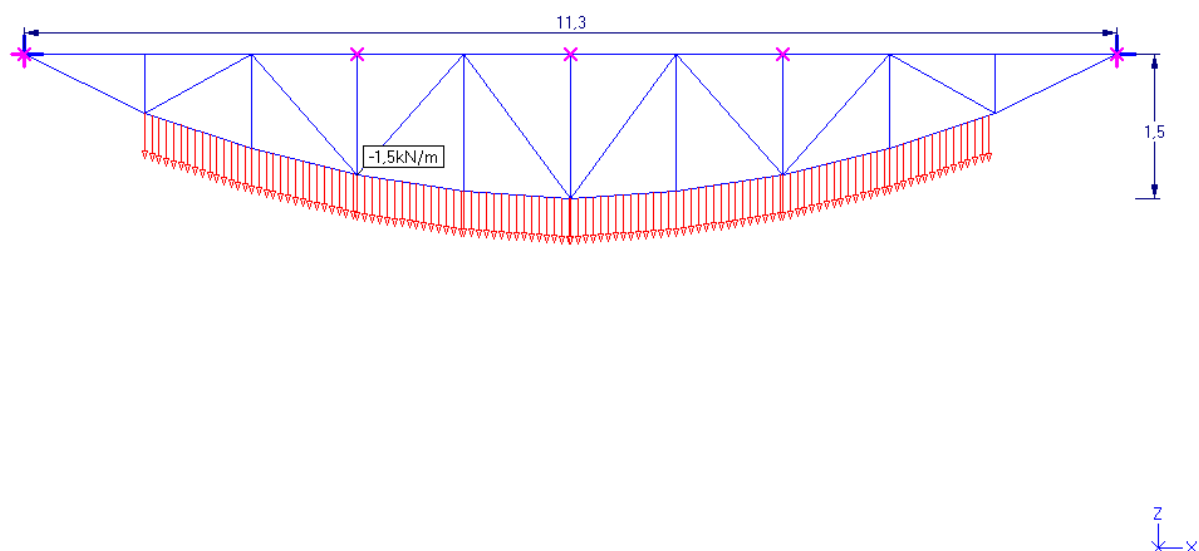
(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 3 (Użytkowe)

Sumy:  $PZ = -13,53 \text{ kN}$



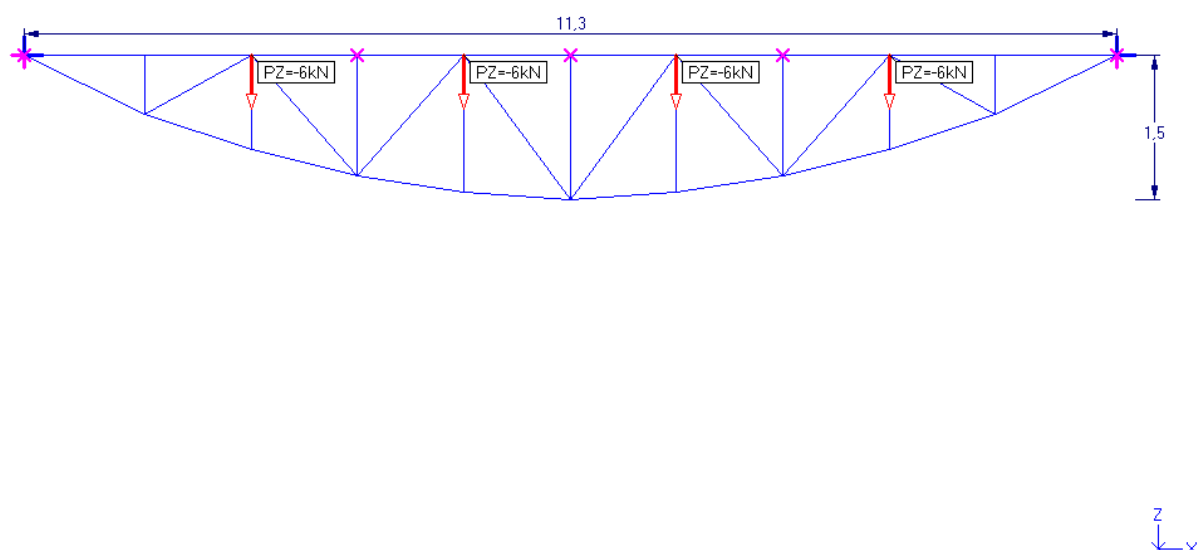
(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 4 (Reakcja od kratownic prostopadłych)

Sumy:  $PZ = -24 \text{ kN}$



(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

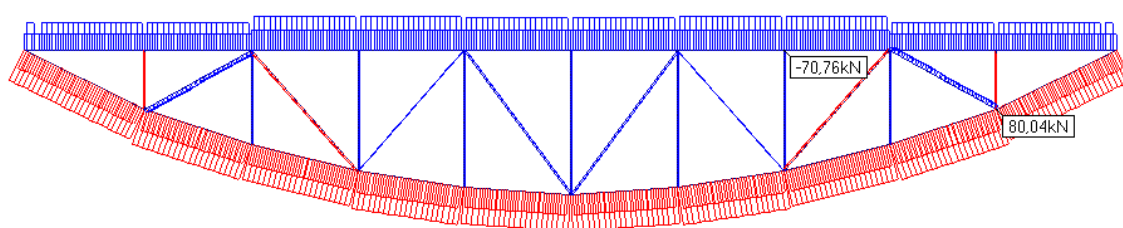
Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały	
2	Oświetlenie	1,5	1,5	1	Zmienny	
3	Użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny	
4	Reakcja od	1,35	1,35	1	Stały	
5/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb.wg	EN
6/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb.wg	EN

Siły osiowe N [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

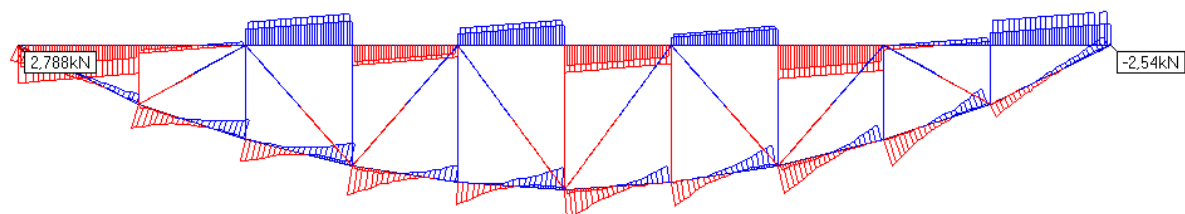
Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



Siły poprzeczne Ty [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



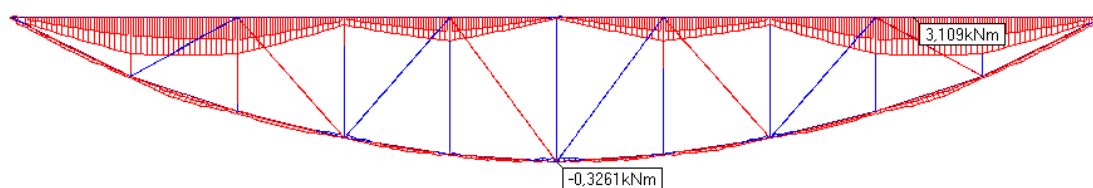
(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Momenty gnące Mz [kNm]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

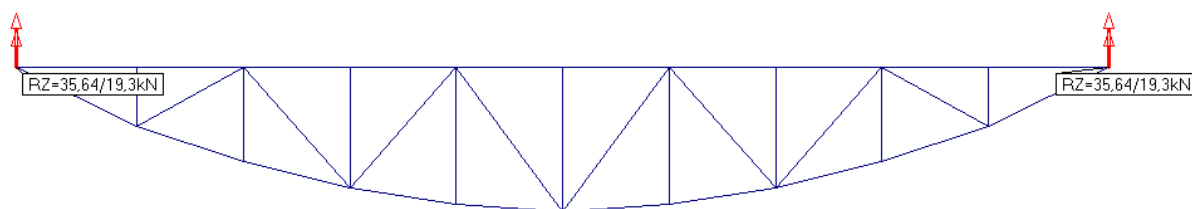
Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Reakcje: XYZ  
Suma: X=0,0/0,0: Y=0,0/0,0: Z=71,29/38,61kN  
Suma odczytanych: Z=71,29/38,61kN

Obwiednia - Automat wg EN ()



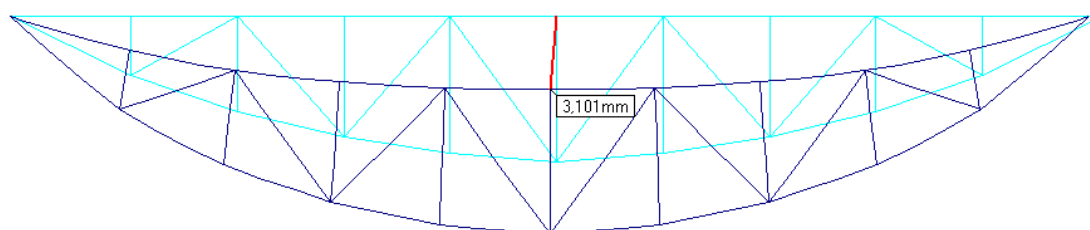
(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Przemieszczenia: - Skala: 244x

Wariant: 6/2 (x1 - Wg 6.10b)



(2018-06-25) Zadanie: Kratownica\_pomostu\_oświetleniowego

Kratownice pomostu oświetleniowego

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

**OBIEKT: Pas górny (HEB180)**

Od węzła: 4 do węzła: 15 ( $L = 2,2 \text{ m}$ )

Przekrój nr: 1 (HEB180) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 0,04691 \text{ mm} < 6,286 \text{ mm} (L/350)$

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz.  $(A) = 65,3 \text{ cm}^2$

Pola na ścinanie  $(A_{vy}) = 15,3 \text{ cm}^2$

Wsk.na zginanie  $(W_{cx}) = 425,6 \text{ cm}^3$

Wsk.na zginanie  $(W_{tx}) = 425,6 \text{ cm}^3$

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ściskanie  $(N_{Rc}) = 1404 \text{ kN}$

Na ścinanie  $(V_{Ry}) = 190,8 \text{ kN}$

Na zginanie  $(M_{Rx}) = 98,04 \text{ kNm}$

(Wsp.rezerwy plastycznej  $(\alpha_{px}) = 1,072$ )

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,4

Ściskanie  $(N_c) = 50,12 \text{ kN}$

Ścinanie  $(V_y) = 1,741 \text{ kN}$

Zginanie  $(M_x) = 1,391 \text{ kNm}$

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,4,2,3

Ściskanie  $(N_c) = 89,76 \text{ kN}$

Ścinanie  $(V_y) = 2,34 \text{ kN}$

Zginanie  $(M_x) = 2,259 \text{ kNm}$

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx} = 0,02 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,09 < 1$

$V_y/V_{Ry}, N_c = 0,01 < 1$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

Dł.oblicz.pręta  $(L_{ox}) = 2,2 \text{ m}$   $(L_{oy}) = 2,2 \text{ m}$

Wsp.dł.wyboczen.  $(m_{ix}) = 1,21$   $(m_{iy}) = 1,21$

Smukłość pręta  $(I_{_x}) = 34,76$   $(I_{_y}) = 58,33$

Wsp.wyboczeniowy  $(f_{ix}) = 0,9646$   $(f_{iy}) = 0,748$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Długość zwichrzenia  $(L_o) = 2,2 \text{ m}$

Wsp.zwichrzenia  $(f_{iL}) = 0,98$

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(f_{iL} * M_{Rx}) = 0,02 < 1$

$N_c/(f_{iL} * N_{Rc}) = 0,09 < 1$

Wsp.beta  $b_x = 1$   $b_y = 0,0$

Poprawki  $D_x = 0,00$   $D_y = 0,00$

$N_c/(f_{ix} * N_{Rc}) + b_x * M_x/(f_{iL} * M_{Rx}) + D_x = 0,09 < 1$

$N_c/(f_{iy} * N_{Rc}) + b_y * M_y/(f_{iL} * M_{Ry}) + D_y = 0,11 < 1$

**OBIEKT: Pas dolny (HEB100)**

Od węzła: 5 do węzła: 3 ( $L = 1,103 \text{ m}$ )

Przekrój nr: 2 (HEB100) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 0,01442 \text{ mm} < 3,151 \text{ mm} (L/350)$

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 26 cm<sup>2</sup>

Pola na ścinanie (A<sub>vy</sub>)= 6 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>cx</sub>)= 90 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>tx</sub>)= 90 cm<sup>3</sup>

#### NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na rozciąganie (N<sub>Rt</sub>)= 559 kN

Na ścinanie (V<sub>Ry</sub>)= 74,82 kN

Na zginanie (M<sub>Rx</sub>)= 21,05 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej (alfa<sub>px</sub>)= 1,088)

#### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,4,2,3

Rozciąg. (N<sub>t</sub>)= 90,97 kN

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 2,53 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 0,4588 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,4

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 2,34 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 0,1198 kNm

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

N<sub>t</sub>/N<sub>Rt</sub>+M<sub>x</sub>/M<sub>Rx</sub>= 0,18 < 1

N<sub>c</sub>/N<sub>Rc</sub>+M<sub>x</sub>/M<sub>Rx</sub>= 0,02 < 1

V<sub>y</sub>/V<sub>Ry</sub>, N<sub>t</sub>= 0,03 < 1

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem;  $\phi_L$ = 1.0

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

N<sub>t</sub>/N<sub>Rt</sub>+M<sub>x</sub>/( $\phi_L$ \*M<sub>Rx</sub>)= 0,18 < 1

#### OBIEKT: Krzyżulec (R 76,1/4,0)

Od węzła: 84 do węzła: 82 (L= 1,258 m)

Przekrój nr: 3 (R 76,1/4,0) Rura okrągła

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami< 0,5 m

#### STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

f= 0,1112 mm < 3,594 mm (L/350)

#### KLASA PRZEKROJU: 1

#### CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pole przek.poprz. (A)= 9,06 cm<sup>2</sup>

Pola na ścinanie (A<sub>vy</sub>)= 5,768 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>cx</sub>)= 15,52 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie (W<sub>tx</sub>)= 15,52 cm<sup>3</sup>

#### NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ściskanie (N<sub>Rc</sub>)= 194,8 kN

Na ścinanie (V<sub>Ry</sub>)= 71,93 kN

Na zginanie (M<sub>Rx</sub>)= 3,906 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej (alfa<sub>px</sub>)= 1,171)

#### OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,4

Ściskanie (N<sub>c</sub>)= 8,153 kN

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 2,53 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 0,01413 kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,4,2,3

Ściskanie (N<sub>c</sub>)= 12,87 kN

Ścinanie (V<sub>y</sub>)= 2,34 kN

Zginanie (M<sub>x</sub>)= 0,01413 kNm

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$$M_x/MR_x = 0,00 < 1$$

$$N_c/NR_c + M_x/MR_x = 0,07 < 1$$

$$V_y/VR_y, N_c = 0,03 < 1$$

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE

$$Dł. oblicz. pręta (L_{ox}) = 1,258 \text{ m} (L_{oy}) = 1,258 \text{ m}$$

$$Wsp. dł. wyboczen. (m_{ix}) = 1 (m_{iy}) = 1$$

$$Smukłość pręta (I_{_x}) = 49,27 (I_{_y}) = 49,27$$

$$Wsp. wyboczeniowy (f_{ix}) = 0,9456 (f_{iy}) = 0,9456$$

#### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

$$\text{Zabezpieczenie przed zwichrzeniem; } f_{iL} = 1.0$$

#### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$$M_x/(f_{iL} \cdot MR_x) = 0,00 < 1$$

$$N_c/(f_i \cdot NR_c) = 0,07 < 1$$

$$Wsp. beta \quad b_x = 0,4 \quad b_y = 0,0$$

$$\text{Poprawki } D_x = 0,00 \quad D_y = 0,00$$

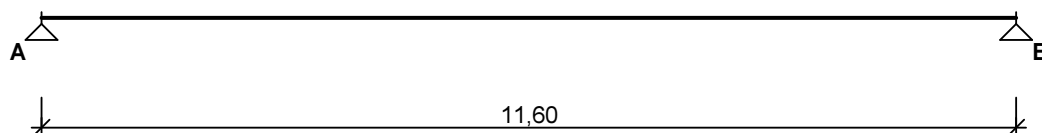
$$N_c/(f_{ix} \cdot NR_c) + b_x \cdot M_x/(f_{iL} \cdot MR_x) + D_x = 0,07 < 1$$

$$N_c/(f_{iy} \cdot NR_c) + b_y \cdot M_y/(f_{iL} \cdot MR_y) + D_y = 0,07 < 1$$

## 2.6. Belki sufitu nad widownią

Obliczenia wykonano przy programie Specbud. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Belki, do których zamocowany jest sufit to dwuteowniki I400 w rozstawie co 320 cm. Pomiędzy dwuteownikami zamocowane są dwuteowniki I80 co 62,5 cm a do nich sufit podwieszany na stelażu g/k 2x12,5 mm podwójnie. Konstrukcja sufitu jest niezależna od podłogi galerii Szajny i tworzy pustkę – przestrzeń na rozproszanie instalacji wentylacyjnych. Główne belki sufitu I400 obudowane są pożarowo płytami g/k podwójnie – 25 mm.

#### SCHEMAT BELKI



Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,35$

#### OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **P1: Warstwy** ( $\gamma_f = 1,35$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych (dodatkowo ciężar belki  $g_k = 0,91 \text{ kN/m}$ )

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	1,96	0,00	0,00
B.	11,60	1,96	--	0,00	0,00

Przypadek **P2: Użytkowe** ( $\gamma_f = 1,5$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
1.	5,80	0,00	0,00	2,00	0,00
B.	11,60	0,00	--	0,00	0,00

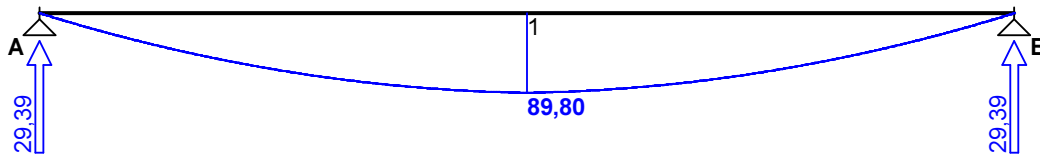
#### Tablica opisu kombinacji użytkownika:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: 1,35·Warstwy+1,05·Użytkowe	1,35·P1+1,05·P2
K2: 1,15·Warstwy+1,5·Użytkowe	1,15·P1+1,5·P2

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

### Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



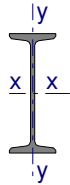
### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie dolnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- pas górny swobodny, ciągłe stężenie pasa dolnego;

### WYMIAROWANIE



Przekrój: **I 400**

$$A_v = 57,6 \text{ cm}^2, \quad m = 92,4 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 29210 \text{ cm}^4, \quad J_y = 1160 \text{ cm}^4, \quad J_o = 415000 \text{ cm}^6, \quad J_T = 183 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1460 \text{ cm}^3$$

Stal: **St0**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,086$ )  $M_R = 261,69 \text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 551,23 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój z = 5,80 m (**K1**: 1,35·P1+1,05·P2)

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 0,809$

Moment maksymalny  $M_{\max} = 89,80 \text{ kNm}$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,424 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m (**K1**: 1,35·P1+1,05·P2)

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = 29,39 \text{ kN}$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,053 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = 29,39 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 330,74 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 5,80 m (**K2**: 1,15·P1+1,5·P2)

Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 14,07 \text{ mm}$

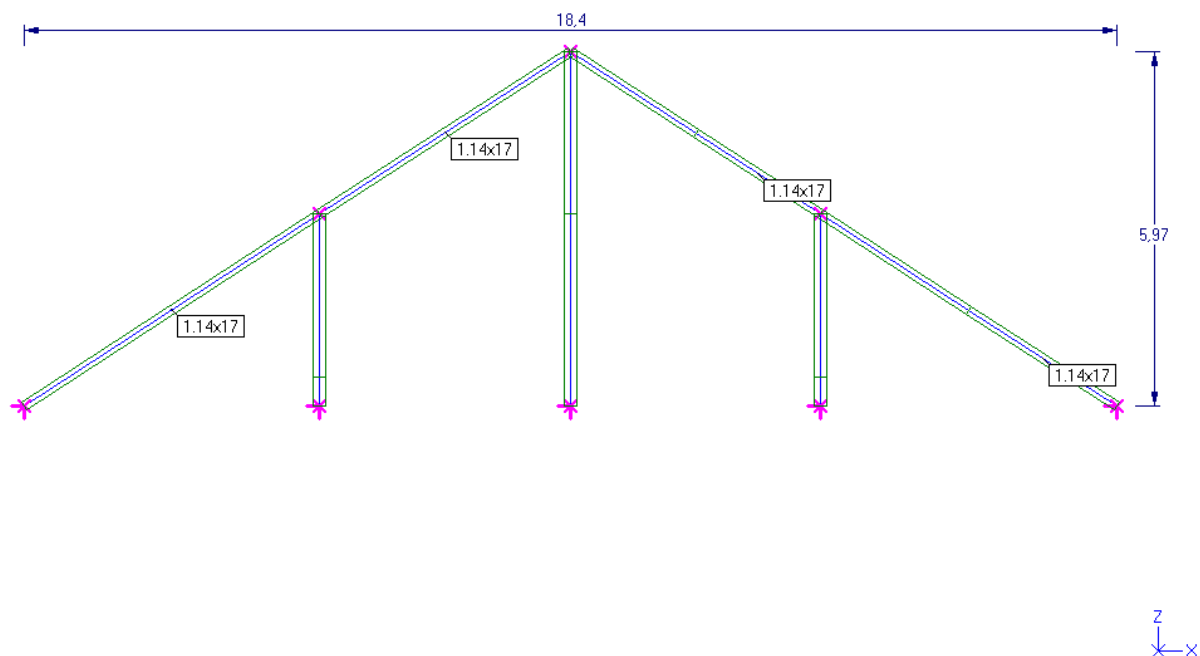
Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 250 = 11600 / 250 = 46,40 \text{ mm}$

$$f_{k,\max} = 14,07 \text{ mm} < f_{gr} = 46,40 \text{ mm} \quad (30,3\%)$$

## 2.7. Dach nad galerią Szajny

Obliczenia wykonano przy programu ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Krokwie o wymiarach około 14 x 17 cm są w rozstawie od 80 do 100 cm. Obliczono w pierwszej kolejności krokwie, następnie płatwie i słupy więźby. Murlaty więźby kotwione są do wieńców żelbetowych wykonanych w 2006 roku.

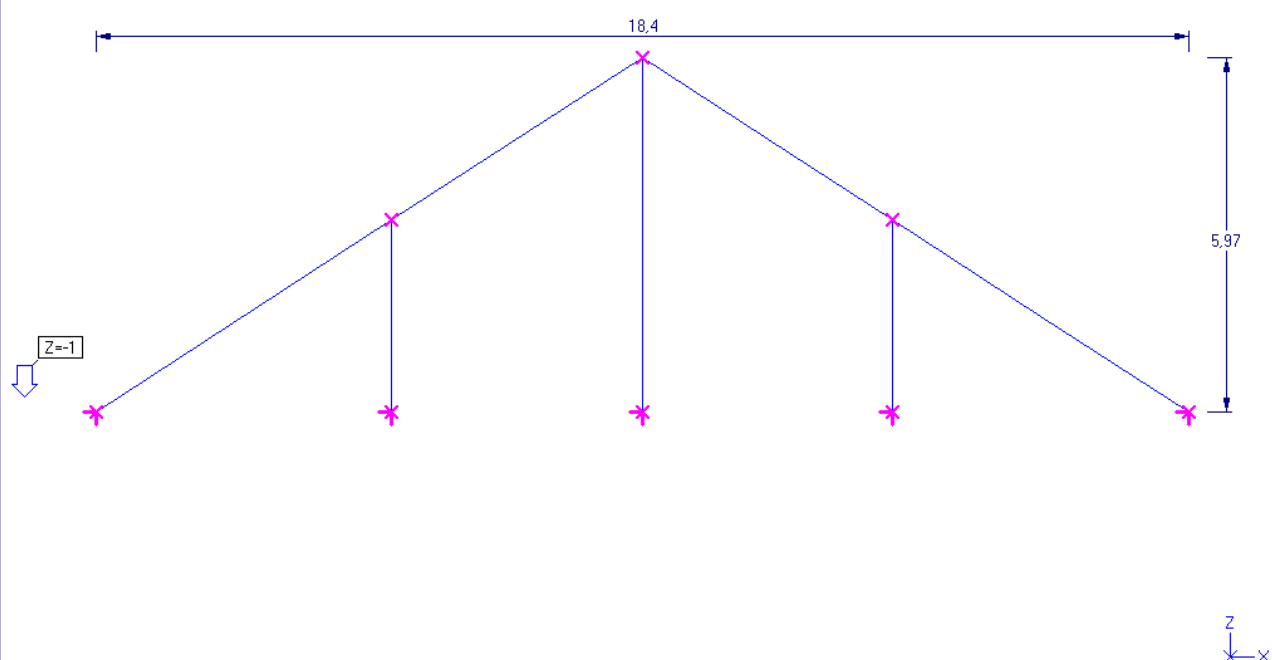




(2018-06-25) Zadanie: dach11  
Schemat: 1 (Ciężar własny)

Dach nad galerią Szajny  
Sumy: PZ=-3,24kN

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



(2018-06-25) Zadanie: dach11

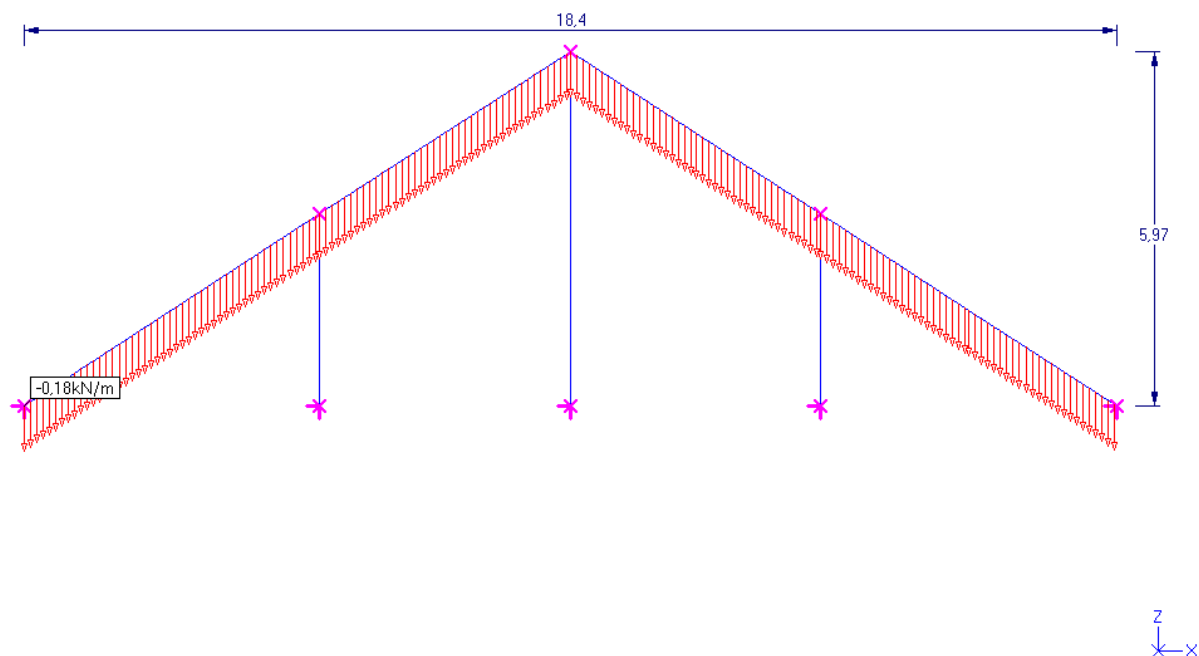
Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Schemat: 2 (Warstwy)

Sumy: PZ=-3,948kN



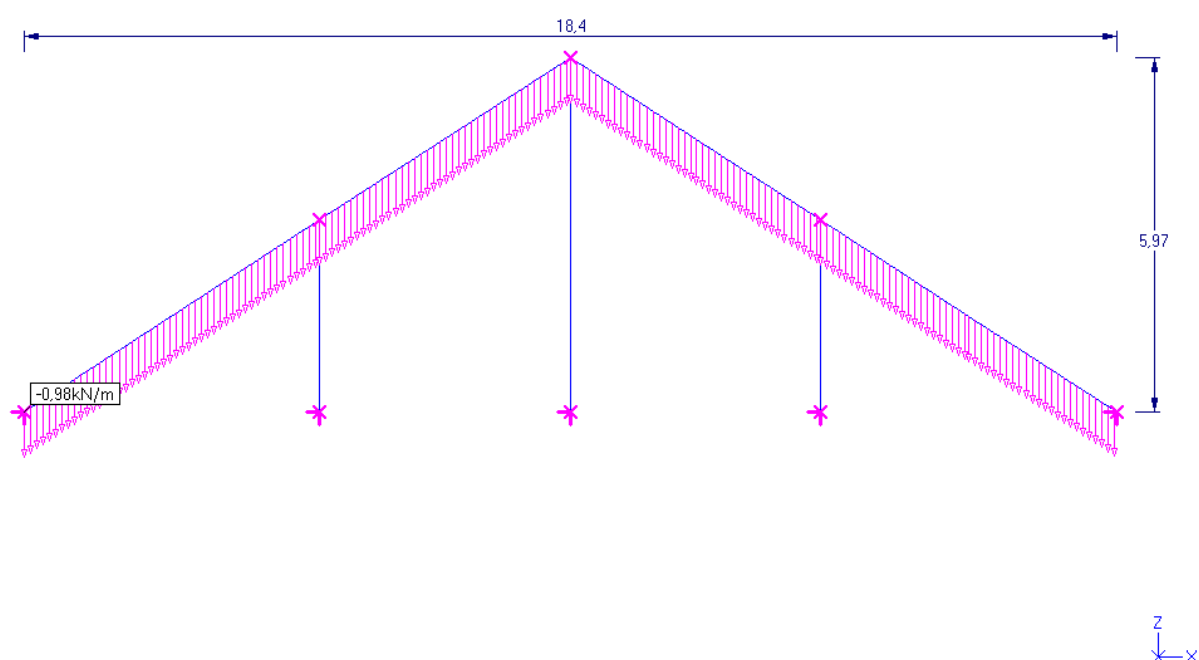
(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 3 (Śnieg)

Sumy: PZ=-18,03kN



(2018-06-25) Zadanie: dach11

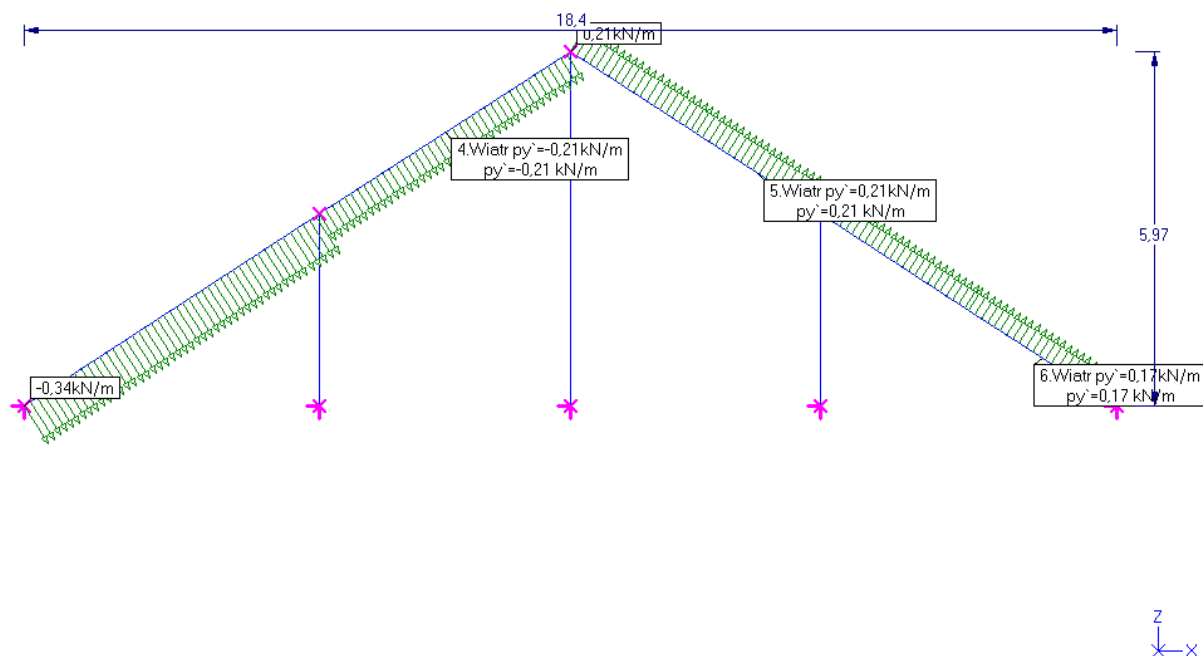
Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Schemat: 4 (Wiatr max)

Sumy:  $PX=2,798\text{kN}/PZ=-0,8462\text{kN}$



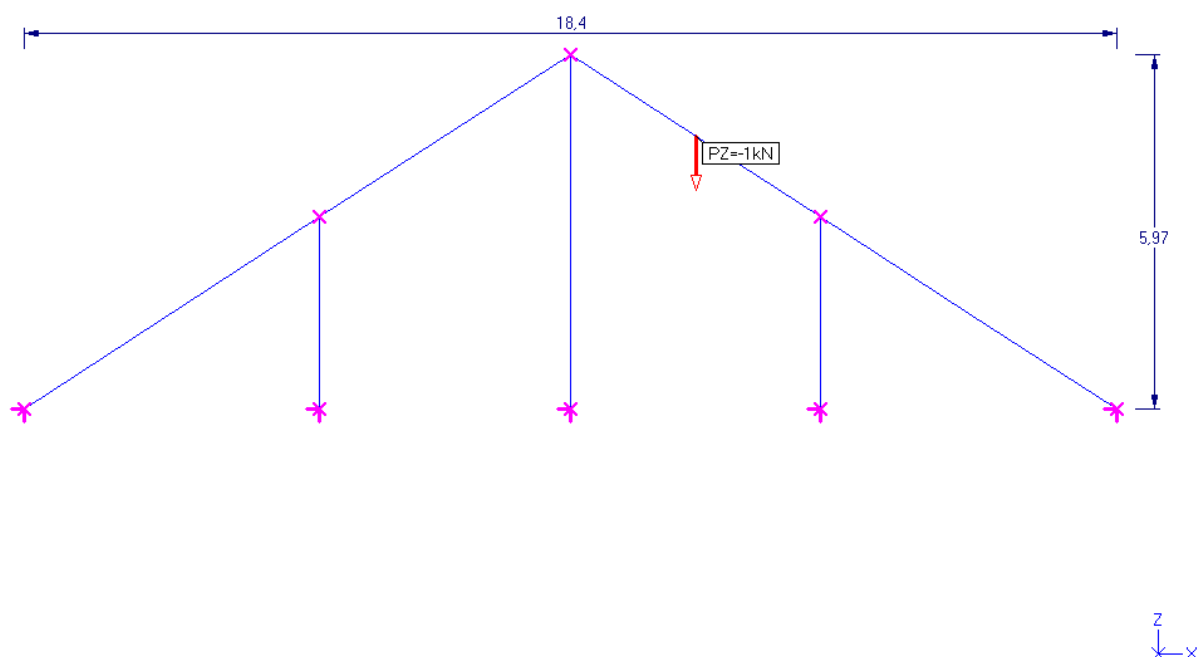
(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerię Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 5 (Technologiczne)

Sumy:  $PZ=-1\text{kN}$



(2018-06-25) Zadanie: dach11

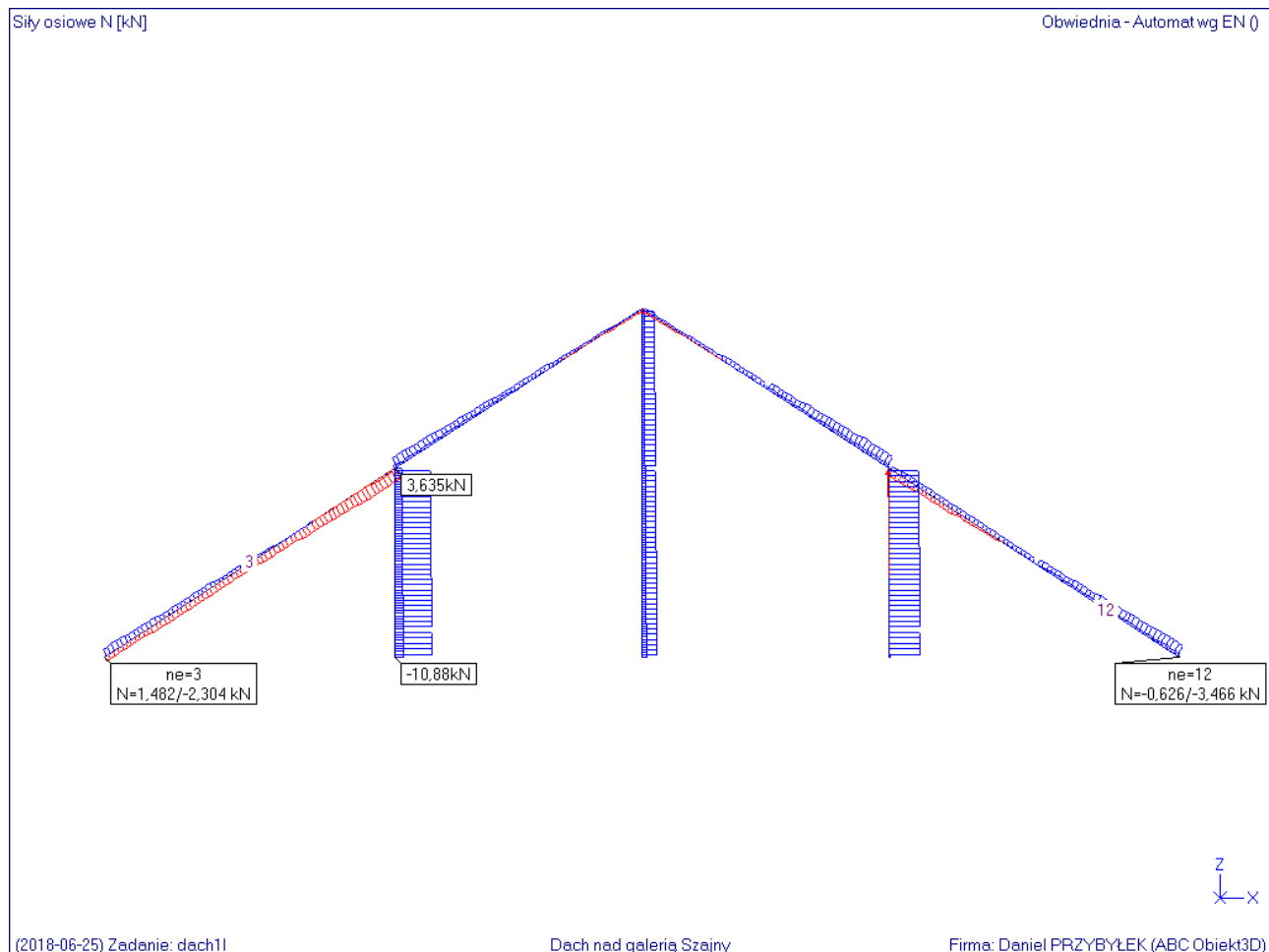
Dach nad galerię Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Mnożniki i atrybuty

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

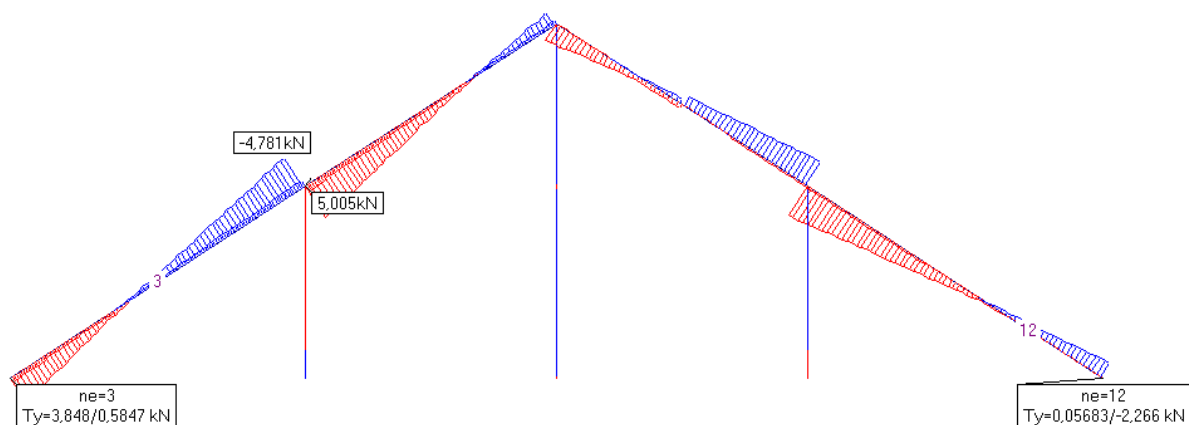
Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały	
2	Warstwy	1,35	1,35	1	Stały	
3	Śnieg	1,5	1,5	1	Zmienny	
4	Wiatr max	1,5	1,5	1	Zmienny	
5	Technologiczne	1,5	1,5	1	Zmienny	
6/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb.wg	EN
7/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb.wg	EN



# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Siły poprzeczne Ty [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



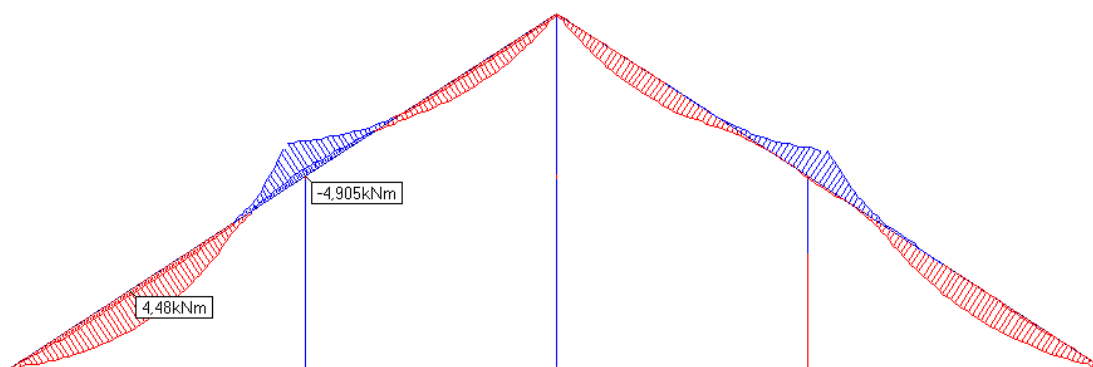
(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Momenty gnące Mz [kNm]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

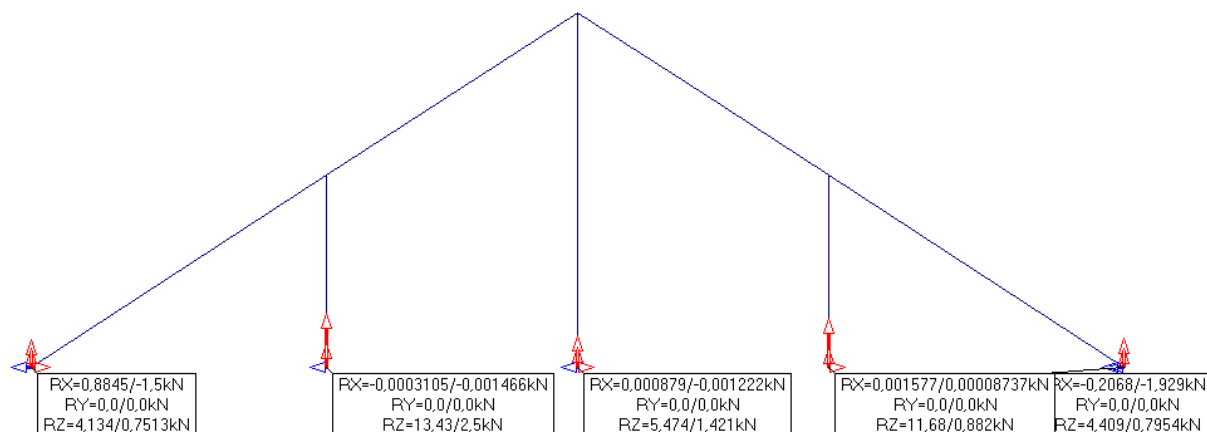
# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Reakcje: XYZ

Suma: X=0,6798/-3,432; Y=0,0/0,0; Z=39,13/6,35kN

Suma odczytanych: X=0,6798/-3,432kN; Y=0,0/0,0kN; Z=39,13/6,35kN

Obwiednia - Automat wg EN ()



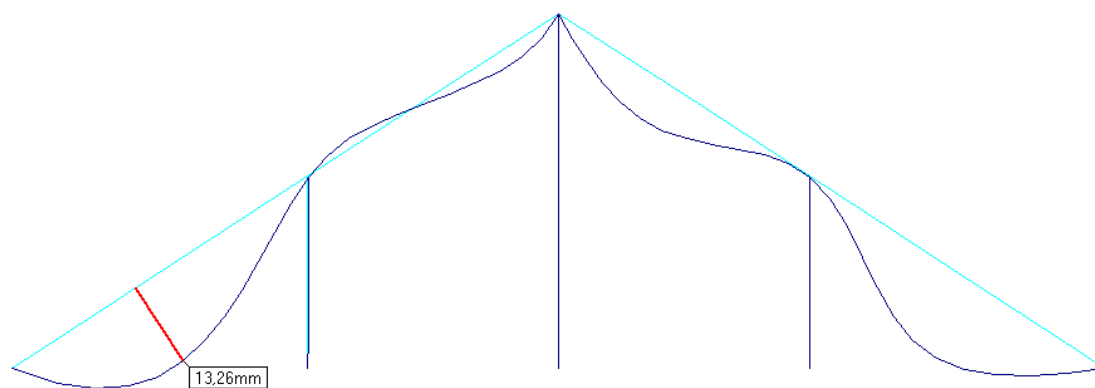
(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Przemieszczenia: - Skala: 110x

Wariant: 7/2 (Wg 6.10b)



(2018-06-25) Zadanie: dach11

Dach nad galerią Szajny

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



**OBIEKT: Krokiew (14x17)**Od węzła: 1 do węzła: 7 ( $L = 5,934$  m)

Elementów: 1 (3)

Przekrój nr: 1 (14x17)

Drewno C24 (PN-EN 338)

Klasa użytkowania konstrukcji: 1

Odległość między przekrojami  $< 0,5$  m

Dla wartości maksymalnych

Lp Nr klasa obciąż. kdef

1 1 Stałe 0.60

2 2 Stałe 0.60

3 3 Średniotrwale 0.25

4 4 Średniotrwale 0.25

Dla wartości minimalnych

Lp Nr klasa obciąż. kdef

1 1 Stałe 0.60

2 2 Stałe 0.60

3 3 Średniotrwale 0.25

4 4 Średniotrwale 0.25

5 5 Krótkotrwale 0.00

**STRZAŁKA UGIĘCIA** $f = 13,28$  mm  $< 29,67$  mm ( $L/200$ )**CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU**Pole przek.poprz.netto ( $A$ ) =  $238$  cm<sup>2</sup>Pole ścinania ( $b \times h$ ) =  $238$  cm<sup>2</sup>Wsk.na zginanie ( $W_z$ ) =  $674$  cm<sup>3</sup>Wskaźnik na skręcanie =  $714$  cm<sup>3</sup>**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE**

Warianty i siły dla maksymalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4

Rozciąg. ( $N_t$ ) =  $4,203$  kNŚcinanie ( $V_y$ ) =  $6,601$  kNZginanie ( $M_z$ ) =  $6,764$  kNm

Warianty i siły dla minimalnych naprężeń

Nrr: 1,2,3,4,5

Ściskanie ( $N_c$ ) =  $1,026$  kNŚcinanie ( $V_y$ ) =  $5,691$  kNSkręcanie ( $M_t$ ) =  $0,0$  kNm**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU**Rozciąganie:  $St/ftd = 0,02$  $St = 0,1766$  MPa $ftk = 14$  MPa;  $K_{mod} = 0,8$ ;  $ftd = 8,615$  MPa $kh = 1,15$ Rozciąganie+Zginanie:  $St/ftd + Sz/fmd = 0,61$  $Smz = 10,03$  MPa $fmk = 24$  MPa;  $K_{mod} = 0,8$ ;  $fmd = 14,77$  MPa $k_{hy}/k_{hz} = 1/1,15$ Ścinanie:  $ty/fvd = 0,27$  $ty = 0,416$  MPa $fvk = 2,5$  MPa;  $K_{mod} = 0,8$ ;  $fvd = 1,538$  MPa**STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - WYBOCZENIE**Długość pręta ( $L_{oz}$ ) =  $5,934$  m ( $L_{oy}$ ) =  $5,934$  mWsp.dł.wybozczen. ( $m_{iz}$ ) = 1 ( $m_{iy}$ ) = 1Dł.wybozczeniowa ( $L_{ez}$ ) =  $5,934$  m ( $L_{ey}$ ) =  $5,934$  mPr.bezwładności ( $I_z$ ) =  $4,907$  cm ( $I_y$ ) =  $4,041$  cmSmukłość pręta ( $I_z$ ) =  $120,9$  ( $I_y$ ) =  $146,8$ Smukłość względna ( $l_{wz}$ ) =  $2,05$  ( $l_{wy}$ ) =  $2,49$ Wsp.wybozczeniowy ( $k_{c,z}$ ) =  $0,2174$  ( $k_{c,y}$ ) =  $0,15$

### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

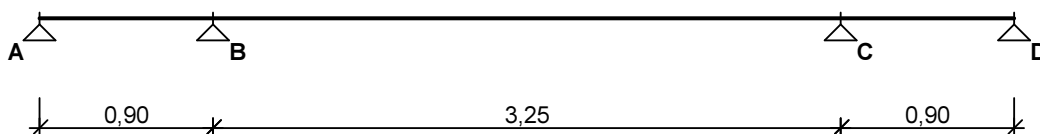
Długość rzeczywista (L)= 0,35 m  
Długość obliczeniowa (Ld)= 0,69 m  
Obciążenie przyłożone do góry elementu  
Smukłość sprowadzona = 0,1232  
Wsp.zwichrzenia  $k_{crit}$ = 1

### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

Wyboczenie:  $S_c/(k_c \cdot f_{cd}) = 0,02$   
Zwichrzenie:  $S_{mz}/(k_{crit} \cdot f_{md}) = 0,68$

### Płatew dachu rozpiętości 5 m podparta mieczami

#### SCHEMAT BELKI



Parametry belki (D20/20)

- moment bezwładności przekroju  $J_y = 13333,3 \text{ cm}^4$ ; moduł sprężystości podłużnej  $E = 11,5 \text{ GPa}$ ;  
- masa belki  $m = 14,8 \text{ kg/m}$

#### OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **G1: Reakcja stała** (stałe)

Tablica obciążeń charakterystycznych (dodatkowo ciężar belki  $g_k = 0,00 \text{ kN/m}$ )

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
B.	0,90	0,00	0,00	2,20	0,00
1.	1,80	0,00	0,00	2,20	0,00
2.	2,70	0,00	0,00	2,20	0,00
3.	3,60	0,00	0,00	2,20	0,00
C.	4,15	0,00	0,00	0,00	0,00
4.	4,50	0,00	0,00	2,20	0,00
D.	5,05	0,00	--	0,00	0,00

Przypadek **Q1: Reakcja zmienna** (zmiennie,  $\Psi_0 = 0,60$ ,  $\Psi_1 = 0,20$ ,  $\Psi_2 = 0,00$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
B.	0,90	0,00	0,00	8,00	0,00
1.	1,80	0,00	0,00	8,00	0,00
2.	2,70	0,00	0,00	8,00	0,00
3.	3,60	0,00	0,00	8,00	0,00
C.	4,15	0,00	0,00	0,00	0,00
4.	4,50	0,00	0,00	8,00	0,00
D.	5,05	0,00	--	0,00	0,00

#### Tablica opisu kombinacji automatycznych:

Nazwa kombinacji	Typ kombinacji	Wzór
K1: 1,35·Reakcja stała	SGN podstawowa STR	wg tablica A1.2(B), wzór (6.10)
K2: 1,35·Reakcja stała+1,5·Reakcja zmienna	SGN podstawowa STR	wg tablica A1.2(B), wzór (6.10)
K3: 1,0·Reakcja stała	SGN podstawowa STR	wg tablica A1.2(B), wzór (6.10)
K4: 1,0·Reakcja stała+1,5·Reakcja zmienna	SGN podstawowa STR	wg tablica A1.2(B), wzór (6.10)
K5: Reakcja stała	SGU charakterystyczna	wzór (6.14b)
K6: Reakcja stała+Reakcja zmienna	SGU charakterystyczna	wzór (6.14b)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

## OBWIEDNIA EFEKTÓW ODDZIAŁYWAŃ dla kombinacji SGN podstawowa STR

Tablica wyników obliczeń statycznych:

Przekrój	x [m]	M <sub>max</sub> [kNm]	M <sub>min</sub> [kNm]	V <sub>max</sub> [kN]	V <sub>min</sub> [kN]	w <sub>max</sub> [mm]	w <sub>min</sub> [mm]	uwagi
<b>Przęsło A - B (l<sub>0</sub> = 0,90 m)</b>								
A.	0,00	0,00	0,00	-1,91	-12,68	--	--	
	0,52	-1,00	-6,56	-1,98	-12,78	-0,06	-0,39	min w
B.	0,90	-1,78	-11,49	-2,04	-12,85	--	--	min M
<b>Przęsło B - C (l<sub>0</sub> = 3,25 m)</b>								
B.	0,90	-1,78	-11,49	19,78	3,10	--	--	
1. (L)	1,80	6,23	0,95	19,60	2,97	3,49	0,54	
1. (P)		6,23	0,95	4,63	0,77			
	2,54	9,59	1,47	4,49	0,66	4,97	0,76	max w
2. (L)	2,70	10,33	1,58	4,46	0,63	4,88	0,75	max M
2. (P)		10,33	1,58	-1,57	-10,51			
3. (L)	3,60	0,79	0,11	-1,70	-10,69	2,01	0,31	
3. (P)		0,79	0,11	-3,90	-25,66			
C.	4,15	-2,05	-13,36	-3,98	-25,77	--	--	min M
<b>Przęsło C - D (l<sub>0</sub> = 0,90 m)</b>								
C.	4,15	-2,05	-13,36	24,08	3,69	--	--	min M
4. (L)	4,50	-0,77	-4,94	24,01	3,64	-0,05	-0,32	
4. (P)		-0,77	-4,94	9,04	1,44			
	4,50	-0,76	-4,90	9,04	1,44	-0,05	-0,32	min w
D.	5,05	0,00	0,00	8,93	1,36	--	--	
Reakcje podporowe: R <sub>A</sub> = -1,91/-12,68 kN, R <sub>B</sub> = 47,60/7,34 kN, R <sub>C</sub> = 49,84/7,66 kN, R <sub>D</sub> = -1,36/-8,93 kN								

## OBWIEDNIA EFEKTÓW ODDZIAŁYWAŃ dla kombinacji SGU charakterystyczna

Tablica wyników obliczeń statycznych:

Przekrój	x [m]	M <sub>max</sub> [kNm]	M <sub>min</sub> [kNm]	V <sub>max</sub> [kN]	V <sub>min</sub> [kN]	w <sub>max</sub> [mm]	w <sub>min</sub> [mm]	uwagi
<b>Przęsło A - B (l<sub>0</sub> = 0,90 m)</b>								
A.	0,00	0,00	0,00	-1,91	-8,64	--	--	
	0,52	-1,00	-4,47	-1,98	-8,72	-0,06	-0,26	min w
B.	0,90	-1,78	-7,84	-2,04	-8,77	--	--	min M
<b>Przęsło B - C (l<sub>0</sub> = 3,25 m)</b>								
B.	0,90	-1,78	-7,84	13,50	3,10	--	--	
1. (L)	1,80	4,25	0,95	13,37	2,97	2,38	0,54	
1. (P)		4,25	0,95	3,17	0,77			
	2,54	6,54	1,47	3,06	0,66	3,39	0,76	max w
2. (L)	2,70	7,04	1,58	3,04	0,63	3,33	0,75	max M
2. (P)		7,04	1,58	-1,57	-7,16			
3. (L)	3,60	0,53	0,11	-1,70	-7,30	1,37	0,31	
3. (P)		0,53	0,11	-3,90	-17,50			
C.	4,15	-2,05	-9,11	-3,98	-17,58	--	--	min M
<b>Przęsło C - D (l<sub>0</sub> = 0,90 m)</b>								
C.	4,15	-2,05	-9,11	16,42	3,69	--	--	min M
4. (L)	4,50	-0,77	-3,37	16,37	3,64	-0,05	-0,22	
4. (P)		-0,77	-3,37	6,17	1,44			
	4,50	-0,76	-3,34	6,17	1,44	-0,05	-0,22	min w
D.	5,05	0,00	0,00	6,09	1,36	--	--	
Reakcje podporowe: R <sub>A</sub> = -1,91/-8,64 kN, R <sub>B</sub> = 32,47/7,34 kN, R <sub>C</sub> = 34,00/7,66 kN, R <sub>D</sub> = -1,36/-6,09 kN								

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 20,0 \text{ cm}$

Wysokość  $h = 20,0 \text{ cm}$

Drewno:

Drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2011, klasa wytrzymałości **C24**

Obciążenia:

Moment zginający obliczeniowy  $M_{y,d} = 14,00 \text{ kNm}$

Moment zginający obliczeniowy  $M_{z,d} = 3,00 \text{ kNm}$

Klasa trwania obciążenia: średniotrwałe

Zwichrzeniowa długość efektywna  $l_{ef} = 5,00 \text{ m}$

**ZAŁOŻENIA:**

Klasa użytkowania konstrukcji: 1

**WYNIKI:**

$$A = 400 \text{ cm}^2$$

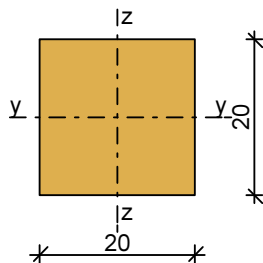
$$W_y = 1333 \text{ cm}^3$$

$$W_z = 1333 \text{ cm}^3$$

$$J_y = 13333 \text{ cm}^4$$

$$J_z = 13333 \text{ cm}^4$$

$$m = 14,0 \text{ kg/m}$$



Wytrzymałości obliczeniowe drewna:

$$f_{m,k} = 24,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,3; \quad k_{mod} = 0,80$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 14,77 \text{ MPa}$$

$$f_{m,z,d} = k_{mod} \cdot f_{m,k} / \gamma_M = 14,77 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7,40 \text{ GPa}; \quad G_{0,05} = 0,46 \text{ GPa}$$

Zginanie:

$$M_{y,d} = 14,00 \text{ kNm}, \quad \sigma_{m,y,d} = 10,50 \text{ MPa}$$

$$M_{z,d} = 3,00 \text{ kNm}, \quad \sigma_{m,z,d} = 2,25 \text{ MPa}$$

Warunek nośności przekroju:

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,711 + 0,107 = 0,818 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} = 0,498 + 0,152 = 0,650 < 1$$

Warunek stateczności elementu:

- zwichrzenie

element o przekroju kwadratowym/okrągłym nie ulega zwichrzeniu

**Słupek obciążony płatwiami z mieczami obustronnie**

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

Szerokość  $b = 17,0 \text{ cm}$

Wysokość  $h = 18,0 \text{ cm}$

Drewno:

Drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2011, klasa wytrzymałości **C24**

Obciążenia:

Siła ściskająca obliczeniowa  $N_{c,d} = 100,00 \text{ kN}$

Klasa trwania obciążenia: średniotrwałe

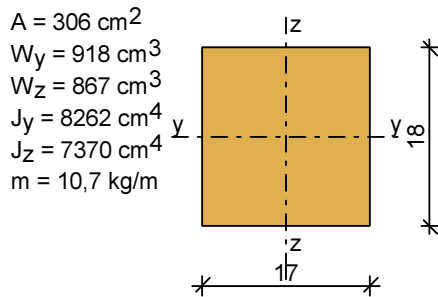
Długość wyboczeniowa  $l_{ey} = 3,00 \text{ m}$

Długość wyboczeniowa  $l_{ez} = 2,10 \text{ m}$

### ZAŁOŻENIA:

Klasa użytkowania konstrukcji: 1

### WYNIKI:



#### Wytrzymałości obliczeniowe drewna:

$$f_{c,0,k} = 21,00 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 1,3; \quad k_{mod} = 0,80$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot f_{c,0,k} / \gamma_M = 12,92 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 7,40 \text{ GPa}; \quad G_{0,05} = 0,46 \text{ GPa}$$

#### Ściskanie wzdłuż włókien:

$$N_{c,d} = 100,00 \text{ kN}$$

Warunek nośności przekroju:

$$\sigma_{c,0,d} = N_{c,d} / A = 3,27 \text{ MPa} < f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa} \quad (25,3\%)$$

Warunek smukłości elementu:

$$\lambda_y = 57,74 < \lambda_{gr} = 150 \quad (38,5\%)$$

$$\lambda_z = 42,79 < \lambda_{gr} = 150 \quad (28,5\%)$$

Warunek stateczności elementu:

- wyboczenie względem osi y

$$k_{c,y} = 0,705$$

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) = 0,359 < 1$$

- wyboczenie względem osi z

$$k_{c,z} = 0,865$$

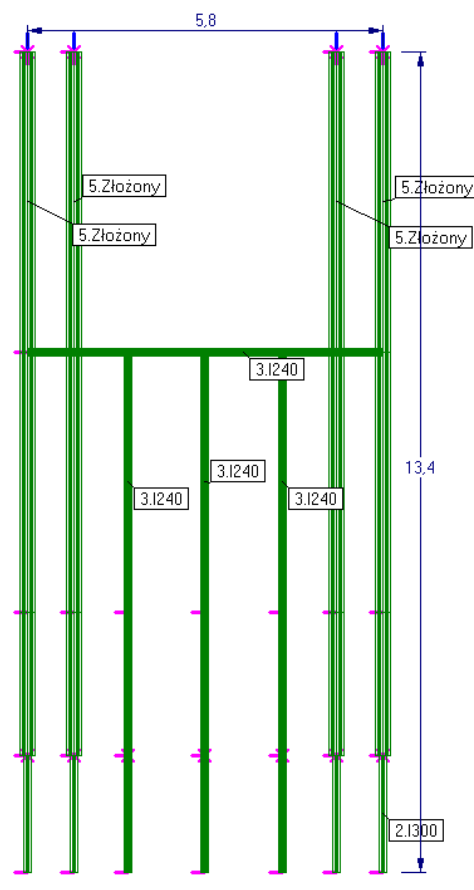
$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) = 0,292 < 1$$

## 2.8. Podłoga galerii Szajny

Obliczenia wykonano przy programie ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Na głównych belkach z poczwórnych dwuteowników I300 opierają się podrzędne belki I240 z na nich ruszt z dwuteowników I240. Główne belki obejmują istniejące drewniane oryginalne belki tramowe więźby dachowej. Belki tramowe są podwieszone do belek stalowych, występuje jednak luz montażowy pomiędzy podwieszeniem a belką drewnianą.

Na wszystkich belkach stalowych ułożone są płyty korytkowe rozpiętości 125 cm, a na płytkach wykonana jest warstwa wyrównawcza wylewki cementowej  $3 \div 5 \text{ cm}$ . podłoga wykończona jest żywicą. Konstrukcja stalowa podłogi została wykonana po roku 1999. Nośność konstrukcji pozwala na przejęcie obciążeń od słupów dachu. Dopuszczalne obciążenie użytkowe założone na stropie to  $300 \text{ kg/m}^2$ .

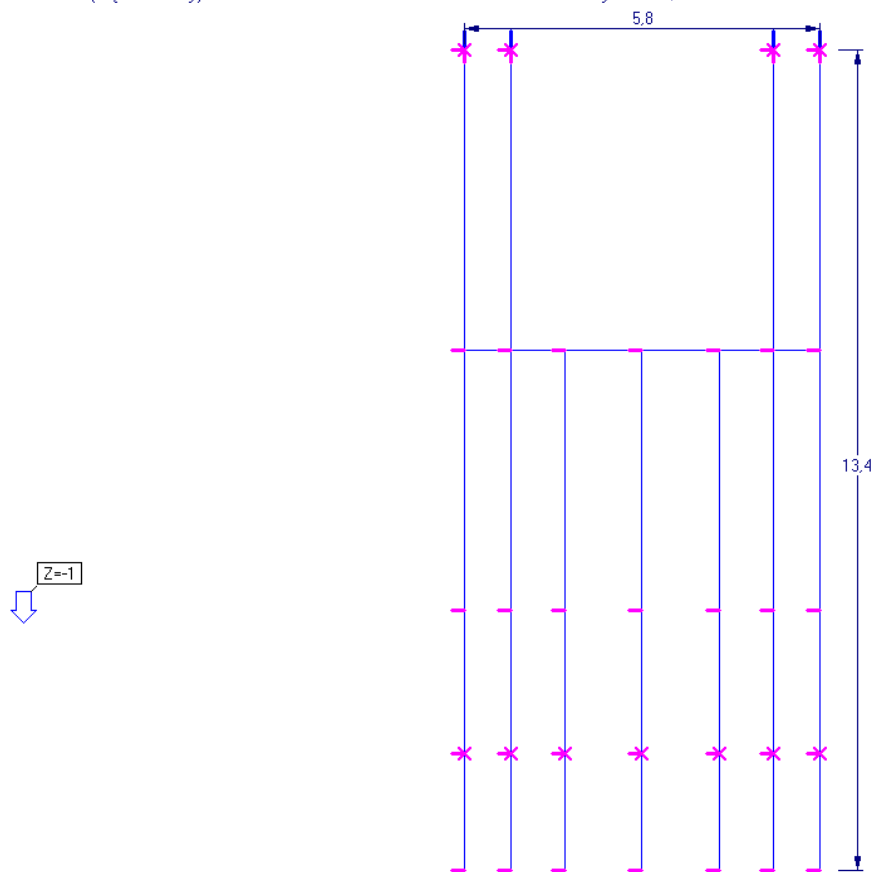
Wątpliwości budzi wykonanie połączeń konstrukcji co opisano przy fotografiach. Brak wykonania prawidłowego oparcia elementów stalowych na murach. Brak wypełnienia przestrzeni styku stali z murem podławkami cementowymi oraz brak poduszek betonowych. Słupy drewniane w widocznych miejscach nie są zamocowane do belek z dwuteowników I300.



(2018-06-28) Zadanie: podłoga  
Schemat 1 (Ciężar własny)

Podłoga szajny i podpracie dachu  
Sumy: PZ=60,53kN  
5.8

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



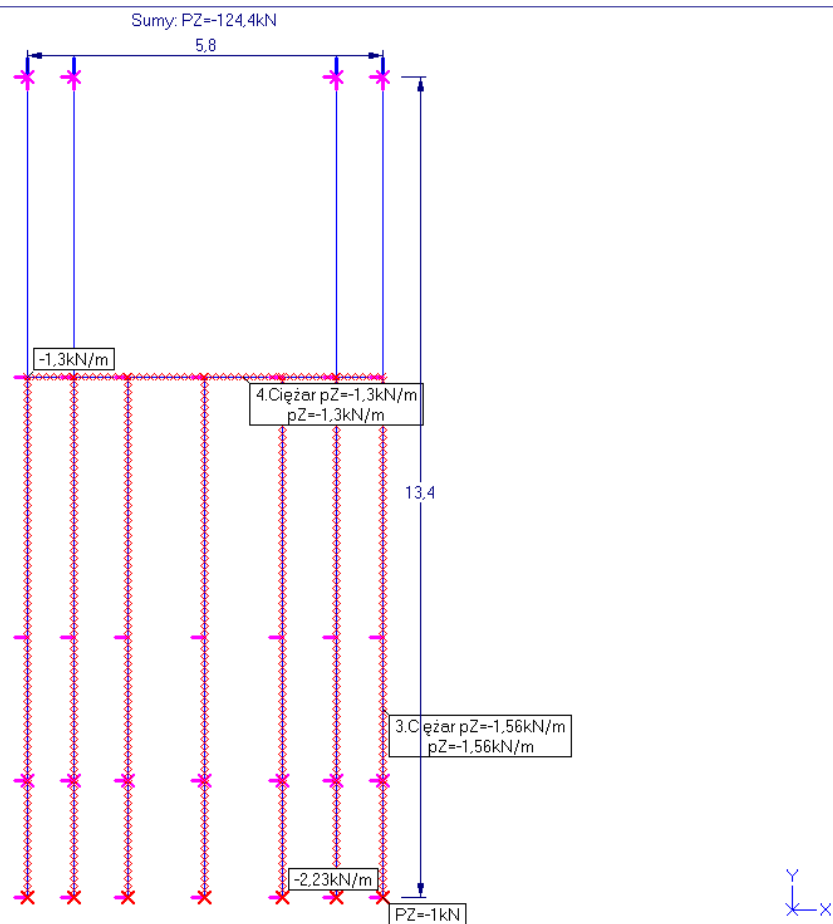
(2018-06-25) Zadanie: podłoga

Podłoga szajny i podpracie dachu

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



Schemat 2 (Warstwy)

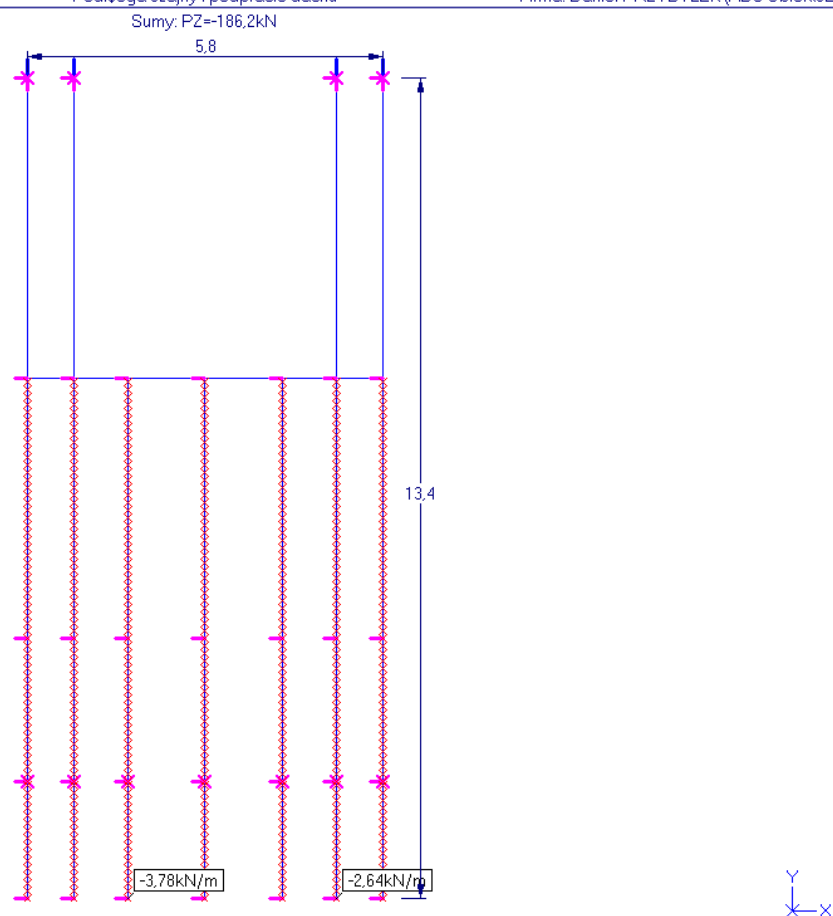


(2018-06-25) Zadanie: podłoga

Podłoga szajny i podpracie dachu

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 3 (Użytkowe)

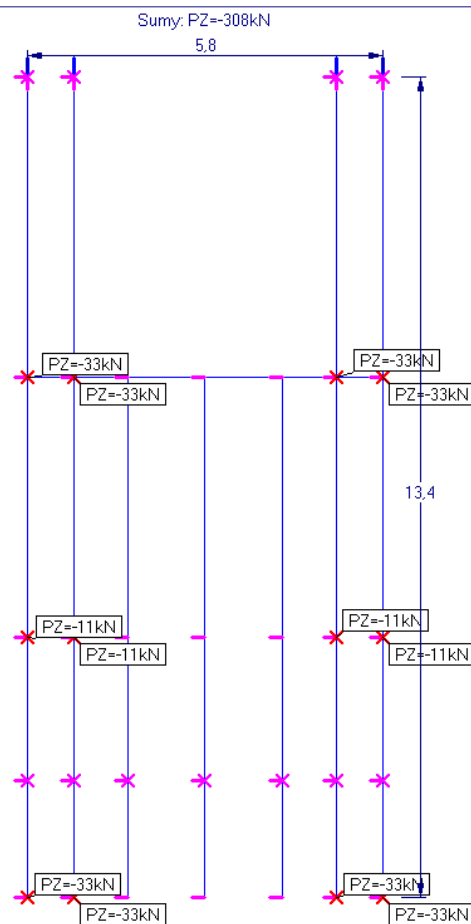


(2018-06-25) Zadanie: podłoga

Podłoga szajny i podpracie dachu

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat: 4 (Reakcje z dachu)



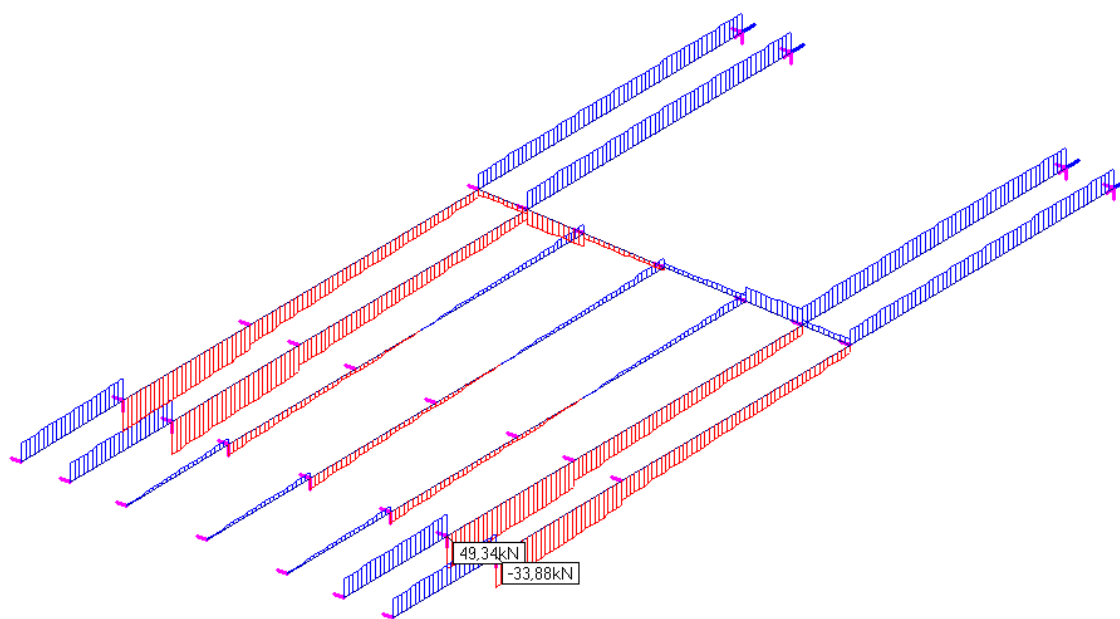
(2018-06-25) Zadanie: podłoga

Podłoga szajny i podpracie dachu

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Siły poprzeczne  $T_y$  [kN]

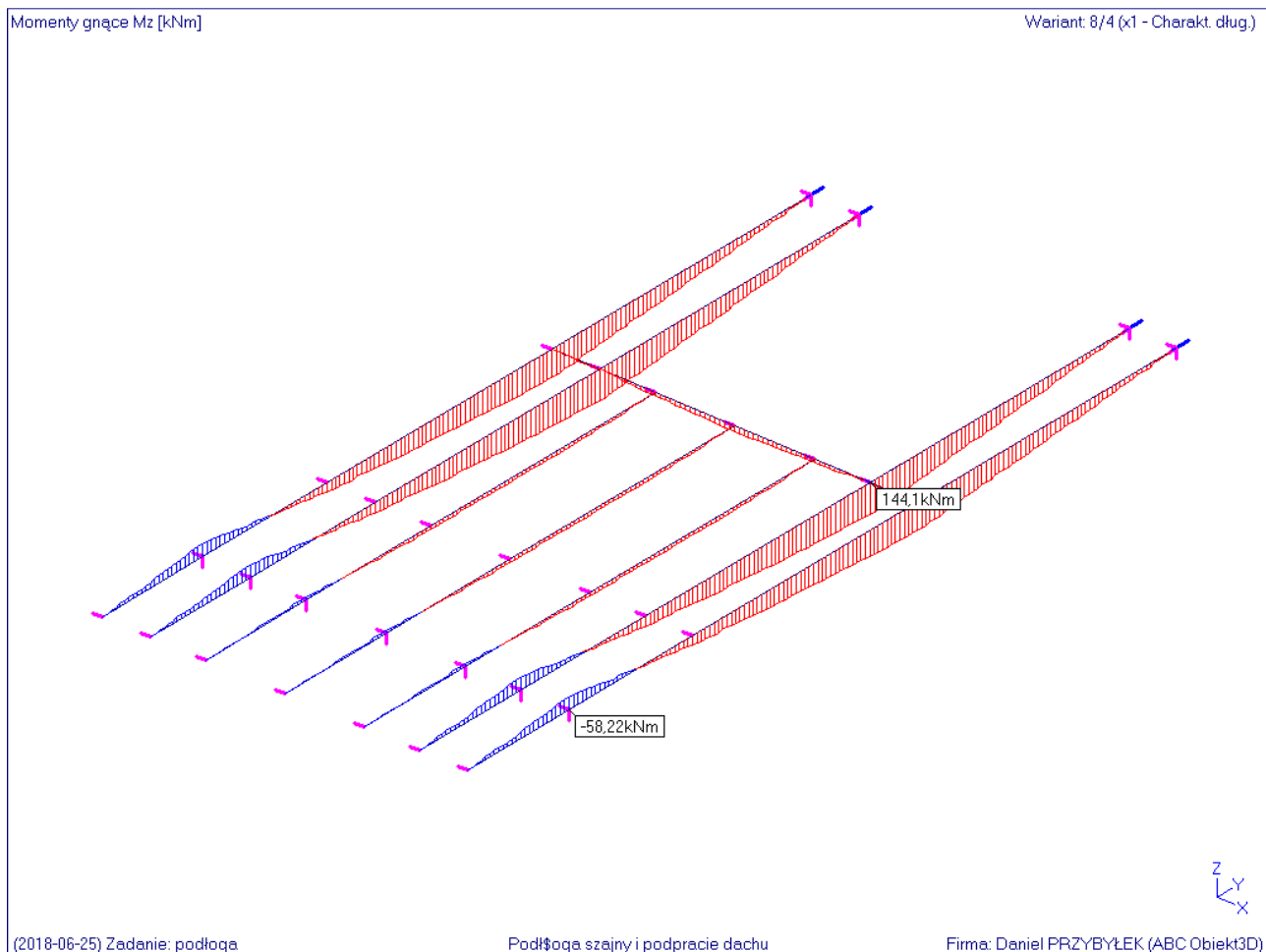
Wariant: 8/4 (x1 - Charakt. dług.)



(2018-06-25) Zadanie: podłoga

Podłoga szajny i podpracie dachu

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



## Mnożniki i atrybuty

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut	
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały	
2	Warstwy	1,35	1,35	1	Stały	
3	Użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny	
4	Reakcje z dachu	1,5	1,5	1	Zmienny	
5/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb. wg	EN
6/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb. wg	EN
7/3	Charakt. całk.	1	1	1	Wyłączony	

Obliczenia przeprowadzono dla obciążeń charakterystycznych długotrwałych, Obciążenia obliczeniowe wg współczynników przyjętych z Eurokodów dawały przeciążenie elementów rzędu 30 %. Z względu na realizację obiektu w 1999 r. dopuszcza się sprawdzenie z użyciem obciążeń charakterystycznych.

## OBIEKT: Belka główna (Złożony 2x I300)

Od węzła: 17 do węzła: 14 ( $L = 11,5$  m)

Przekrój nr: 5 (Złożony) Skrzynka z dwuteowników

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5$  m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 49,53$  mm  $< 57,5$  mm ( $L/200$ )

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pola na ścinanie ( $A_{vy}$ ) =  $64,8$  cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ ) =  $1307$  cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ ) =  $1307$  cm<sup>3</sup>

**NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU**

Na ścinanie  $(V_{Ry}) = 770,5 \text{ kN}$

Na zginanie  $(M_{Rx}) = 295,3 \text{ kNm}$

(Wsp.rezerwy plastycznej  $(\alpha_{px}) = 1,103$ )

**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE (Wariant: 7)**

Ścinanie  $(V_y) = 63,71 \text{ kN}$

Zginanie  $(M_x) = 185,9 \text{ kNm}$

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU**

$M_x/M_{Rx} = 0,63 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,63 < 1$

$V_y/V_{Ry} = 0,08 < 1$

**STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE**

Długość zwichrzenia  $(L_0) = 5,75 \text{ m}$

Wsp.zwichrzenia  $(\phi_L) = 0,80$

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU**

$M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx}) = 0,79 < 1$

**OBIEKT: Belka podrzędna wspierająca ruszt (I240)**

Od węzła: 42 do węzła: 44  $(L = 4,28 \text{ m})$

Przekrój nr: 3 (I240) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$

**STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)**

$f = 8,022 \text{ mm} < 21,4 \text{ mm} (L/200)$

**KLASA PRZEKROJU: 1**

**CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU**

Pola na ścinanie  $(A_{vy}) = 20,88 \text{ cm}^2$

Wsk.na zginanie  $(W_{cx}) = 354,2 \text{ cm}^3$

Wsk.na zginanie  $(W_{tx}) = 354,2 \text{ cm}^3$

**NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU**

Na ścinanie  $(V_{Ry}) = 260,4 \text{ kN}$

Na zginanie  $(M_{Rx}) = 83,73 \text{ kNm}$

(Wsp.rezerwy plastycznej  $(\alpha_{px}) = 1,1$ )

**OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE (Wariant: 7)**

Ścinanie  $(V_y) = 63,71 \text{ kN}$

Zginanie  $(M_x) = 39,67 \text{ kNm}$

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU**

$M_x/M_{Rx} = 0,47 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,47 < 1$

$V_y/V_{Ry} = 0,24 < 1$

**STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE**

Długość zwichrzenia  $(L_0) = 1,427 \text{ m}$

Wsp.zwichrzenia  $(\phi_L) = 0,94$

**STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU**

$M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx}) = 0,50 < 1$

**OBIEKT: Belka podpierająca płyty korytkowe (I240)**

Od węzła: 36 do węzła: 5  $(L = 8,5 \text{ m})$

Przekrój nr: 3 (I240) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami  $< 0,5 \text{ m}$

**STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)**

$f = 10,66 \text{ mm} < 24,29 \text{ mm} (L/350)$

**KLASA PRZEKROJU: 1**

**CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU**

Pola na ścinanie  $(A_{vy}) = 20,88 \text{ cm}^2$

Wsk.na zginanie  $(W_{cx}) = 354,2 \text{ cm}^3$

Wsk.na zginanie  $(W_{tx}) = 354,2 \text{ cm}^3$

# NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ścinanie  $(V_{Ry}) = 260,4 \text{ kN}$

Na zginanie  $(M_{Rx}) = 83,73 \text{ kNm}$

(Wsp.rezerwy plastycznej  $(\alpha_{px}) = 1,1$ )

# OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Nrr: 1,2,3,4

Ścinanie  $(V_y) = 33,11 \text{ kN}$

Zginanie  $(M_x) = 40,61 \text{ kNm}$

# STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx} = 0,48 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,48 < 1$

$V_y/V_{Ry} = 0,13 < 1$

# STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Długość zwiczenia  $(L_0) = 8,5 \text{ m}$

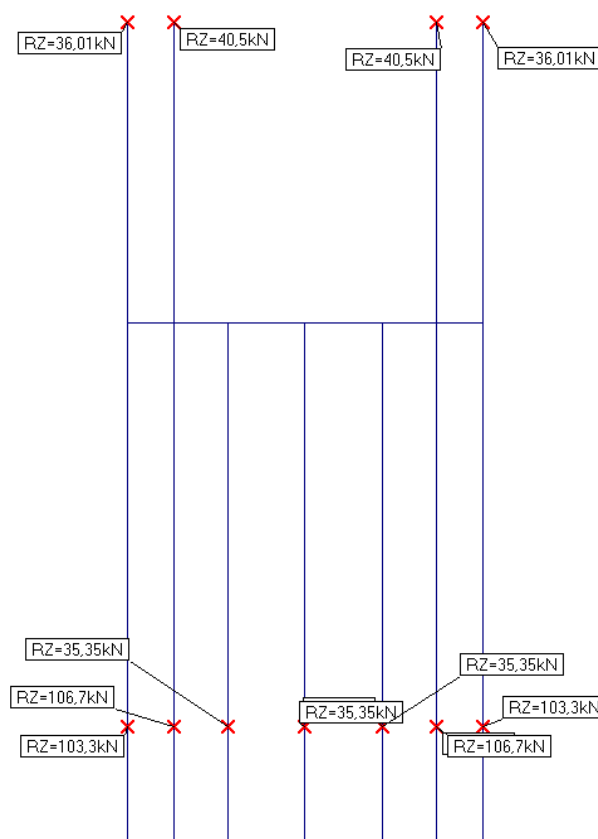
Wsp.zwiczenia  $(\phi_L) = 0,69$

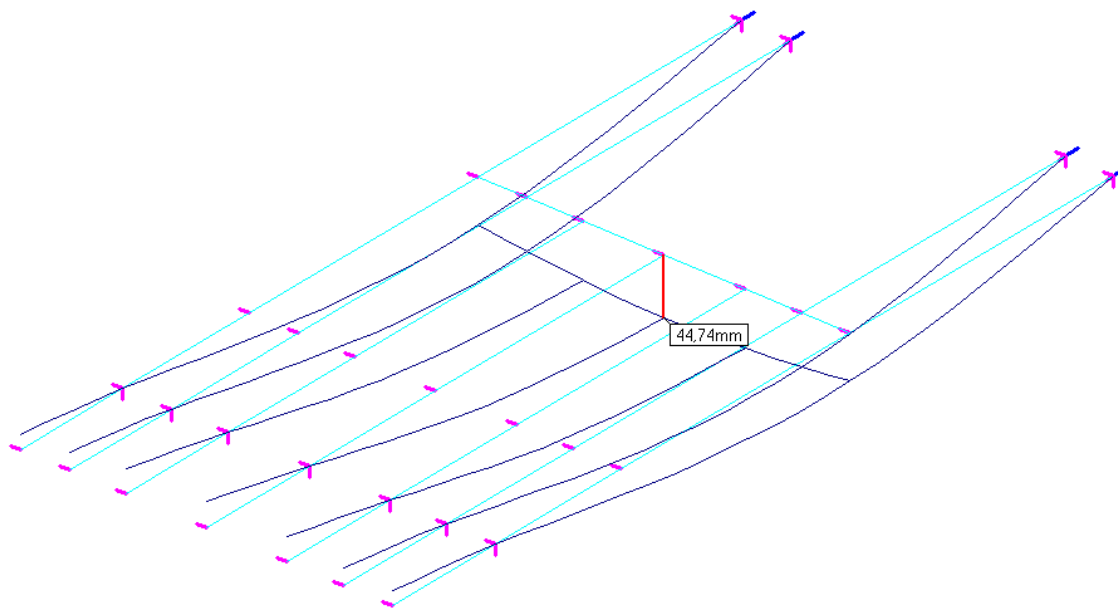
# STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx}) = 0,70 < 1$

Reakcje: Z  
Suma: Z=679,1kN  
Suma odczytanych: z'=679,1kN

Wariant: 7/3 (x1 - Charakt. całk.)

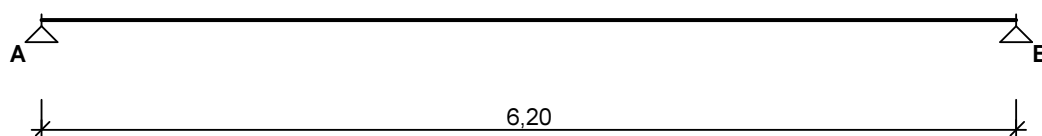




## 2.9. Strop nad parterem na belkach stalowych 6÷13/N÷O

Strop wykonano w roku 2006 w miejsce stropu drewnianego. Belki dwuteowe I240 w rozstawie co 110 cm, wypełnienie z płyt WPS, strop nieotynkowany, od spodu sufit podwieszony gipsowo kartonowy – pojedyncza płyta. W przestrzeni sufitu przewody wentylacyjne. Do obliczeń przyjęto obciążenie użytkowe o wartości 300 kg/m<sup>2</sup>.

### SCHEMAT BELKI



Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,35$

### OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

Przypadek **P1: Warstwy** ( $\gamma_f = 1,35$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych (dodatkowo ciężar belki  $g_k = 0,36$  kN/m)

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	2,16	0,00	0,00
B.	6,20	2,16	--	0,00	0,00

Przypadek **P2: Użytkowe** ( $\gamma_f = 1,5$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
----------	-------	--------------	--------------	--------	--------



# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

A.	0,00	--	3,30	0,00	0,00
B.	6,20	3,30	--	0,00	0,00

Przypadek **P3: Ściana g/k** ( $\gamma_f = 1,35$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	0,00	0,00	0,00
1.	1,80	0,00	0,00	1,21	0,00
B.	6,20	0,00	--	0,00	0,00

## Tablica opisu kombinacji użytkownika:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: 1,35·Warstwy+1,5·Użytkowe+1,35·Ściana g/k	1,35·P1+1,5·P2+1,35·P3
K2: Warstwy+0,70·Użytkowe+Ściana g/k	1,0·P1+0,70·P2+1,0·P3

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

### Obwiednia sił wewnętrznych

Tablica wyników obliczeń statycznych:

Przekrój	z [m]	$M_{max}$ [kNm]	$M_{min}$ [kNm]	$V_{max}$ [kN]	$V_{min}$ [kN]	$f_{k,max}$ [mm]	$f_{k,min}$ [mm]	uwagi
<b>Przęsło A - B (<math>l_0 = 6,20</math> m)</b>								
A.	0,00	0,00	0,00	38,27	38,27	--	--	
1. (L)	1,80	49,71	49,71	16,96	16,96	8,94	0,00	
1. (P)		49,71	49,71	14,75	14,75			
	3,05	58,90	58,90	-0,05	-0,05	11,19	0,00	max M
	3,09	58,89	58,89	-0,49	-0,49	11,19	0,00	max $f_k$
B.	6,20	0,00	0,00	-37,35	-37,35	--	--	
Reakcje podporowe: $R_A = 38,27/38,27$ kN, $R_B = 37,35/37,35$ kN								

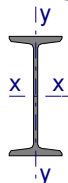
## ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwiczenia:

- obciążenie przyłożone na pasie dolnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- pas górny swobodny, ciągłe stężenie pasa dolnego;

## WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200



Przekrój: **I 240**

$$A_v = 20,9 \text{ cm}^2, \quad m = 36,2 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 4250 \text{ cm}^4, \quad J_y = 221 \text{ cm}^4, \quad J_\omega = 28500 \text{ cm}^6, \quad J_T = 27,2 \text{ cm}^4, \quad W_x = 354 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,079$ )  $M_R = 82,13$  kNm
- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 260,37$  kN

Nośność na zginanie

Przekrój z = 3,05 m (**K1**: 1,35·P1+1,5·P2+1,35·P3)

Współczynnik zwiczenia  $\phi_L = 0,741$

Moment maksymalny  $M_{max} = 58,90$  kNm

$$(52) \quad M_{max} / (\phi_L \cdot M_R) = 0,968 < 1$$

**Nośność na ścinanie**

Przekrój  $z = 0,00 \text{ m}$  (**K1**:  $1,35 \cdot P1 + 1,5 \cdot P2 + 1,35 \cdot P3$ )

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = 38,27 \text{ kN}$

(53)  $V_{\max} / V_R = 0,147 < 1$

**Nośność na zginanie ze ścinaniem**

$V_{\max} = 38,27 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 156,22 \text{ kN} \rightarrow$  warunek niemiarodajny

**Stan graniczny użytkowania**

Przekrój  $z = 3,09 \text{ m}$  (**K2**:  $1,0 \cdot P1 + 0,70 \cdot P2 + 1,0 \cdot P3$ )

Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 11,19 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 250 = 6200 / 250 = 24,80 \text{ mm}$

$f_{k,\max} = 11,19 \text{ mm} < f_{gr} = 24,80 \text{ mm}$  (45,1%)

## 2.10. Strop Akermana 18÷19/J÷L

Strop nad 1 piętrem, nad garderobami. Wykonany w latach 1954÷59. Na stropie opierają się słupy dachu drewnianego. Powyżej magazyn strojów teatralnych. Grubość stropu 24 cm, pustaki wys. 18 cm, zbrojenie dołem żebra  $\phi 20$ . Beton B15. Rozpiętość stropu w świetle 555 cm. Przyjęto obciążenia charakterystyczne. Maksymalna wartość obciążenia użytkowego to 250 kg/m<sup>2</sup>.

### ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

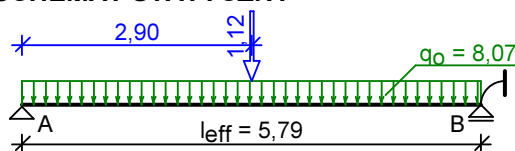
**Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:**

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.
1.	Warstwy	1,73	1,00	--	1,73
2.	Użytkowe	2,50	1,00	0,80	2,50
3.	Strop Akermana 18 cm + nadbeton 6 cm	3,49	1,10	--	3,84
$\Sigma$ :		7,72	1,05		8,07

**Obciążenia liniowe [kN/m]:**

Lp	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$k_d$	$F_d$
1.	Reakcja z dachu	1,12	2,90	1,00	--	1,12

### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa stropu  $l_{\text{eff}} = 5,79 \text{ m}$

**Strop Akermana: pustaki 18 cm, nadbeton grubości 6,0 cm**

### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Dla 1 mb stropu:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 31,14 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = 26,28 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 29,68 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 28,04 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa lewa  $R_A = 23,92 \text{ kN/m}$

Reakcja obliczeniowa prawa  $R_B = 23,93 \text{ kN/m}$

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{\text{eff}}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002

Przęsło:

Zginanie: (metoda uproszczona)

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,57 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **1 $\phi$ 20 co 31 cm** o  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,14\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 9,65 \text{ kNm} < M_{Rd} = 11,62 \text{ kNm}$  (83,1%)

Ścinanie:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami  $\phi 4,5$  co max. 140 mm na całej długości stropu

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 7,42 \text{ kN} < V_{Rd1} = 9,43 \text{ kN}$  (78,7%)

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,128 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (42,8%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 26,06 \text{ mm} < a_{lim} = 28,95 \text{ mm}$  (90,0%)

Podpora:

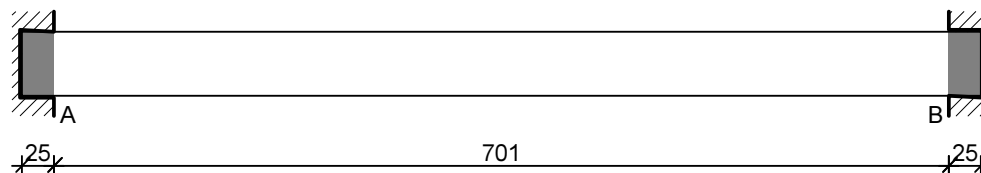
Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,85 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **1 $\phi$ 20 co 31 cm** o  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,37\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd,p} = 8,15 \text{ kNm} < M_{Rd,p} = 8,60 \text{ kNm}$  (94,7%)

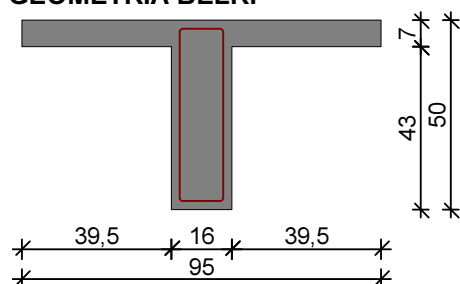
## 2.11. Strop nad I piętrzem 17÷19/M÷O

Strop płytowo żebrowy żebra 16x43 cm w rozstawie co 95 cm. Do obliczeń założono obciążenie użytkowe stropu o wartości 300 kg/m<sup>2</sup>. Na stropie znajduje się magazyn kostiumów, garderoby i sanitariaty.

### SZKIC BELKI



### GEOMETRIA BELKI



#### Wymiary przekroju:

Typ przekroju: teowy

Szerokość przekroju  $b_w = 16,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 50,0 \text{ cm}$

Szerokość półki górnej  $b_{eff} = 95,0 \text{ cm}$

Wysokość półki górnej  $h_f = 7,0 \text{ cm}$

Rodzaj belki: monolityczna

### OBCIĄŻENIA NA BELCE

Przypadek: **P1: Warstwy**

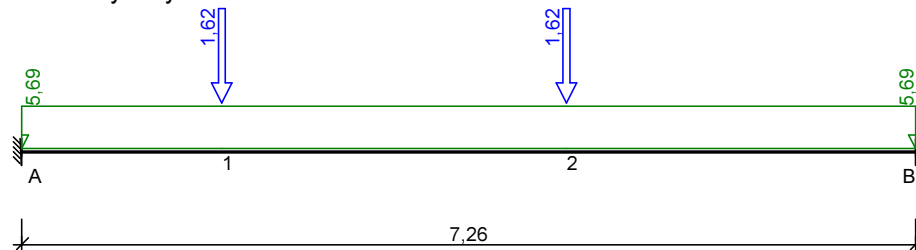
#### Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Warstwy	1,46	1,35	--	1,97	cała belka
2.	Ciężar własny belki [(0,16m·0,50m)+((0,95m- 0,16m)·0,07m)·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	3,38	1,10	--	3,72	cała belka
$\Sigma$ :		4,84	1,18		5,69	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp	Opis obciążenia	$F_k$	$x$ [m]	$\gamma_f$	$k_d$	$F_d$
1.	Reakcja z dachu	1,20	1,50	1,35	--	1,62
2.	Reakcja z dachu	1,20	4,30	1,35	--	1,62

Schemat statyczny belki

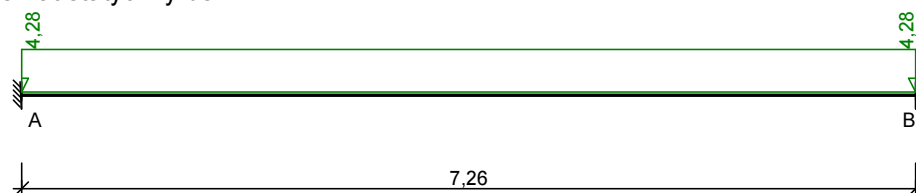


Przypadek: **P2: Użytkowe**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp	Opis obciążenia	Ubc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Ubc.obl.	Zasięg [m]
1.	Użytkowe	2,85	1,50	0,80	4,28	cała belka
$\Sigma$ :		2,85	1,50		4,28	

Schemat statyczny belki



**LISTA KOMBINACJI**

Tablica kombinacji użytkownika:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1 1,35·Warstwy+1,5·Użytkowe	1,35·P1+1,5·P2
K2 Warstwy+0,80·Użytkowe	1,0·P1+0,80·P2

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B15** (C12/15)  $\rightarrow f_{cd} = 8,00$  MPa,  $f_{ctd} = 0,73$  MPa,  $E_{cm} = 27,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 80%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,60$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-I (St3SY-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 14$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 14$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 220$  MPa,  $f_{yd} = 190$  MPa,  $f_{tk} = 300$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 5$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-0 (St0S-b)  
 Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$   
 Otulenie:  
 Klasa środowiska: XC1  
 Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$   
 → nominalna grubość otulenia  $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

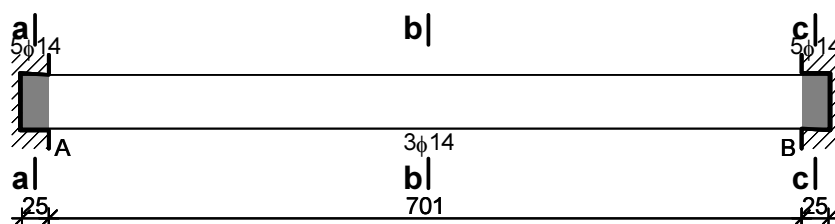
### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$   
 Graniczna szerokość rys  $w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{\text{lim}} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$   
 Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{\text{lim}} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

### WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

Obwiednia sił wewnętrznych

### WYMIAROWANIE



#### Podpora A:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment podporowy obliczeniowy na krawędzi podpory  $M_{\text{Sd}} = (-)58,90 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 7,08 \text{ cm}^2$ .  $3\phi 18$  o  $A_s = 7,63 \text{ cm}^2$

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{Sd}} = (-)58,90 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 63,24 \text{ kNm} \quad (93,1\%)$

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{\text{Sk}} = (-)50,16 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sk,lt}} = (-)46,40 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,145 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm} \quad (48,2\%)$

#### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{Sd}} = 32,57 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$ .  $2\phi 14 + 1\phi 18$  o  $A_s = 5,62 \text{ cm}^2$

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{Sd}} = 32,57 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 44,77 \text{ kNm} \quad (72,7\%)$

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{\text{Sd}} = 52,04 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  $\phi 5$  co  $110 \text{ mm}$  na odcinku  $154,0 \text{ cm}$  przy lewej podporze i na odcinku  $143,0 \text{ cm}$  przy prawej podporze oraz co  $340 \text{ mm}$  na pozostałej części belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{\text{Sd}} = 52,04 \text{ kN} < V_{\text{Rd3}} = 55,48 \text{ kN} \quad (93,8\%)$

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Sk}} = 24,93 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sk,lt}} = 23,06 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,110 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm} \quad (36,8\%)$

Maksymalne ugięcie od  $M_{\text{Sk,lt}}$ :  $a(M_{\text{Sk,lt}}) = 4,85 \text{ mm} < a_{\text{lim}} = 30,00 \text{ mm} \quad (16,2\%)$

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{\text{Sk,lt}} = 36,85 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,138 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm} \quad (46,0\%)$

#### Podpora B:

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment podporowy obliczeniowy na krawędzi podpory  $M_{\text{Sd}} = (-)58,32 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne górne  $A_{s1} = 6,99 \text{ cm}^2$ .  $3\phi 18$  o  $A_s = 7,63 \text{ cm}^2$

Warunek nośności na zginanie:  $M_{\text{Sd}} = (-)58,32 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 63,24 \text{ kNm} \quad (92,2\%)$

SGU:

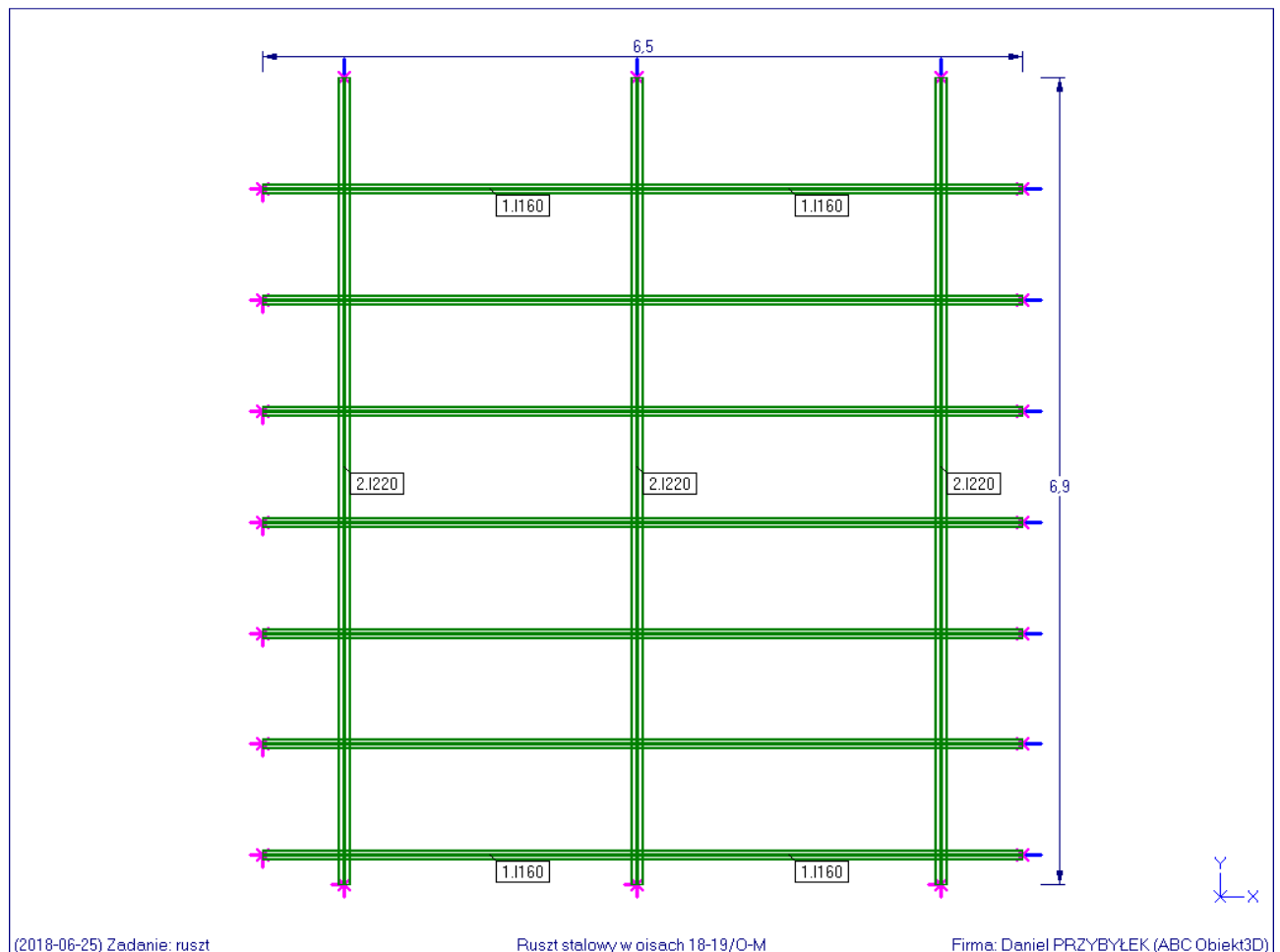
Moment podporowy charakterystyczny  $M_{\text{Sk}} = (-)49,64 \text{ kNm}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sk,lt}} = (-)45,88 \text{ kNm}$

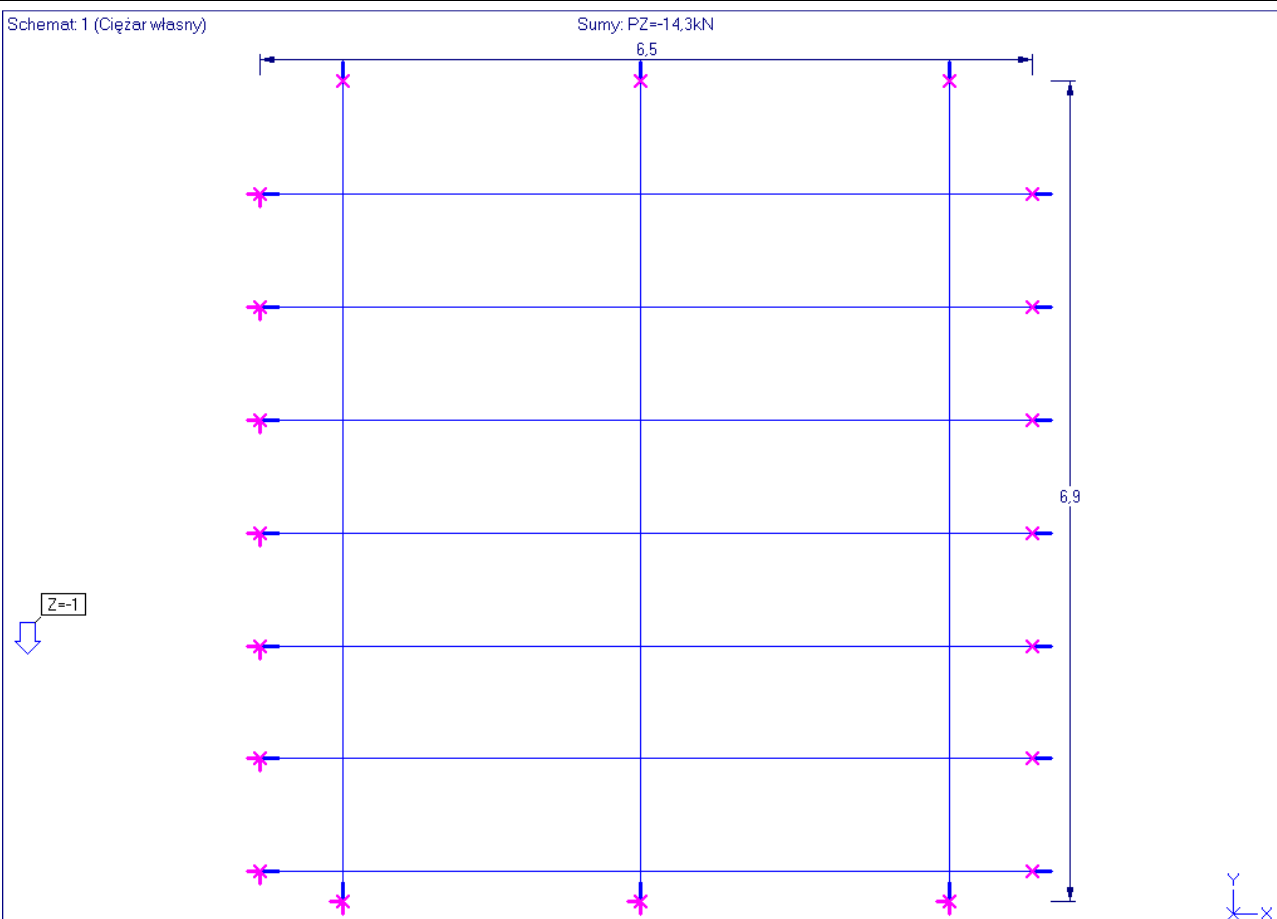
Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,143 \text{ mm} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm} \quad (47,6\%)$

## 2.12. Strop nad piwnicą w osiach 18÷19/O÷M

Obliczenia wykonano przy programu ABC obiekt. Program automatycznie generuje ciężar własny. Zestawiono podstawowe dane wyjściowe i wyniki obliczeń. Na głównych belkach z dwuteowników I220 opierają się podrzędne belki I160. Dopuszczalne obciążenie użytkowe założone na stropie to 200 kg/m<sup>2</sup>.



Schemat 1 (Ciężar własny)

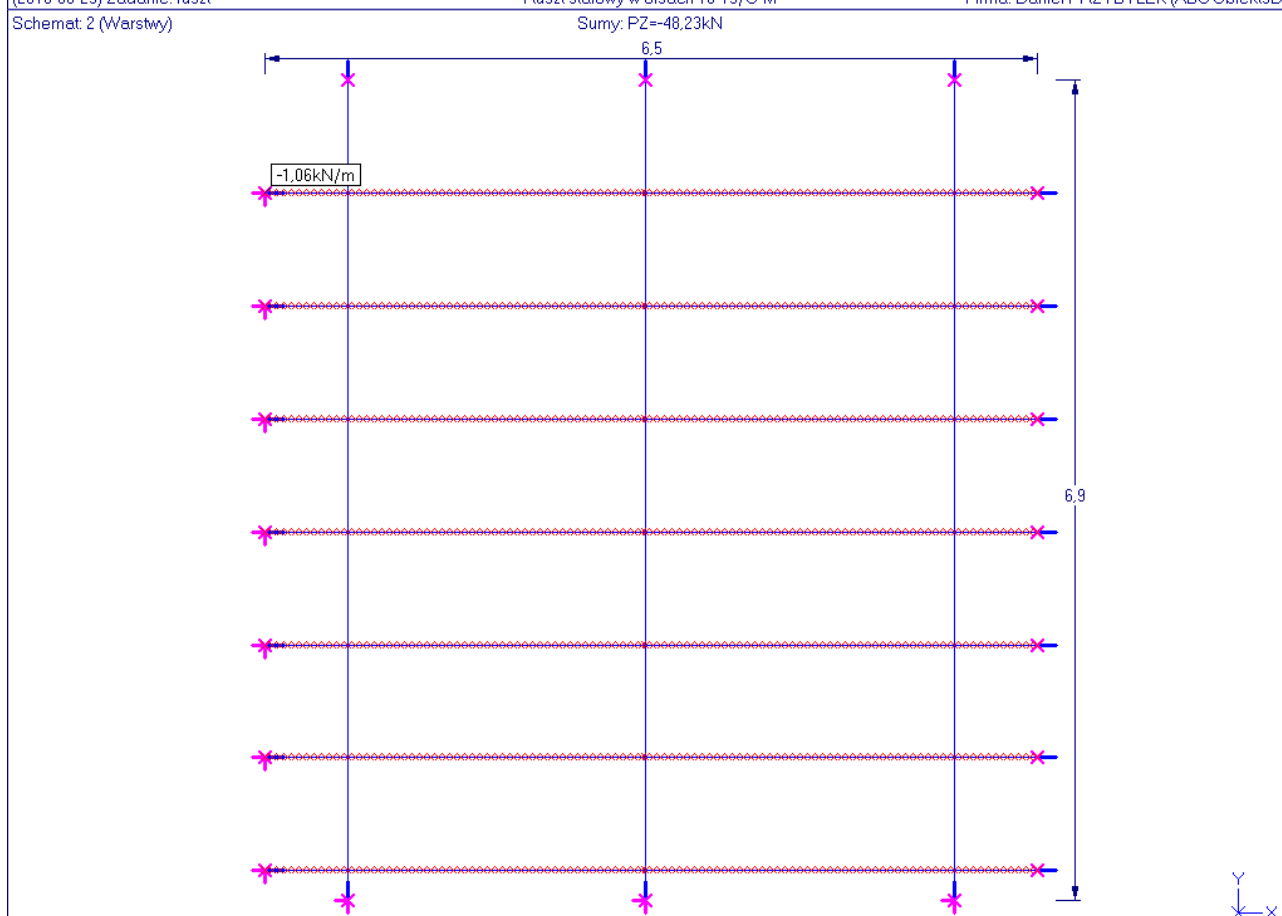


(2018-06-25) Zadanie: ruszt

Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Schemat 2 (Warstwy)



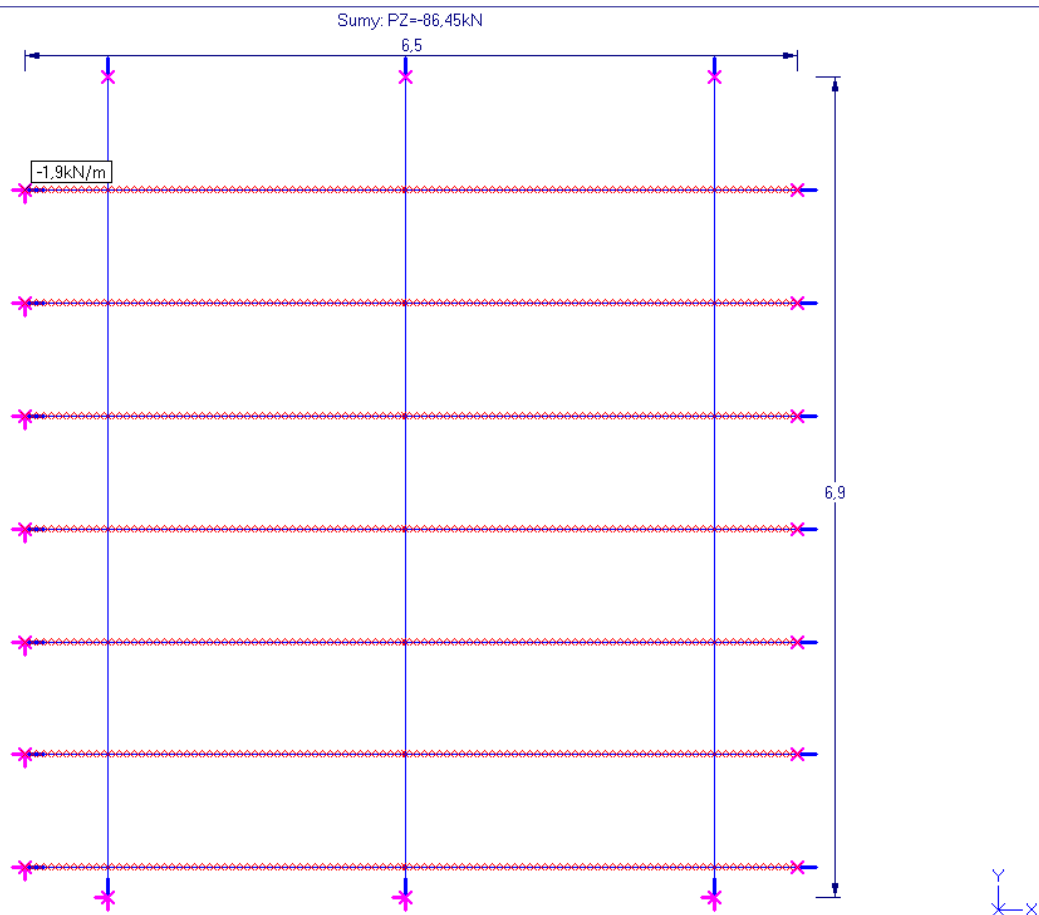
(2018-06-25) Zadanie: ruszt

Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)



Schemat 3 (Użytkowe)



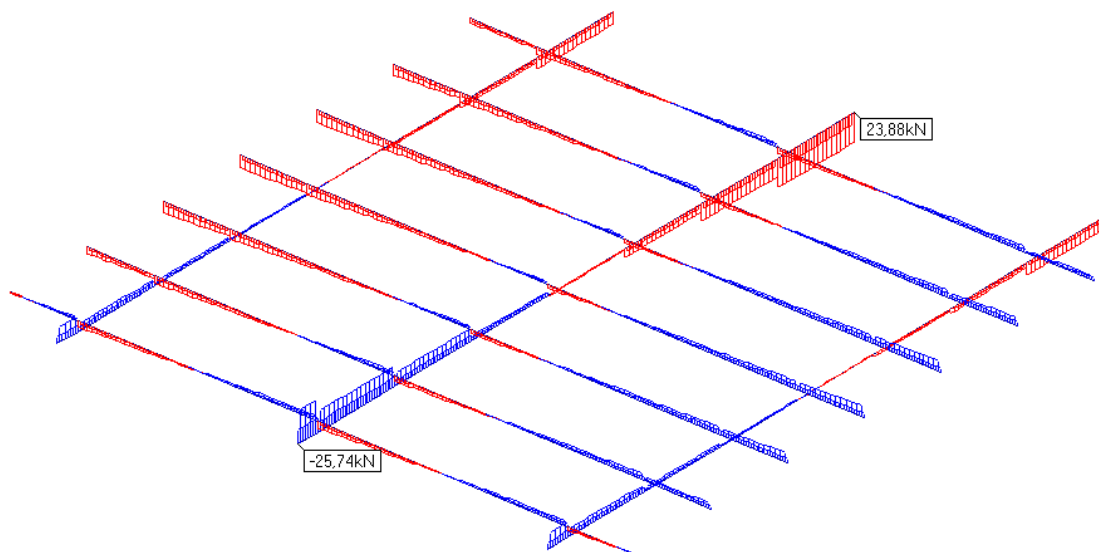
(2018-06-25) Zadanie: ruszt

Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Siły poprzeczne  $T_y$  [kN]

Obwiednia - Automat wg EN ()



(2018-06-25) Zadanie: ruszt

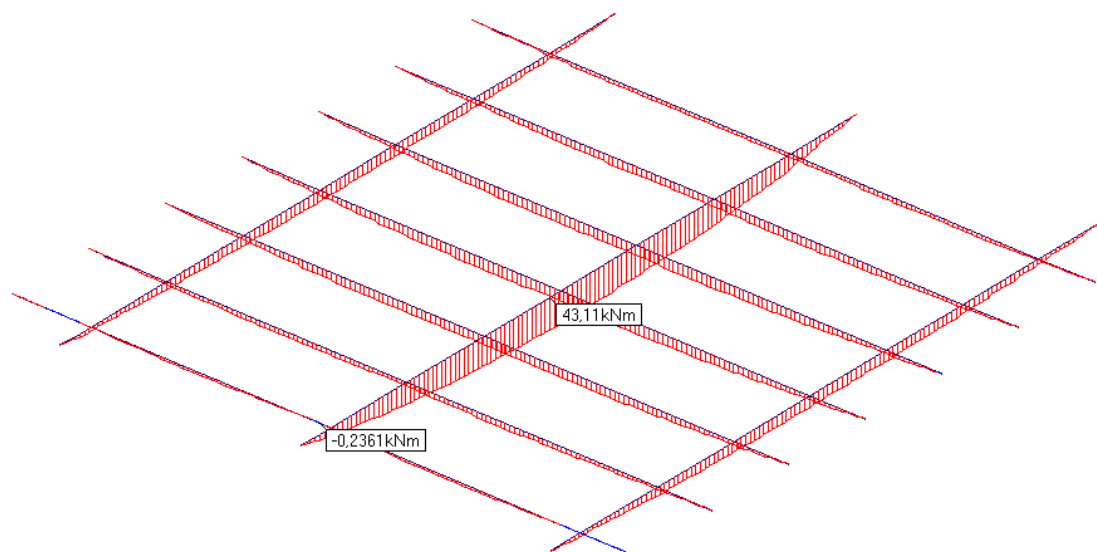
Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Momenty gnące Mz [kNm]

Obwiednia - Automat wg EN (Max)



(2018-06-25) Zadanie: ruszt

Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

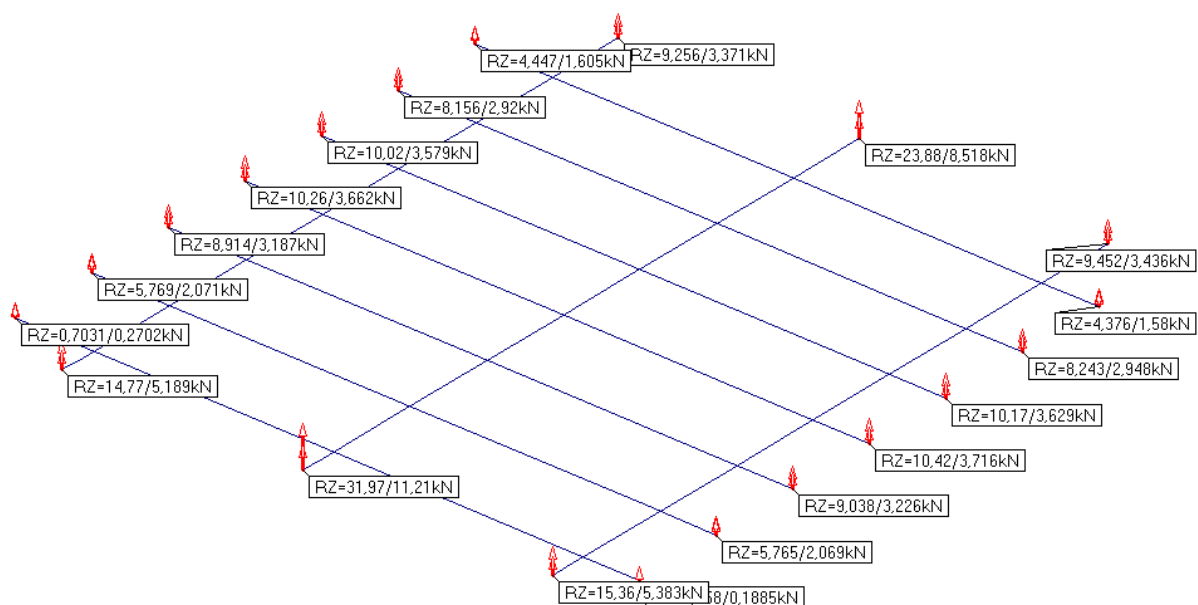
Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Reakcje: XYZ

Suma: X=0,0/0,0: Y=0,0/0,0: Z=201,4/71,75kN

Obwiednia - Automat wg EN ()

Suma odczytanych: Z=201,4/71,75kN



(2018-06-25) Zadanie: ruszt

Ruszt stalowy w oisach 18-19/O-M

Firma: Daniel PRZYBYŁEK (ABC Obiekt3D)

Mnożniki i atrybuty

Nr	Opis	Obc(+)	Obc(-)	Udz.	Atrybut
1	Ciężar własny	1,35	1,35	1	Stały
2	Warstwy	1,35	1,35	1	Stały
3	Użytkowe	1,5	1,5	1	Zmienny
4/1	Wg 6.10a	1	1	1	Komb. wg EN
5/2	Wg 6.10b	1	1	1	Komb. wg EN

**OBIEKT: Belka środkowa (I220)**

Od węzła: 18 do węzła: 10 (L= 6,9 m)

Przekrój nr: 2 (I220) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 24,76 \text{ mm} < 27,6 \text{ mm} (L/250)$

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pola na ścinanie ( $A_{vy}$ )= 17,82 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ )= 278,2 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ )= 278,2 cm<sup>3</sup>

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ścinanie ( $V_{Ry}$ )= 222,2 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 65,8 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ )= 1,1)

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Nrr: 1,2,3

Ścinanie ( $V_y$ )= 33,95 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 45,79 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$M_x/M_{Rx} = 0,70 < 1$

$N_c/N_{Rc} + M_x/M_{Rx} = 0,70 < 1$

$V_y/V_{Ry} = 0,15 < 1$

STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRZENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem;  $\phi_L = 1.0$

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$M_x/(\phi_L \cdot M_{Rx}) = 0,70 < 1$

**OBIEKT: Belka podrzędna (I160)**

Od węzła: 34 do węzła: 59 (L= 6,5 m)

Przekrój nr: 1 (I160) Dwuteownik walcowany

Materiał: St3S

Odległość między przekrojami < 0,5 m

STRZAŁKA UGIĘCIA (z obwiedni)

$f = 24,76 \text{ mm} < 26 \text{ mm} (L/250)$

KLASA PRZEKROJU: 1

CECHY GEOMETRYCZNE PRZEKROJU

Pola na ścinanie ( $A_{vy}$ )= 10,08 cm<sup>2</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{cx}$ )= 116,9 cm<sup>3</sup>

Wsk.na zginanie ( $W_{tx}$ )= 116,9 cm<sup>3</sup>

NOŚNOŚCI OBLICZENIOWE PRZEKROJU

Na ścinanie ( $V_{Ry}$ )= 125,7 kN

Na zginanie ( $M_{Rx}$ )= 27,67 kNm

(Wsp.rezerwy plastycznej ( $\alpha_{px}$ )= 1,101)

OBCIĄŻENIA OBLICZENIOWE

Nrr: 1,2,3

Ścinanie ( $V_y$ )= 33,95 kN

Zginanie ( $M_x$ )= 15,07 kNm

STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI PRZEKROJU

$$M_x/MR_x = 0,54 < 1$$

$$N_c/NR_c + M_x/MR_x = 0,54 < 1$$

$$V_y/VR_y = 0,27 < 1$$

### STATECZNOŚĆ OGÓLNA ELEMENTU - ZWICHRENIE

Zabezpieczenie przed zwichrzeniem;  $f_{iL} = 1.0$

### STOPIEŃ WYKORZYSTANIA NOŚNOŚCI ELEMENTU

$$M_x/(f_{iL} \cdot MR_x) = 0,54 < 1$$

## 2.13. Strop nad piwnicą w osiach 16÷18/J÷L

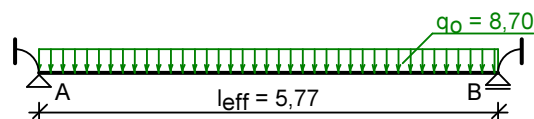
Strop nad piwnicą a pod sceną. Założono obciążenie użytkowe sceny 400 kg/m<sup>2</sup>. Obliczenia przeprowadzono dla obciążeń charakterystycznych. Strop ma grubość 20 cm. Pustaki 15 cm wysokości, zbrojenie dolne  $\phi 22$ . Strop jest środkowym przęsłem tróprzęsłowego stropu Akermana.

### ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

Obciążenia powierzchniowe [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	$k_d$	Obc.obl.
1.	Warstwy	1,47	1,00	--	1,47
2.	Użytkowe	4,00	1,00	0,30	4,00
3.	Strop Akermana 15 cm + nadbeton 5 cm	2,94	1,10	--	3,23
$\Sigma$ :		8,41	1,03		8,70

### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa stropu  $l_{eff} = 5,77$  m

**Strop Akermana: pustaki 15 cm, nadbeton grubości 5,0 cm**

### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Dla 1 mb stropu:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 28,63$  kNm/m

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = 18,11$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 27,41$  kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 19,64$  kNm/m

Reakcja obliczeniowa  $R_A = R_B = 25,11$  kN/m

### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **B20** (C16/20)  $\rightarrow f_{cd} = 10,67$  MPa,  $f_{ctd} = 0,87$  MPa,  $E_{cm} = 29,0$  GPa

Ciężar objętościowy betonu  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,22$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica prętów  $\phi = 22$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-0 (St0S-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 220$  MPa,  $f_{yd} = 190$  MPa,  $f_{tk} = 300$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 4,5$  mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów  $c_{nom} = 18$  mm

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

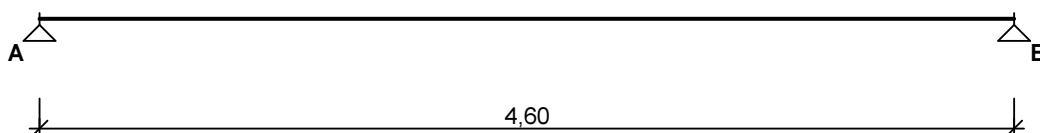
Graniczne ugięcie  $a_{lim} = l_{eff}/200$  - jak dla stropów (tablica 8)

**WYMIAROWANIE**Przęsło:

Zginanie: (metoda uproszczona)

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 3,09 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **1 $\phi$ 22 co 31 cm** o  $A_s = 3,80 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,71\%$ )**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{Sd} = 8,88 \text{ kNm} < M_{Rd} = 10,73 \text{ kNm}$  (82,7%)Ścinanie:Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami  $\phi 4,5$  co max. 100 mm na całej długości stropu**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{Sd} = 7,78 \text{ kN} < V_{Rd1} = 9,18 \text{ kN}$  (84,8%)SGU:**Szerokość rys prostopadłych:**  $w_k = 0,085 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (28,4%)**Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :**  $a(M_{Sk,lt}) = 27,11 \text{ mm} > a_{lim} = 28,85 \text{ mm}$  (94,0%)Podpora:Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,30 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **1 $\phi$ 18 co 31 cm** o  $A_s = 2,54 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 2,45\%$ )**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{Sd,p} = 5,61 \text{ kNm} < M_{Rd,p} = 6,02 \text{ kNm}$  (93,2%)**2.14. Strop nad piwnicą – szatnie, osie 6÷9/N÷P**

Sprawdzono nośność belek nad szatnią dla obciążenia użytkowego  $3 \text{ kN/m}^2$ . Powyżej znajdują się kuluary. Belki dwuteowe I180 co 105 cm. Płyta ceglana ciężka, sufit podwieszony na stelażu g/k i wykończenie płytami kamiennymi. Dla obciążeń charakterystycznych stany graniczne nośności i użytkowania są spełnione.

**SCHEMAT BELKI**

Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,35$ **OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI**Przypadek **P1: Warstwy** ( $\gamma_f = 1,35$ )Tablica obciążeń charakterystycznych (dodatkowo ciężar belki  $g_k = 0,21 \text{ kN/m}$ )

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	5,34	0,00	0,00
B.	4,60	5,34	--	0,00	0,00

Przypadek **P2: Użytkowe** ( $\gamma_f = 1,5$ )

Tablica obciążeń charakterystycznych

Przekrój	z [m]	$q_l$ [kN/m]	$q_p$ [kN/m]	F [kN]	M [kN]
A.	0,00	--	3,15	0,00	0,00
B.	4,60	3,15	--	0,00	0,00

**Tablica opisu kombinacji użytkownika:**

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: Warstwy+Użytkowe	$1,0 \cdot P1 + 1,0 \cdot P2$
K2: Warstwy+0,5·Użytkowe	$1,0 \cdot P1 + 0,5 \cdot P2$

**WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH****Obwiednia sił wewnętrznych**

Tablica wyników obliczeń statycznych:

Przekrój	z [m]	$M_{max}$ [kNm]	$M_{min}$ [kNm]	$V_{max}$ [kN]	$V_{min}$ [kN]	$f_{k,max}$ [mm]	$f_{k,min}$ [mm]	uwagi
<b>Przęsło A - B (<math>l_0 = 4,60</math> m)</b>								
A.	0,00	0,00	0,00	28,12	22,68	--	--	
	2,30	32,33	26,08	0,00	0,00	17,07	13,98	max $f_k$
B.	4,60	0,00	0,00	-22,68	-28,12	--	--	
Reakcje podporowe: $R_A = 28,12/22,68$ kN, $R_B = 28,12/22,68$ kN								

### ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie dolnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem;

### WYMIAROWANIE

Przekrój: **I 180**  $A_v = 12,4$  cm<sup>2</sup>,  $m = 21,9$  kg/m

$J_x = 1450$  cm<sup>4</sup>,  $J_y = 81,3$  cm<sup>4</sup>,  $J_\omega = 5850$  cm<sup>6</sup>,  $J_T = 10,4$  cm<sup>4</sup>,  $W_x = 161$  cm<sup>3</sup>

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,080$ )  $M_R = 37,37$  kNm
- ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 154,88$  kN

Nośność na zginanie

Przekrój z = 2,30 m (**K1**: 1,0·P1+1,0·P2)

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1,000$

Moment maksymalny  $M_{max} = 32,33$  kNm

(52)  $M_{max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,865 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój z = 0,00 m (**K1**: 1,0·P1+1,0·P2)

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = 28,12$  kN

(53)  $V_{max} / V_R = 0,182 < 1$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{max} = 28,12$  kN  $< V_o = 0,6 \cdot V_R = 92,93$  kN → warunek niemiarodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój z = 2,30 m (**K1**: 1,0·P1+1,0·P2)

Ugięcie maksymalne  $f_{k,max} = 17,07$  mm

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_0 / 150 = 4600 / 150 = 30,67$  mm

$f_{k,max} = 17,07$  mm  $< f_{gr} = 30,67$  mm (55,7%)

## 2.15. Filarek w osi O/14÷16

Wykonano sprawdzenie nośności filarka w ścianie zewnętrznej. Wymiary przekroju 30x72 cm, wysokość 130 cm. Szerokość ściany z jakiej zbierane jest obciążenie 1,55 m, rozpiętość stropu 6,0 ÷ 6,2 m. Siła skupiona charakterystyczna  $177,2 \cdot 1,55 = 275$  kN.

Zestawienie obciążeń na filarek w osi O/14÷16

obciążenie od:	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m charakt.	wsp.	kN/m obl.
Warstwy dachu ze sklepieniem żelbetowym	4,58	3,20	14,66	1,35	19,79
Ciężar ściany	12,06	9,00	108,54	1,35	146,53
Strop nad pom. socjalnym	1,45	3,20	4,64	1,35	6,26
Obc. zmienne stropu 100% (magazyn)	3,00	3,20	9,60	1,50	14,40
Strop nad kieszenią sceny	4,59	3,10	14,23	1,35	19,21
Obc. zmienne stropu 50% (pom. socjalne)	1,50	3,10	4,65	1,50	6,98
Strop nad piwnicą	4,96	3,00	14,88	1,35	20,09
Obc. zmienne stropu 50% (kieszeń sceny)	2,00	3,00	6,00	1,50	9,00
<b>suma</b>			<b>177,20</b>	<b>1,37</b>	<b>242,25</b>

**DANE:**

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna pełna kl.10

- element ceramiczny grupy 1

- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0$  MPa

- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M5, przepisana  $\rightarrow f_m = 5,0$  MPa

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 3,66$  MPa

Geometria:

Grubość słupa  $t = 72,0$  cm

Szerokość słupa  $b = 30,0$  cm

Wysokość słupa  $h = 130,0$  cm

Podparcie góry słupa w kierunku osi x elementem żelbetowym

Obciążenia obliczeniowe:

Obciążenie skupione pionowe  $N_{sd} = 275,00$  kN

Moment zginający  $M_{sd,x} = 0,00$  kNm

Moment zginający  $M_{sd,y} = 0,00$  kNm

Ciężar objętościowy muru  $\rho = 18,0$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma_f = 1,10$

$\rightarrow$  ciężar własny słupa  $G_s = 5,56$  kN/mb

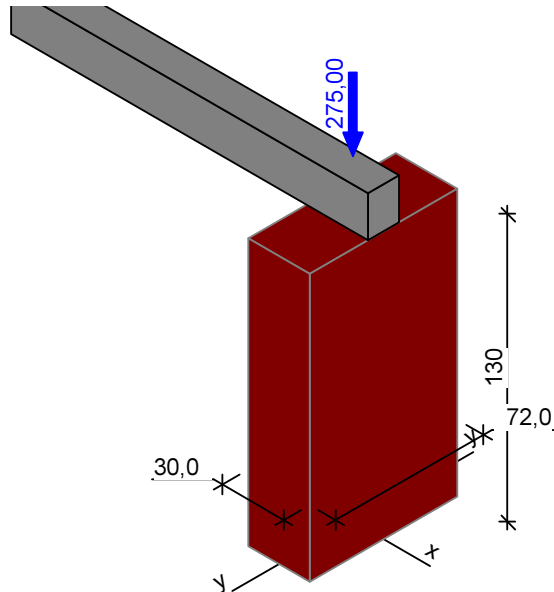
**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Kategoria wykonania robót: A

$\rightarrow$  Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,0$

**WYNIKI**



Warunek nośności pod stropem:

$A = 0,22$  m<sup>2</sup>,  $f_d = 1,51$  MPa,  $\Phi_{1,x} = 0,972$ ,  $\Phi_{1,y} = 0,933$

$N_{1R,d,x} = 317,18$  kN,  $N_{1R,d,y} = 304,49$  kN,  $N_{0R,d} = A \cdot f_d = 326,24$  kN

$N_{1d} = 275,00$  kN <  $N_{1R,d,xy} = 1/[(1/N_{1R,d,x}) + (1/N_{1R,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 296,59$  kN (92,7%)

Warunek nośności w strefie środkowej:

$A = 0,22$  m<sup>2</sup>,  $f_d = 1,51$  MPa,  $\Phi_{m,x} = 0,964$ ,  $\Phi_{m,y} = 0,917$

$N_{mR,d,x} = 314,56$  kN,  $N_{mR,d,y} = 299,03$  kN,  $N_{0R,d} = 326,24$  kN

$N_{md} = 277,78$  kN <  $N_{mR,d,xy} = 1/[(1/N_{mR,d,x}) + (1/N_{mR,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 289,18$  kN (96,1%)

Warunek nośności nad stropem:

$A = 0,22$  m<sup>2</sup>,  $f_d = 1,51$  MPa,  $\Phi_{2,x} = 0,972$ ,  $\Phi_{2,y} = 0,933$

$N_{2R,d,x} = 317,18$  kN,  $N_{2R,d,y} = 304,49$  kN,  $N_{0R,d} = 326,24$  kN

$N_{2d} = 280,56$  kN <  $N_{2R,d,xy} = 1/[(1/N_{2R,d,x}) + (1/N_{2R,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 296,59$  kN (94,6%)



## 2.16. Ławy fundamentowe

Rodzaj i stan gruntów występujących w podłożu nie nadaje się do bezpośredniego posadowienia. Pod ławami znajdują się namuły w stanie miękkoplastycznym co potwierdziły odkrywki fundamentów i odwierty badawcze. Wykonano sprawdzenie obliczeniowe ławy pod istniejącą ścianą zewnętrzną potwierdzające przyjęte założenia. Projektanci powojennej rozbudowy jako sposób posadowienia wybrali pale Wolfsholtza. W sierpniu 2005 roku inż. Kazimierz Fiszer i mgr inż. Stefan Sz waj przygotowali projekt posadowienia całego budynku Sokoła na palach.

Grunt pod ławami fundamentowymi wzmocnił się z czasem ponieważ uległ konsolidacji pod obciążeniem. Jednakże wahania poziomu zwierciadła wód gruntowych powodują przemieszczenia fundamentów i zarysowania konstrukcji. Zaleca się utrzymywanie szczelnych nawierzchni chodników i parkingów, odpowiednich spadków nie powodujących zastoisk wody, szczelnych instalacji wodnych i kanalizacyjnych, a co najważniejsze sprawnego systemu drenarskiego. Uszkodzenie rur w poziomie posadzek piwnic może mieć duże negatywne skutki dla posadowienia budynku, ponieważ namuły są bardzo podatne na wypłukanie. Najlepszym rozwiązaniem byłoby wykonanie pali fundamentowych w częściach gdzie one nie występują, jednak jest to rozwiązanie najbardziej kosztowne. Obecny ogólny stan budynku jest dobry, ale w przypadku wystąpienia uszkodzeń opisanych powyżej może się lokalnie szybko pogorszyć.

Zestawienie obciążeń na fundament w osi O/14:16

obciążenie od:	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m charakt.	wsp.	kN/m obl.
Warstwy dachu ze sklepieniem żelbetowym	4,58	3,20	14,66	1,35	19,79
Ciężar ściany gr. 67 cm	12,06	9,00	108,54	1,35	146,53
Ciężar ściany gr. 72 cm	12,78	3,50	44,73	1,35	60,39
Strop nad pom. socjalnym	1,45	3,20	4,64	1,35	6,26
Obc. zmienne stropu 100% (magazyn)	3,00	3,20	9,60	1,50	14,40
Strop nad kieszenią sceny	4,59	3,10	14,23	1,35	19,21
Obc. zmienne stropu 50% (pom. socjalne)	1,50	3,10	4,65	1,50	6,98
Strop nad piwnicą	4,96	3,00	14,88	1,35	20,09
Obc. zmienne stropu 50% (kieszeń sceny)	2,00	3,00	6,00	1,50	9,00
<b>suma</b>			<b>221,93</b>	<b>1,36</b>	<b>302,64</b>

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,85 m      H = 0,50 m

B<sub>s</sub> = 0,75 m      e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,40 m      D<sub>min</sub> = 0,80 m

Brak wody gruntowej w zasypce

### OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:

Zestawienie warstw podłoża lepszych od występujących w naturze dało negatywne wyniki

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	M <sub>0</sub> [kPa]	M [kPa]
1	łły	0,60	tak	0,75	0,90	1,10	4,50	27,87	9903	12379
2	łły	2,30	tak	0,85	0,90	1,10	8,10	39,76	19393	24241
3	łły	4,00	tak	1,00	0,90	1,10	9,30	44,18	24255	30318

## OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	222,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,max} = 1,20$

## ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża dla stanu istniejącego po konsolidacji:

- dla nośności pionowej  $m = 1,00$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 1,00$
- dla stateczności na obrót  $m = 1,00$

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

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

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

## WYNIKI-SPRAWDZENIE

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

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

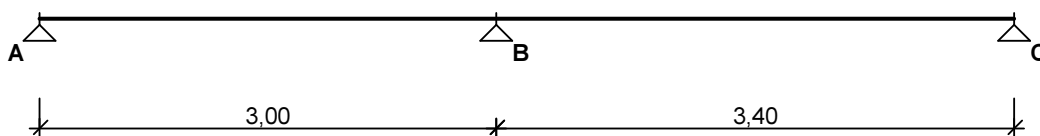
Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fN} = 168,1$  kN/mb

$N_r = 234,7$  kN/mb  $> m \cdot Q_{fN} = 1,00 \cdot 168,1$  kN/mb = 168,1 kN/mb (139,6%)

Nośność przekroczona o 39,6 %

## 2.17. Dach bud. małej sceny – Holcerówki

### SCHEMAT



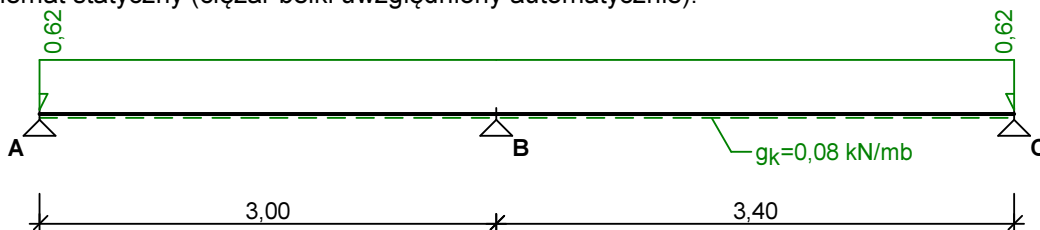
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,35$

### OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

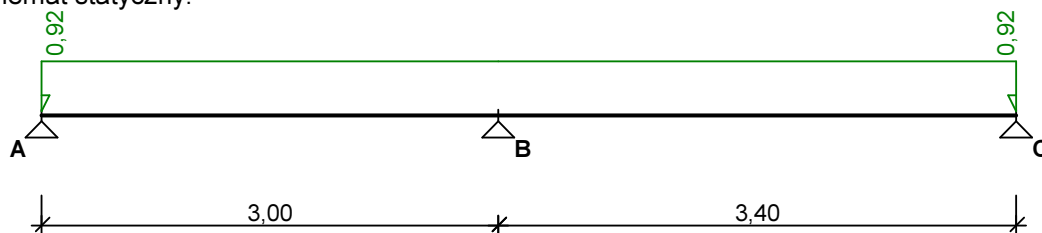
Przypadek **P1: Warstwy** ( $\gamma_f = 1,35$ , klasa trwania - stałe)

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



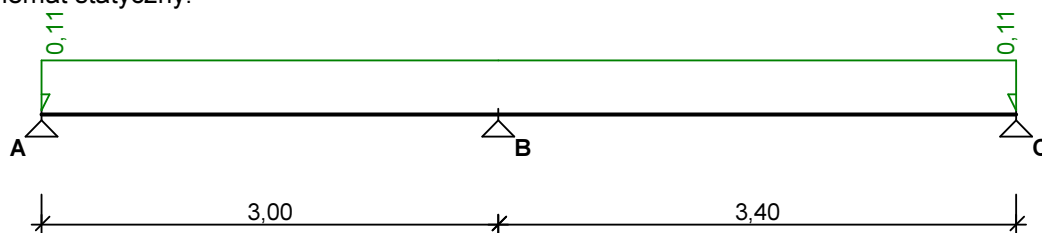
Przypadek **P2: Śnieg** ( $\gamma_f = 1,5$ , klasa trwania - średniotrwale)

Schemat statyczny:



Przypadek **P3: Wiatr** ( $\gamma_f = 1,5$ , klasa trwania - krótkotrwale)

Schemat statyczny:



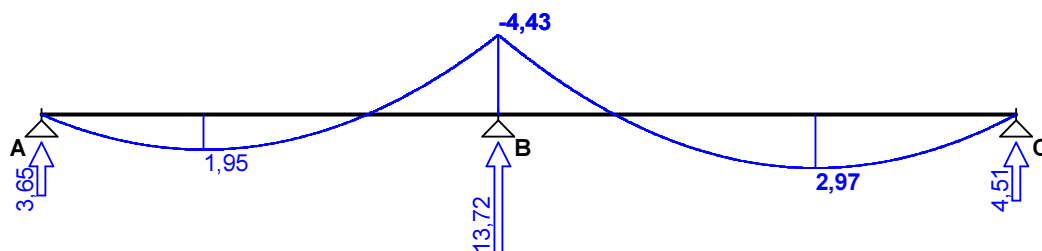
**Tablica opisu kombinacji użytkownika:**

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: 1,35·Warstwy+1,5·Śnieg+0,70·Wiatr	1,35·P1+1,5·P2+0,70·P3
K2: Warstwy+Śnieg	1,0·P1+1,0·P2

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

### Obwiednia sił wewnętrznych

Momenty zginające [kNm]:



## ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Klasa użytkowania konstrukcji - 2

Parametry analizy zwiczenia:

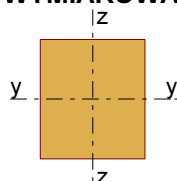
- belka zabezpieczona przed zwiczeniem

Belka w obiekcie starym, remontowanym

Ugięcie graniczne przęsła  $u_{net,fin} = l_o / 150$

## WYNIKI OBLICZEŃ WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

### WYMIAROWANIE WG PN-B-03150:2000



Przekrój prostokątny **14 / 16 cm**

$$W_y = 597 \text{ cm}^3, J_y = 4779 \text{ cm}^4, m = 7,84 \text{ kg/m}$$

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

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

### Belka

#### Zginanie

Przekrój x = 3,00 m (**K1**: 1,35·P1+1,5·P2+0,70·P3)

Moment maksymalny  $M_{max} = -4,43 \text{ kNm}$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,41 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

Warunek nośności:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,50 < 1$$

Warunek stateczności:

$$k_{crit} = 1,000$$

$$\sigma_{m,y,d} = 7,41 \text{ MPa} < k_{crit} \cdot f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa} \quad (50,2\%)$$

#### Ścinanie

Przekrój x = 3,00 m (**K1**: 1,35·P1+1,5·P2+0,70·P3)

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{max} = 7,12 \text{ kN}$

$$\tau_d = 0,48 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,54 \text{ MPa} \quad (31,0\%)$$

#### Docisk na podporze

Reakcja podporowa  $R_B = 13,72 \text{ kN}$  (**K1**: 1,35·P1+1,5·P2+0,70·P3)

$$a_p = 5,0 \text{ cm}, k_{c,90} = 1,59$$

$$\sigma_{c,90,y,d} = 1,96 \text{ MPa} < k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = 2,44 \text{ MPa} \quad (80,2\%)$$

#### Stan graniczny użytkowalności

Przekrój x = 4,92 m (**K2**: 1,0·P1+1,0·P2)

Ugięcie maksymalne  $u_{fin} = 3,77 \text{ mm}$

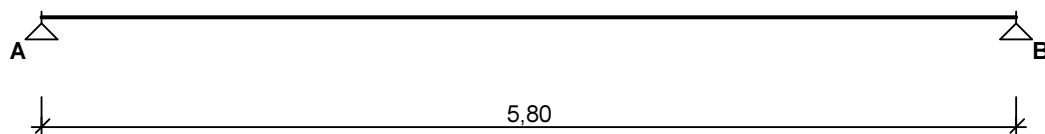
Ugięcie graniczne  $u_{net,fin} = 1,5 \cdot l_o / 150 = 1,5 \cdot 3400 / 150 = 34,00 \text{ mm}$

$$u_{fin} = 3,77 \text{ mm} < u_{net,fin} = 34,00 \text{ mm} \quad (11,1\%)$$

## 2.18. Strop Holcerówki

Strop był kilkakrotnie przebudowywany. W chwili obecnej część podłogi jest na konstrukcji stalowej z dwuteowników I160 co 80 cm. Poszycie drewniane z desek gr. 25 mm na legarach. Na półkach belek stalowych wykonana jest dodatkowo ślepa podłoga gr. 25 mm. Poniżej znajduje się właściwy strop na belkach drewnianych, który ma swoje poszycie obu stronnie z desek i wzmocnienia stalowe. Założono obciążenie podłogi na scenie 300 kg/m<sup>2</sup>. Strop poniżej podpira również podłogę, ale tylko w części pomieszczenia.

### SCHEMAT BELKI PODŁOGI



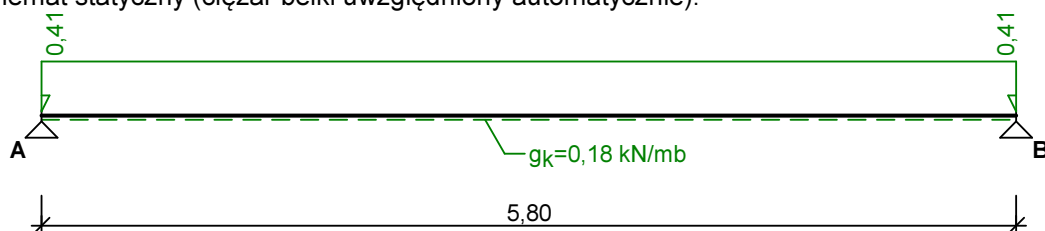
Parametry belki:

- współczynnik obciążenia dla ciężaru własnego belki  $\gamma_f = 1,35$

### OBCIĄŻENIA CHARAKTERYSTYCZNE BELKI

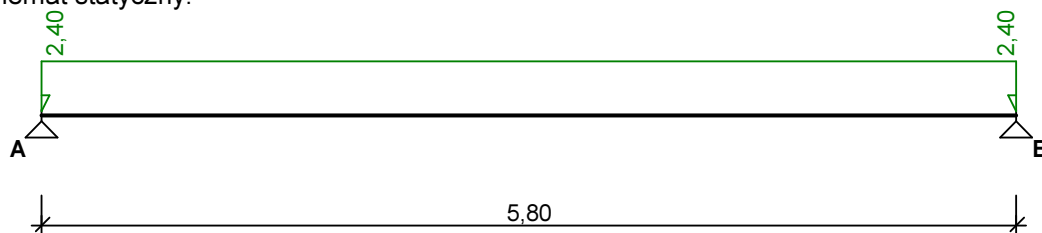
Przypadek **P1: Warstwy** ( $\gamma_f = 1,35$ )

Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):



Przypadek **P2: Użytkowe** ( $\gamma_f = 1,5$ )

Schemat statyczny:



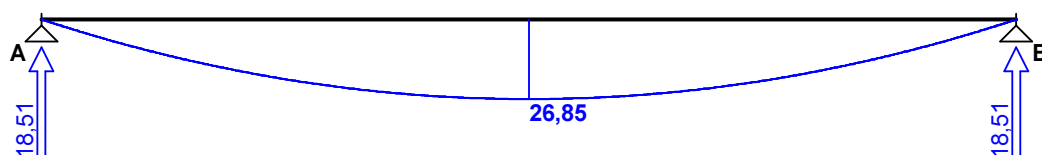
Tablica opisu kombinacji użytkownika:

nazwa kombinacji	składniki kombinacji
K1: 1,35·Warstwy+1,5·Użytkowe	1,35·P1+1,5·P2
K2: Warstwy+0,5·Użytkowe	1,0·P1+0,5·P2

## WYKRESY SIŁ WEWNĘTRZNYCH

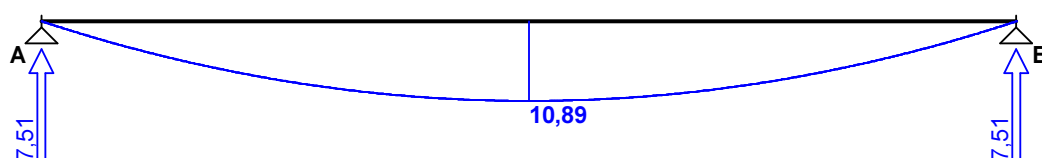
Kombinacja **K1: 1,35·P1+1,5·P2**

Momenty zginające [kNm]:



Kombinacja **K2: 1,0·P1+0,5·P2**

Momenty zginające [kNm]:



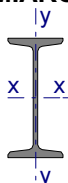
## ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- belka zabezpieczona przed zwichrzeniem;

## WYMIAROWANIE



Przekrój: **I 160**

$A_v = 10,1 \text{ cm}^2$ ,  $m = 17,9 \text{ kg/m}$

$J_x = 935 \text{ cm}^4$ ,  $J_y = 54,7 \text{ cm}^4$ ,  $J_\omega = 3100 \text{ cm}^6$ ,  $J_T = 7,11 \text{ cm}^4$ ,  $W_x = 117 \text{ cm}^3$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,080$ )  $M_R = 27,18 \text{ kNm}$   
 - ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 125,70 \text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój  $z = 2,90 \text{ m}$  (**K1**:  $1,35 \cdot P1 + 1,5 \cdot P2$ )

Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 1,000$

Moment maksymalny  $M_{\max} = 26,85 \text{ kNm}$

(52)  $M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,988 < 1$

Nośność na ścinanie

Przekrój  $z = 5,80 \text{ m}$  (**K1**:  $1,35 \cdot P1 + 1,5 \cdot P2$ )

Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = -18,51 \text{ kN}$

(53)  $V_{\max} / V_R = 0,147 < 1$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$V_{\max} = (-)18,51 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 75,42 \text{ kN} \rightarrow$  warunek niemiarodajny

Stan graniczny użytkowania

Przekrój  $z = 2,90 \text{ m}$  (**K2**:  $1,0 \cdot P1 + 0,5 \cdot P2$ )

Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 13,73 \text{ mm}$

Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 250 = 5800 / 250 = 23,20 \text{ mm}$

$f_{k,\max} = 13,73 \text{ mm} < f_{gr} = 23,20 \text{ mm}$  (59,2%)

## 2.19. Filarek parteru w osi 4/~D – Holcerówka

Wykonano sprawdzenie nośności filarka w ścianie zewnętrznej parteru. Wymiary przekroju 55x76 cm, wysokość 220 cm. Szerokość ściany z jakiej zbierane jest obciążenie 2,1 m, rozpiętość stropu 5,5 m. Siła skupiona charakterystyczna  $96,3 \cdot 2,1 = 192,7 \text{ kN}$ .

Zestawienie obciążeń na filarek w osi 4/~D

obciążenie od:	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m charakt.	wsp.	kN/m obl.
Warstwy dachu	2,06	2,20	4,53	1,35	6,12
Ciężar ściany poddasza	4,28	2,40	10,27	1,35	13,87
Ciężar ściany	8,82	6,50	57,33	1,35	77,40
Strop nad I p.	1,36	2,25	3,06	1,35	4,13
Obc. zmienne stropu 50 % (biura)	1,00	2,25	2,25	1,50	3,38
Strop nad parterem	1,36	2,25	3,06	1,35	4,13
Obc. zmienne stropu 100% (scena + widownia)	3,00	2,25	6,75	1,50	10,13
Taras nad parterem	7,26	1,10	7,99	1,35	10,78
Obc. zmienne tarasu 50%	1,00	1,10	1,10	1,50	1,65
<b>suma</b>			<b>96,34</b>	<b>1,37</b>	<b>131,57</b>

**DANE:**

Materiał:

Elementy murowe: Cegła ceramiczna pełna kl.10

- element ceramiczny grupy 1
- znormalizowana wytrzymałość elementu na ściskanie  $f_b = 10,0 \text{ MPa}$
- kategoria wykonania elementu I

Zaprawa murarska: zwykła klasy M2,5, przepisana  $\rightarrow f_m = 2,5 \text{ MPa}$

$\rightarrow$  Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie  $f_k = 2,97 \text{ MPa}$

Geometria:

Grubość słupa  $t = 55,0 \text{ cm}$

Szerokość słupa  $b = 76,0 \text{ cm}$

Wysokość słupa  $h = 220,0 \text{ cm}$

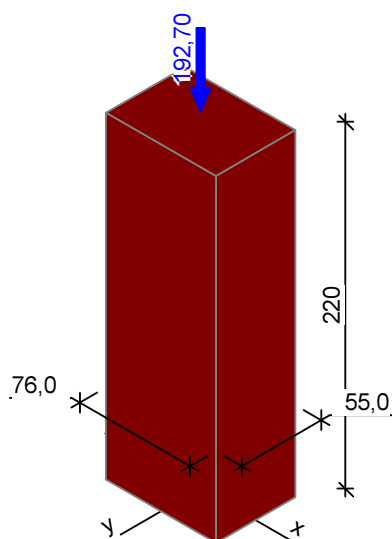
Obciążenia obliczeniowe:

Obciążenie skupione pionowe  $N_{Sd} = 192,70 \text{ kN}$   
 Moment zginający  $M_{Sd,x} = 0,00 \text{ kNm}$   
 Moment zginający  $M_{Sd,y} = 0,00 \text{ kNm}$   
 Ciężar objętościowy muru  $\rho = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_f = 1,10$   
 → ciężar własny słupa  $G_s = 18,21 \text{ kN/mb}$

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE:**

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Kategoria wykonania robót: A  
 → Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru  $\gamma_m = 2,0$

**WYNIKI - SŁUP** (wg PN-B-03002:2007):



Warunek nośności pod stropem:

$A = 0,42 \text{ m}^2$ ,  $f_d = 1,48 \text{ MPa}$ ,  $\Phi_{1,x} = 0,964$ ,  $\Phi_{1,y} = 0,974$   
 $N_{1R,d,x} = 597,94 \text{ kN}$ ,  $N_{1R,d,y} = 604,17 \text{ kN}$ ,  $N_{0R,d} = A \cdot f_d = 620,50 \text{ kN}$   
 $N_{1d} = 192,70 \text{ kN} < N_{1R,d,xy} = 1/[(1/N_{1R,d,x}) + (1/N_{1R,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 582,76 \text{ kN} \quad (33,1\%)$

Warunek nośności w strefie środkowej:

$A = 0,42 \text{ m}^2$ ,  $f_d = 1,48 \text{ MPa}$ ,  $\Phi_{m,x} = 0,861$ ,  $\Phi_{m,y} = 0,925$   
 $N_{mR,d,x} = 534,14 \text{ kN}$ ,  $N_{mR,d,y} = 574,21 \text{ kN}$ ,  $N_{0R,d} = 620,50 \text{ kN}$   
 $N_{md} = 201,80 \text{ kN} < N_{mR,d,xy} = 1/[(1/N_{mR,d,x}) + (1/N_{mR,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 499,48 \text{ kN} \quad (40,4\%)$

Warunek nośności nad stropem:

$A = 0,42 \text{ m}^2$ ,  $f_d = 1,48 \text{ MPa}$ ,  $\Phi_{2,x} = 0,964$ ,  $\Phi_{2,y} = 0,974$   
 $N_{2R,d,x} = 597,94 \text{ kN}$ ,  $N_{2R,d,y} = 604,17 \text{ kN}$ ,  $N_{0R,d} = 620,50 \text{ kN}$   
 $N_{2d} = 210,91 \text{ kN} < N_{2R,d,xy} = 1/[(1/N_{2R,d,x}) + (1/N_{2R,d,y}) - (1/N_{0R,d})] = 582,76 \text{ kN} \quad (36,2\%)$

## 2.20. Ławy fundamentowe Holcerówki

Podłoże gruntowe pod budynkiem holcerówki posiada lepsze parametry niż część południowa budynku Sokoła. Według opisu projektu drenażu grunty organiczne zostały wybrane i ławy spoczywają na pyłach piaszczystych. Badanie przy budynku wskazuje na warstwę namulów o miąższości 60 cm poniżej poziomu posadowienia.

Sprawdzono stany graniczne nośności i użytkowania dla ławy budynku holcerówki pod ścianą przylegającą do tarasu. Nośność podłoża ze względu na wypieranie gruntu jest przekroczona o 60 %, jednakże osiadania są znacznie mniejsze niż dla części budynku przy scenie – do 1 cm. Nowe posadzki wykonane po 1999 r. zapobiegają wypieraniu gruntu, a małe osiadanie jakie już wystąpiło nie spowodowało znacznych uszkodzeń w ścianach budynku.

Gruntu znajdujące się bliżej ulicy Sokoła mają lepsze parametry, ponieważ są bardziej oddalone od dawnego koryta rzeki Mikości.



# EKSPERTYZA TECHNICZNA TEATRU IM. W. SIEMASZKOWEJ W RZESZOWIE

Zestawienie obciążeń na ławę osi 4/C÷E

obciążenie od:	kN/m <sup>2</sup>	m	kN/m charakt.	wsp.	kN/m obl.
Warstwy dachu	2,06	2,20	4,53	1,35	6,12
Ciężar ściany poddasza	4,28	2,40	10,27	1,35	13,87
Ciężar ściany I piętra	8,82	4,90	43,22	1,35	58,34
Ciężar ściany parteru	9,72	4,30	41,80	1,35	56,42
Ciężar ściany piwnic	12,78	3,40	43,45	1,35	58,66
Strop nad I p.	1,36	2,25	3,06	1,35	4,13
Obc. zmienne stropu 50 % (biura)	1,00	2,25	2,25	1,50	3,38
Strop nad parterem	1,36	2,25	3,06	1,35	4,13
Obc. zmienne stropu 100% (scena + widownia)	3,00	2,25	6,75	1,50	10,13
Taras nad parterem	7,26	1,10	7,99	1,35	10,78
Obc. zmienne tarasu 50%	1,00	1,10	1,10	1,50	1,65
Taras nad piwnicą	7,26	1,10	7,99	1,35	10,78
Obc. zmienne tarasu 50%	1,00	1,10	1,10	1,50	1,65
Strop nad piwnicą	4,32	1,10	4,75	1,35	6,42
Obc. zmienne stropu 50 % (biura)	1,00	1,10	1,10	1,50	1,65
<b>suma</b>			<b>182,41</b>	<b>1,36</b>	<b>248,10</b>

## GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,75 m      H = 0,50 m

B<sub>s</sub> = 0,72 m      e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,35 m      D<sub>min</sub> = 0,85 m

Brak wody gruntowej w zasypce

## OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:

Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_u^{(r)}$ [°]	$c_u^{(r)}$ [kPa]	M <sub>0</sub> [kPa]	M [kPa]
1	Pyły	0,60	tak	2,00	0,90	1,10	11,88	12,00	23636	39402
2	Pyły piaszczyste	6,00	tak	2,10	0,90	1,10	16,27	28,06	36040	48041

## OBCIĄŻENIA FUNDAMENTU

Kombinacje obciążeń obliczeniowych:

Nr	typ obc.	N [kN/m]	T <sub>B</sub> [kN/m]	M <sub>B</sub> [kNm/m]	e [kPa]	Δe [kPa/m]
1	długotrwałe	182,40	0,00	0,00	0,00	0,00

## ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej m = 1,00
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie m = 1,00
- dla stateczności na obrót m = 1,00

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

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku (λ=1,00)

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

## WYNIKI-SPRAWDZENIE

### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{fn} = 119,7 \text{ kN/mb}$

$N_r = 192,7 \text{ kN/mb} > m \cdot Q_{fn} = 1,00 \cdot 119,7 \text{ kN/mb} = 119,7 \text{ kN/mb}$  (161,0%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{\pi} = 44,6 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{\pi} = 1,00 \cdot 44,6 \text{ kN/mb} = 44,6 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 71,61 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 1,00 \cdot 71,6 \text{ kNm/mb} = 71,6 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,80 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,05 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,85 \text{ cm}$

$s = 0,85 \text{ cm} < s_{dop} = 5,00 \text{ cm}$  (17,0%)

### 3. Wnioski końcowe

Na podstawie otrzymanej dokumentacji, przeprowadzonych badań i oględzin, obliczeń oraz analiz, ogólny stan budynku można określić na dobry.

Wnętrze budynku wykazuje typowe zużycie powłok malarskich, okładzin ścian i posadzek, bez widocznych uszkodzeń konstrukcji wpływających na jej bezpieczeństwo.

Dla zapewnienia prawidłowego funkcjonowania oraz poprawy estetyki budynku, należy wykonać następujące prace remontowe:

- 3.1. Remont koryta odwadniającego dachu za attykami oraz wypraw tynkarskich elementów dekoracyjnych attyki.
- 3.2. Zmiana spadków nawierzchni w sposób zapewniających prawidłowy odpływ wód opadowych.
- 3.3. Wykonanie płyt żelbetowych w piwnicy pomiędzy osiami 13 a 16 zgodnie z projektem wykonawczym z 2006 r.
- 3.4. Wymiana zniszczonych elementów konstrukcji dachu (korozja biologiczna), poprawienie połączeń więźby dachowej, ocieplenie drewnianej konstrukcji dachu w miejscach w których występują braki,
- 3.5. Remont lub wykonanie nowej konstrukcji schodów zewnętrznych prowadzących do sceny,
- 3.6. Naprawa zniszczonych cokołów zewnętrznych schodów do biur i przy wymiennikowni,
- 3.7. Sprawdzenie skuteczności działań drenażu i pomp drenażowych,

Konserwacji lub drobnej naprawy wymagają elementy nie zawarte we wnioskach ale opisane w treści ekspertyzy.

Uwagi:

- Podczas prac remontowych należy prowadzić stały nadzór konstrukcyjny oraz na bieżąco wykonywać dokumentację powykonawczą.
- Ze względu na lokalny charakter odkrywek, istnieje możliwość występowania elementów konstrukcji nie wskazanych w dokumentacji.
- Niniejsze opracowanie nie może być opublikowane w całości lub części bez zgody autorów i bez uzgodnienia z nim formy i treści takiej publikacji.
- W przypadku powstania wątpliwości lub jakichkolwiek niejasności, co do powyższych wniosków i zaleceń należy zwrócić się do autora niniejszego opracowania o dodatkowe informacje i wyjaśnienia.

**mgr inż. Daniel Przybyłek**

**MAZ/0547/POOK/12**

uprawnienia budowlane do projektowania  
bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno-  
budowlanej

**dr inż. Jan Bobkiewicz**

**293/Sz/88**

uprawnienia budowlane do projektowania w  
specjalności konstrukcyjno budowlanej

**370/02/R/C**

upr. rzeczoznawcy w specjalności  
konstrukcyjno budowlanej

**inż. Robert Pazio**

**MAZ/0572/PWOK/13**

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

#### 4. Zdjęcia z komentarzem



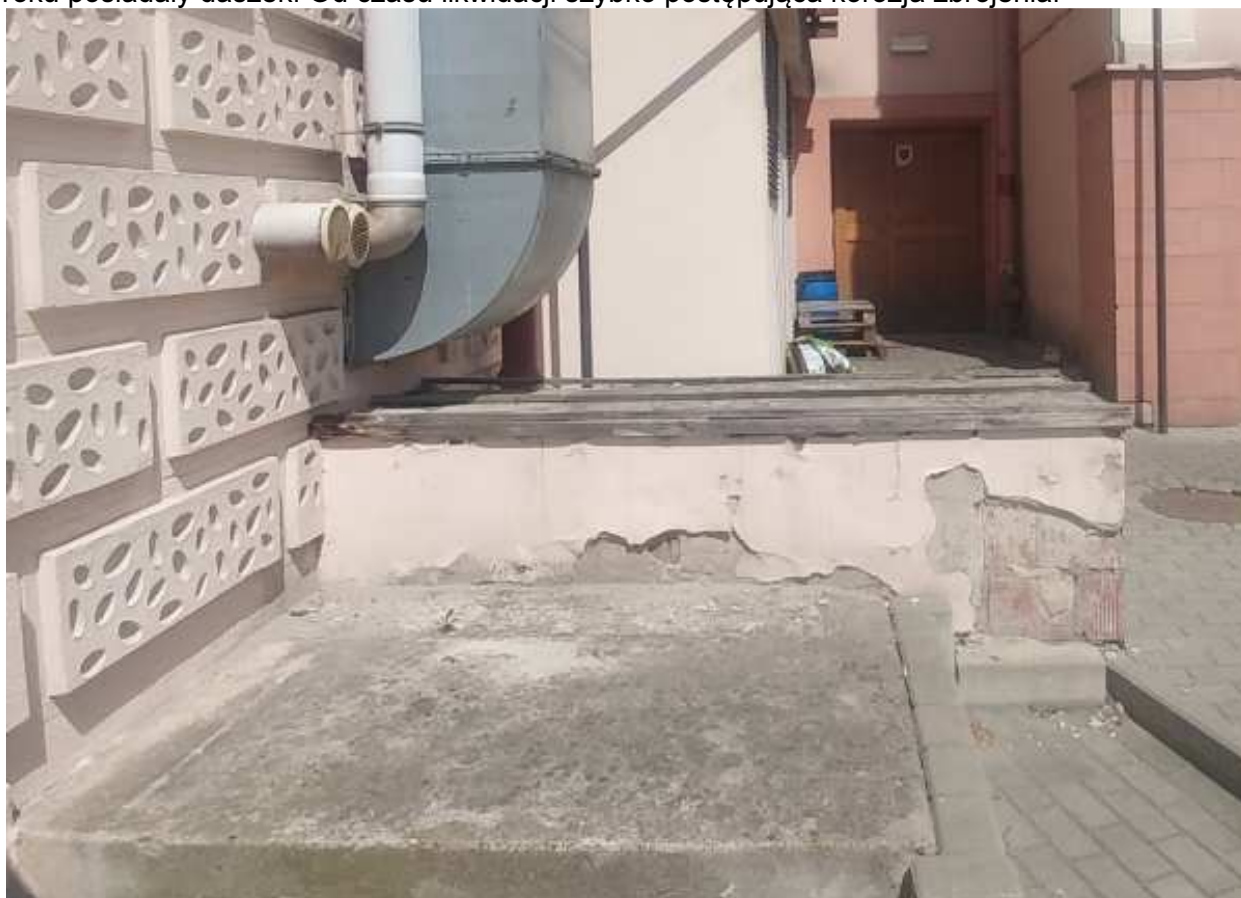
1. Zdjęcie. Elewacja południowa Holcerówki, nad i pod środkowym oknem piwnicznym widoczne zarysowania w spoinach płytek ceramicznych. Należy wykonać iniekcje rys i uszczelnić spoiny płytek.



2. Zdjęcie. Zarysowanie nad oknem piwnicznym w osi 10/E÷D. Należy wykonać iniekcje rys i uszczelnić spoiny płytek.



3. Zdjęcie. Elewacja południowa ze zniszczonymi schodami zewnętrznymi. Schody w 2006 roku posiadały daszek. Od czasu likwidacji szybko postępująca korozja zbrojenia.



4. Zdjęcie. Zniszczony cokół dawnego zsypu węgla, osie I/11





5. Zdjęcie. Zniszczone zbrojenie płyty biegowej schodów zewnętrznych osie 19/L÷M, schody kwalifikują się do generalnego remontu



6. Zdjęcie. Naturalna dylatacja schodów zewnętrznych osie 19/L÷M



7. Zdjęcie. Zniszczona strefa cokołowa wejścia do budynku w osi A/7, postępujące zawilgocenie ścian w czasie opadów.



8. Zdjęcie. Zarysowania skośne przy dylatacji w osi H/16, część budynku po prawej stronie osiada ponieważ nie jest posadowiona na palach. Dylatacja zamknęła się i część z prawej strony przesuwa ścianę w po lewej stronie w dół –stąd charakter zarysowania.





9. Zdjęcie. Brak właściwego odwodnienia ronda przed wejściem do budynku, nieuregulowane wody opadowe mogą negatywnie wpływać na posadowienie budynku.



10. Zdjęcie. Brak właściwych spadków nawierzchni drogowej, wpust wyniesiony ponad teren.



11. Zdjęcie. Brak właściwego ukształtowania spadków przy wejściu do szatni, osie P/5+6



12. Zdjęcie. Łuszcząca się farba i tynk w filarach tarasu Holcerówki – osie 3/E



13. Zdjęcie. Zwieńczenie ściany w osi O/4÷16 – uszkodzenie tynku, zarysowanie powtarzające rysy w ścianie poniżej



14. Zdjęcie. Naturalna dylatacja pomiędzy przybudówką szybu windowego a głównym budynkiem w osi 11/O





15. Zdjęcie. Zarysowanie w styku ścian zewnętrznych w osiach 6 i O,



16. Zdjęcie. Ściana w osi O/14÷16 – widoczne zarysowania skośne w jednym kierunku, lokalizacja rys powtarza kształt wynikający ze zdjęć elewacji z 2004 roku.



17. Zdjęcie. Zbyt mały spadek dachu dla blacho dachówki nad tarasem restauracji, zastoiska wody, osie 10÷12/B÷D



18. Zdjęcie. Nieczynne kanały rzeki Mikołki, studzienka przy osi O/17÷18. Nowe większe kanały zostały wykonane poza obrysem budynku.



19. Zdjęcie. Zniszczony tynk w stropodachu łącznika pomiędzy budynkami, spowodowany starymi przeciekami dachu, osie 7/G



20. Zdjęcie. Tynk zniszczony zaciekami stropu Holcerówki bezpośrednio pod dachem, osie ~7/E÷F



21. Zdjęcie. Odkrywka stropu Holcerówki nad 1 piętrem, osie 7/E÷F, oparcie belki drewnianej 18x24 cm wzmocnionej dwuteownikiem 140, wypełnienie gruzobetonem.



22. Zdjęcie. Odkrywka stropodachu płaskiego Holcerówki, osie E/~7, brak ocieplenia stropodachu. Stropodach dwudzielny, wierzchnia część drewniana z deskowaniem pełnym pokryta papą, dolna część strop na belkach stalowych z wypełnieniem betonowym.





23. Zdjęcie. Zarysowania sklepień w pom. central wentylacyjnych, złuszczone farba, osie K+H/6÷11

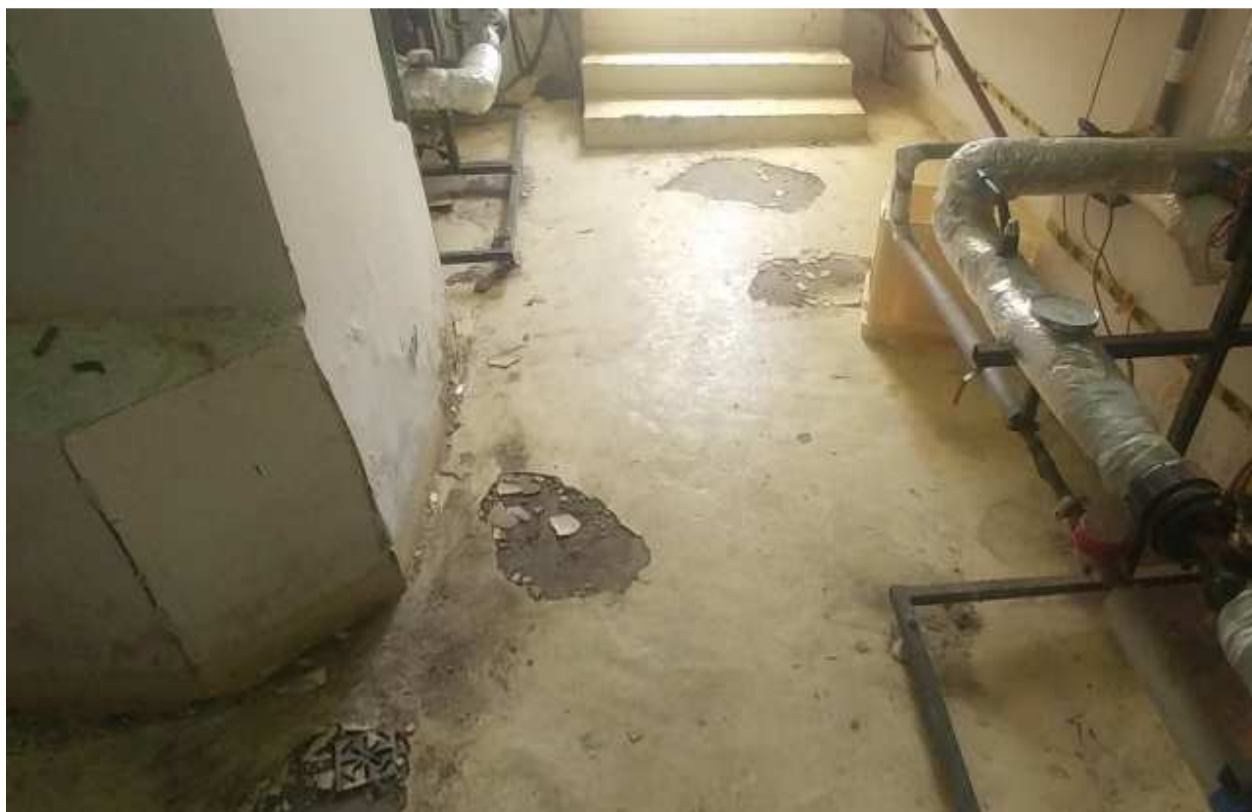


24. Zdjęcie. Naturalny poziom wód gruntowych, rzędna -3,20, podłączenie drenażu posadzek i pompa zanurzeniowa, pomieszczenie central wentylacyjnych.





25. Zdjęcie. Odkrywka stanu muru ław ceglanych. Pomieszczenia central wentylacyjnych zostało przegłębione w stosunku do sąsiednich piwnic. Cegły w dobrym stanie, klasa około 10, zapraw wapienna klasa około 5.



26. Zdjęcie. Piwnice, wymiennikownia, osie 11+13/J+K. Odparzenia żywicy na posadzce w wymiennikowni.

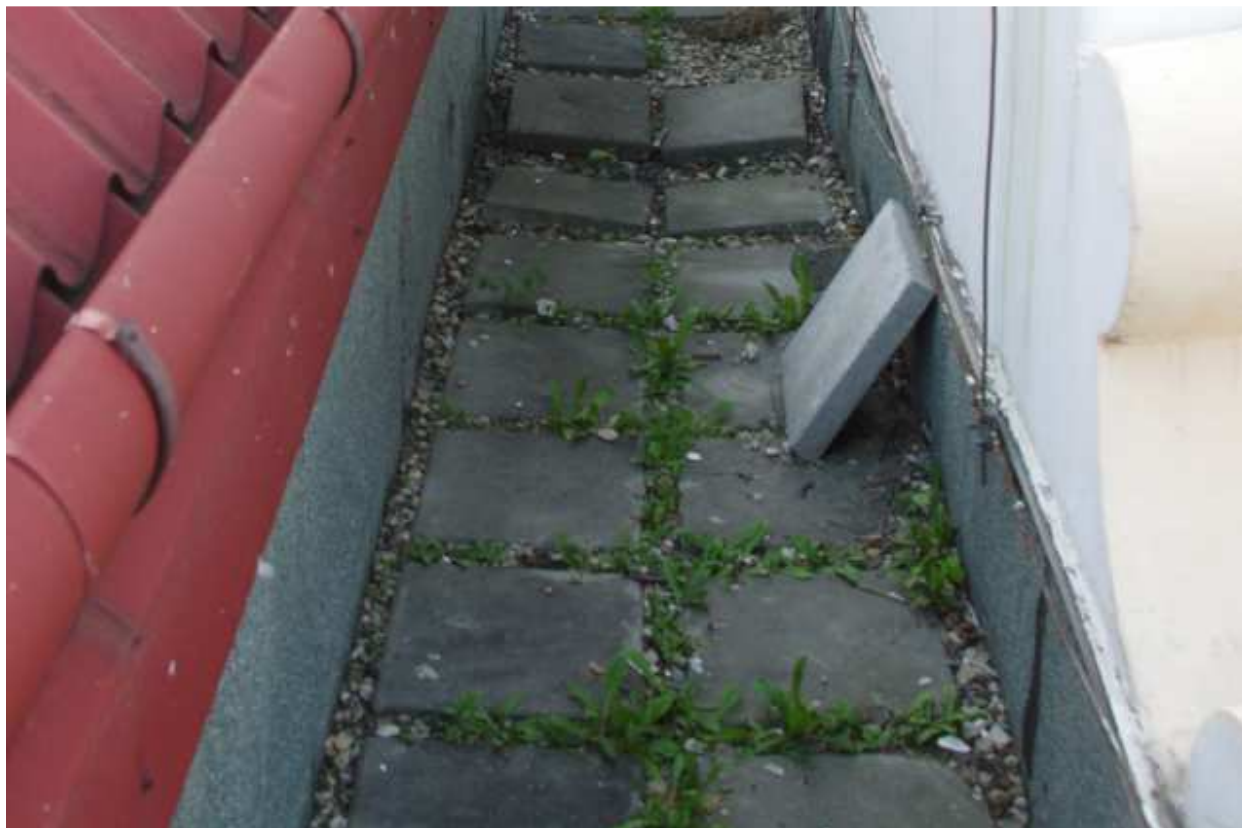


27. Zdjęcie. Nieszczelności obróbek, papa termozgrzewalna wysunięta spod obróbek blacharskich. Osie 2/H.



28. Zdjęcie. Odklejenie się papy od ściany kolankowej. Może skutkować przeciekami.





29. Zdjęcie. Roślinność w korycie odwadniającym z czasem korzenie mogą rozszczelnić pokrycie z papy. Osie 2/H÷P i osie P/2÷6.



30. Zdjęcie. Zanieczyszczony wpust odwodnienia oraz obrośnięty mchem. Dalsze zanieczyszczeni może grozić zatkanie. Oś 2/K÷N



31. Zdjęcie. Brak zabezpieczenia gzymsu przed ptakami. Odchody mają korozyjny wpływ na obróbki blacharskie. Holcerówka oś 4/B+F.



32. Zdjęcie. Zniszczony tynk zdobień elewacji frontowej. Brak trwałego zabezpieczenia wierzchu elementów i brak obróbek blacharskich. Odpadający tynk może zagrażać przechodniom przed budynkiem. Oś 1/N.





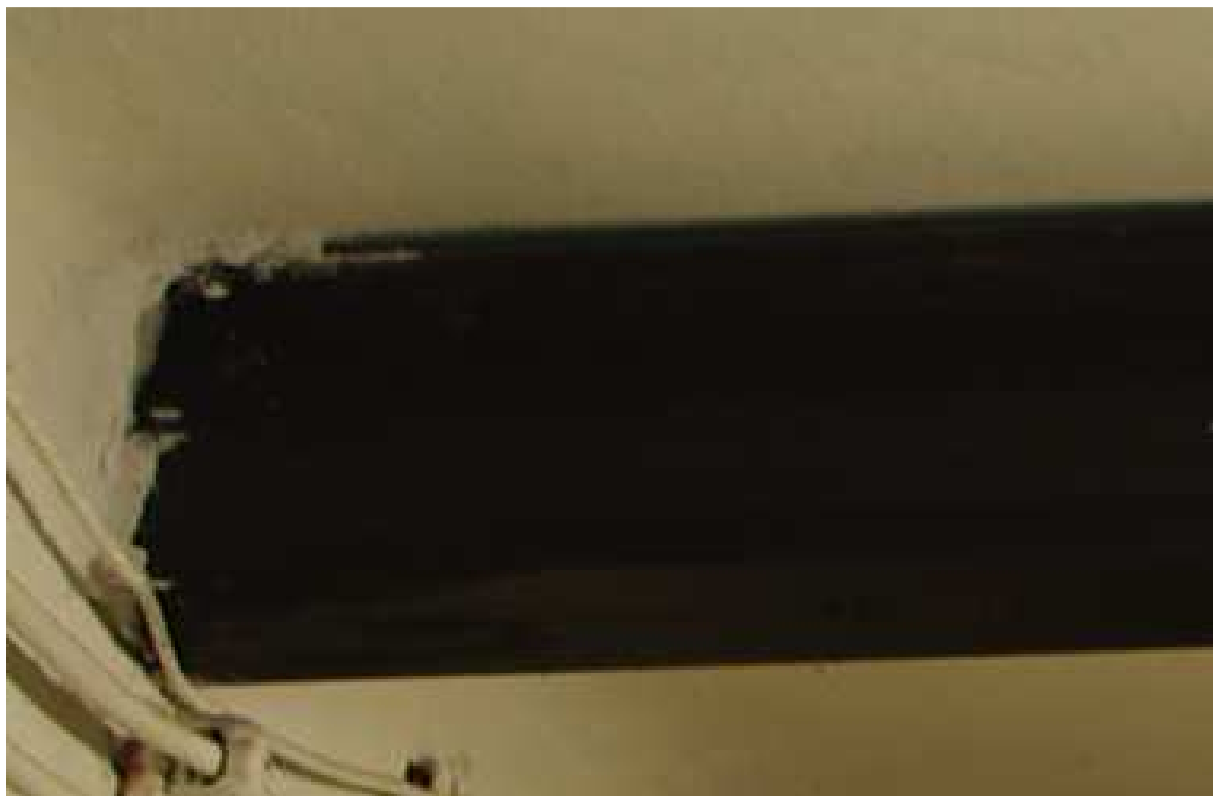
33. Zdjęcie. Zniszczona wyprawa cementowa czapy. Brak trwałego zabezpieczenia wierzchu elementów i brak obróbek blacharskich. Odpadający tynk może zagrażać przechodniom przed budynkiem. Oś 2/P. Korozja marek stalowych, do których zamocowane są sterczyny z blachy miedzianej. Brak zabezpieczenia antykorozyjnego w dłuższym okresie doprowadzi do konieczności ponownego montażu sterczyn.



34. Zdjęcie. Odkrywka żebra stropu nad parterem – magazyn rekwizytów (żebro 16x50 cm) w osiach 19/M÷O, 1 pręt #18, dwa pręty #14, stal gładka.



35. Zdjęcie. Odkrywka zbrojenia stropu Akermana – nad parterem – komunikacja do sceny w osiach 18÷19/L÷M, pręty #10 co 31 cm, pustaki wys. 18 cm. Strop wys. 23÷24 cm.



36. Zdjęcie. Pomieszczenia elektryków w piwnicy, osie 12÷15/I÷N. Brak wypełnienia przestrzeni pomiędzy dwuteownikami a wzmacnianym stropem. Należy skuć tynk i pustkę wypełnić zaprawą cementową M15.



37. Zdjęcie. Parter – przejście ze sceny do 2 klatki schodowej, osie ~18/H÷J. Brak nadproża nad drzwiami. Spękania ściany działowej. Należy wstawić nowe nadproże.

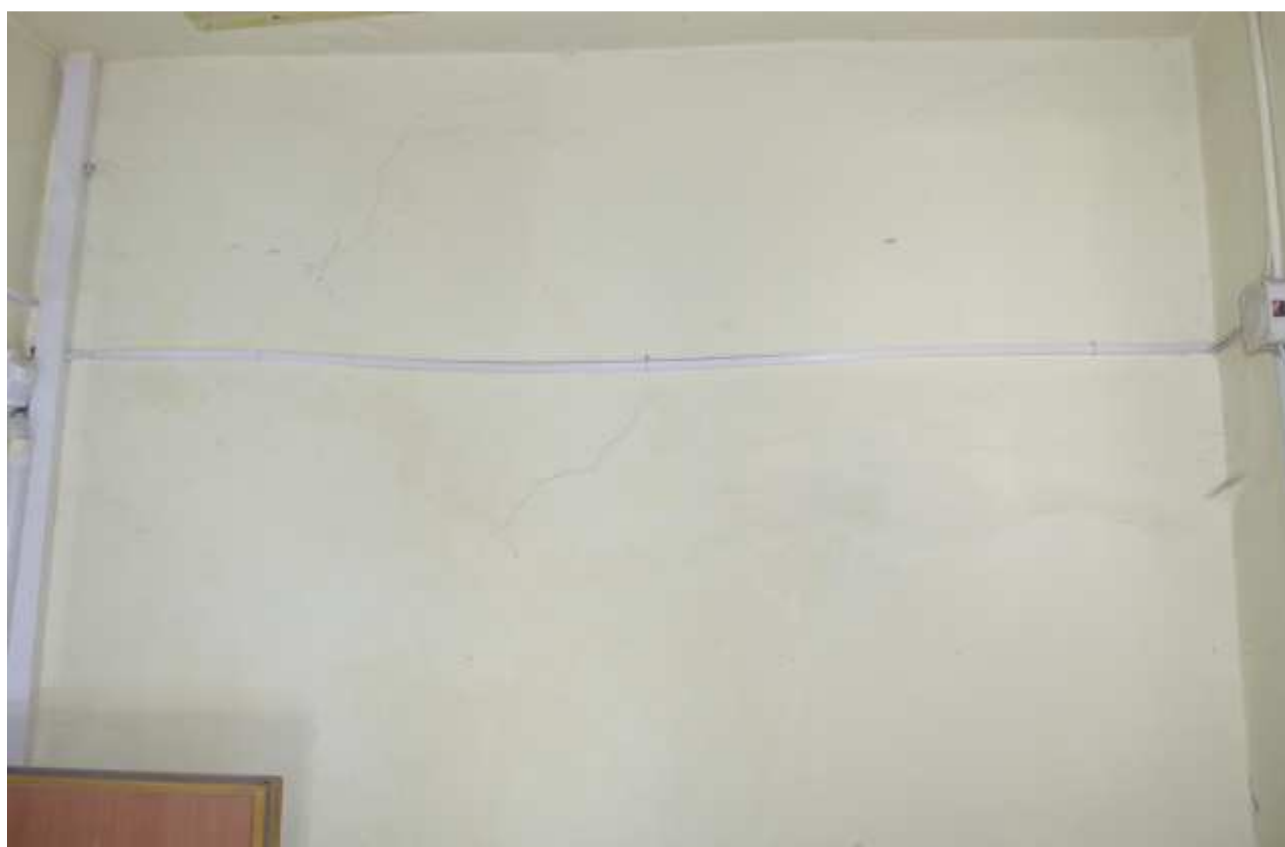


38. Zdjęcie. Parter, kuluary, osie 6÷9/N÷P. Odkrywka stropu WPS, widoczna belka stalowa I240 oraz prefabrykaty płyt, brak tynku na siatce.





39. Zdjęcie. Parter, hol główny, osie 5÷6/N÷P. Odkrywka stropu WPS, widoczna belka stalowa I400 oraz prostopadła belka I180 oraz prefabrykaty płyt, brak tynku na siatce.



40. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 3, 1 piętro, ściana w osi N/13÷14. Zarysowania ściany wewnętrznej ułożone w kierunku identycznym jak ścian zewnętrznych. Górna część rys skierowana w stronę dawnego koryta rzeki oraz w stronę filara okna scenicznego i filara kieszeni sceny.



41. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 4, poddasze, ściana w osi ~N/16÷17. Zarysowania ściany wznoszą się w kierunku filara kieszeni sceny.



42. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 4, poddasze, sufit w osi 16/M÷O. Naturalna dylatacja wzdłuż osi 16 - ściany dylatacyjnej budynku. Dylatacja występuje pomiędzy częścią posadowioną na palach, a częścią z tradycyjnym posadowieniem.



43. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 4, spocznik nad 1 piętrem, osie O/16÷17. Pęknięcie w poprzek wywołane nierównomiernym osiadaniem przeciwległych dłuższych ścian klatki schodowej.



44. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 4, spocznik nad 1 piętrem, ściana w osi 16. Zarysowanie na styku belki żelbetowej schodów i ściany. Kontynuacja dylatacji pomiędzy budynkiem posadowionym na palach, a budynkiem posadowionym tradycyjnie.





45. Zdjęcie. Klatka schodowa nr 4, spocznik nad piwnicą, osie M/16÷17. Dwa pęknięcia wywołane nierównomiernym osiadaniem przeciwległych dłuższych ścian klatki schodowej.



46. Zdjęcie. Piwnice, sanitariat męski w osiach 11÷13/N÷O. Odkrywka belki stalowej wzmacniającej strop. Dwuteownik I200 podpiera trzy belki I180.



47. Zdjęcie. Piwnice, magazyn w osiach 18÷19/M÷O. Odkrywka belki stalowej I220, obudowanej wełną mineralną i tynkiem na siatce stalowej. Belka podpira siedem belek prostopadłych I160.



48. Zdjęcie. Piwnice, magazyn w osiach 18÷19/M÷O. Odkrywka belki stalowej I160. Belka opiera się na trzech belkach prostopadłych I220.



49. Zdjęcie. Piwnice, magazyn, belka 42x69 cm w osi 18/M÷O. Odkrywka zbrojenia podciągu pręty gładkie 5x #22.



50. Zdjęcie. Piwnice, stolarnia w osiach 16÷17/J÷L. Odkrywka zbrojenia stropu Akermana pręt gładki #22. Pustaki wys. 15 cm. Strop grubości 20 cm.





51. Zdjęcie. Piwnice, stolarnia w osi 16/J÷L. Widoczne pęknięcie na styku ściany ze stropem o rozwarości 9 mm. Ściana osiadła ponieważ nie jest posadowiona na palach fundamentowych. Strop podparty jest na ścianach prostopadłych w nowszej części budynku. Widoczne ślady po naprawach zarysowania.



52. Zdjęcie. Strop widowni - balkon – osie I÷N/6÷9. Odkrywka istniejąca – rozkucie na lampę. Widoczna struktura betonu – gr. płyty 20 cm.



53. Zdjęcie. Strop widowni - balkon – osie I÷N/6÷9.. Odkrywka istniejąca – rozkucie na lampę. Widoczne zbrojenie i struktura betonu.



54. Zdjęcie. Mała scena – podłoga w osi 4/F. Widoczne belki stalowe I160 co 80 cm, podpierające podłogę podniesioną, opartą na legarach drewnianych.





55. Zdjęcie. Mała scena – podłoga w osi 4/D. Widoczne belki drewniane podłogi podparte na słupkach ustawionych na starszym stropie



56. Zdjęcie. Zniszczona poprzez korozję biologiczną konstrukcja dachu nad Holcerówką – archiwum na poddaszu. Osie 8÷10/B÷C. Widoczne podparcie płatwi pośredniej.



57. Zdjęcie. Pozostawione żebro łukowe dawnego zadaszenia nad sceną. Osie 17÷18/H÷M. Wycięty ściąg z podwójnych ceowników 100. Żelbetowa płyta sklepienia została w 50 % usunięta. Pozostał narożnik nad sceną i zadaszenie nad klatką schodową.



58. Zdjęcie. Pozostawione żebro łukowe dawnego zadaszenia nad sceną. Osie ~17/H÷M. Wszystkie łuki oraz ściągi można usunąć po przygotowaniu projektu budowlanego i wykonawczego.





59. Zdjęcie. Odkrywka stropu nad kieszenią sceny. Oś N/14÷16. Pod warstwami podłogi drewnianej na legarach cegły ceramiczne. Płyta OSB gr. 18 mm, deski gr. 3 cm, legary drewniane 10x10 cm, gruz ceglany z polepą 15 cm.



60. Zdjęcie. Drewniana konstrukcja dachu – magazyn rekwizytów na poddaszu. Oś 18÷19/M÷O. Wykończenie tynk wapienny na trzcinie i podkładzie z desek gr. 25 mm. Zużyte wykończenie tynkiem, ślady spękań, odparzeń i zacieków. Należy tynk wymienić, równocześnie z wymianą zniszczonych elementów więźby i dociepleniem wg współczesnych wymagań warunków technicznych.



61. Zdjęcie. Podłoga archiwum obok galerii Szajny, osie 2+3/K+N. Niestarannie wykonane oparcie belek drewnianych. Brak zamocowania drewno wkrętami w otworze w blachach. Kliny pod belki nie na całej powierzchni styku. Brak okorowania drewna powodujące zarażenie owadami.



62. Zdjęcie. Szatnia przy wejściu głównym, osie 5+6/N+P. Dwuteowniki I180 co ~105 cm z płytą ceglana ciężką.





63. Zdjęcie. Piwnice - wejście do szatni na osi głównych drzwi wejściowych, osie 5÷6/K÷N. Zarysowanie posadzki z płyt granitowych, rysa 1,8 mm. Inne spękania przy zmianie sztywności podłoża – na krawędzi ścian przy otworach drzwiowych do sanitariatów widzów.



64. Zdjęcie. Piwnice – hol szatnie, osie 8÷9/N÷P. Istniejące odkrywki belek stropu służące do mocowania dawnego sufitu podwieszanego. Belki I180 co 105 cm.



65. Zdjęcie. Brak podparcia słupów skrajnej ramy dachu obok galerii Szajny, oś 13/I+O. Zastrzały zostały odcięte podczas wymiany krokwi w 2006 roku. Belka tramowa, na której opierają się słupy wykazuje nadmierne ugięcie. Słupy należy podeprzeć na istniejącej ścianie okna scenicznego a obciążenie uwzględnić podczas przygotowania projektu powiększenia okna.



66. Zdjęcie. Odkrywka belek sufitu nad I piętrzem, oś O/9÷11. Dwuteowniki I180 co 250 cm obciążone podłogą techniczną z desek drewnianych gr. 25 mm i sufitem podwieszanym na stelażu stalowym ocynkowanym. Ocieplenie wełną mineralną 15 cm.





67. Zdjęcie. Podłoga galerii Szajny. Oś 13/I+K. Znaczne ugięcie belek tramowych podpierających główne słupy więźby. Różnica ugięcia widoczna pomiędzy belką stalową a drewnianą. Należy zamocować słupy drewniane do belek stalowych 4x1300.



68. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie N/~9. Brak wykonania podlewek pod oparcie elementów stalowych na murach ceglanych. Zbyt mała głębokość oparcia belek (na zdjęciu z prawej strony). Zbyt mała powierzchni docisku belki drewnianej opartej na murze. Korozja belki drewnianej.



69. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie N/~11. Brak wykonania podlewek pod oparcie elementów stalowych na murach ceglanych. Brak spawów pomiędzy elementami stalowymi.



70. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie ~9/~O. Brak właściwej otuliny zbrojenia wieńca żelbetowego.





71. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie ~9/~O. Brak właściwej otuliny zbrojenia wieńca żelbetowego. Zbrojenie podczas betonowania straciło swoją geometrię – skośne strzemiona.



72. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie P/5. Brak właściwej otuliny zbrojenia wieńca żelbetowego.



73. Zdjęcie. Poddasze techniczne pod galerią Szajny, osie K+N/6+13. Wieszaki belek tramowych są zamontowane z luzem.



74. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie P/1+6 i 2/N+P. Belki stalowe dwuteowe nie są osadzone na zaprawę w murze zewnętrznym.





75. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie 2/N+P. Brak właściwej otuliny zbrojenia wieńca żelbetowego. Zbrojenie należy zabezpieczyć przed korozją zaprawą cementową gr. min. 2 cm.



76. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie 2/P. Brak zabetonowania płyty żelbetowej pod korytem odwadniającym.



77. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, naroże w osiach 2/P. Brak ocieplenia dachu, w pozostałych częściach ocieplenie występuje.



78. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Otwarte połączenie płatwi pośredniej.





79. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Otwarte połączenie płatwi na słupie.



80. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie ~9/~O. Korozja biologiczna zastrzałów głównych wiązarów więźby.



81. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie ~9/~O. Korozja biologiczna zastrzałów głównych wiązarów więźby.



82. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie 2/P. Korozja biologiczna poziomych belek wiązarów więźby.





83. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie 6/O. Zasięg korozji biologicznej w przekroju belki 24x24 cm.



84. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie N/6. Zasięg korozji biologicznej belki stropu.





85. Zdjęcie. Poddasze techniczne wokół galerii Szajny, osie 13/~I. Korozja biologiczna zastrzałów głównych wiązarów więźby.



86. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna słupa w ścianie zewnętrznej.



87. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna zastrzału.



88. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna słupa.





89. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5+13/K+N. Korozja biologiczna zastrzału.



90. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5+13/K+N. Korozja biologiczna zastrzału.



91. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna słupa.



92. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna zastrzału.





93. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna belki poziomej.



94. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna ściagu.





95. Zdjęcie. Galeria Szajny - poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Korozja biologiczna zastrzału.



96. Zdjęcie. Galeria Szajny – poddasze. Osie 5÷13/K÷N. Brak połączenia pomiędzy słupem a ściągami. Wewnątrz galerii odnotowano 20 elementów zarażonych owadami powierzchniowo, przy czym występują one w drewnie pochodzącym z pierwotnej budowy jak i w nowszych elementach. Wszystkich elementów w pięciu wiązarach jest około 100 szt., więc 20% elementów wymaga naprawy bądź wymiany.

**5. Kopie uprawnień i przynależności do właściwych izb inżynierów**

**GŁÓWNY INSPEKTOR  
NADZORU BUDOWLANEGO**

OZ/INN/4611/810/02

Warszawa, dnia 19-12-2002 r

**DECYZJA nr 370/02**

Na podstawie art. 88a ust. 1 pkt 3 lit. b ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (t.j. Dz. U. z 2000 r. Nr 106, poz. 1126 z późn. zm.) oraz art. 104 § 1 i § 2 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (t.j. Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.),

**dr inż. budownictwa JAN ANTONI BOBKIEWICZ**

**ustanowiony na mocy decyzji nr 11/Rz/2002**

**wydanej przez Wojewodę Zachodniopomorskiego w dniu 25-11-2002 r.,  
znak R.R.I.HM.7133-8/02**

**Rzeczoznawcą Budowlanym**

**w specjalności konstrukcyjno – budowlanej  
obejmującej**

**kierowanie, nadzorowanie i kontrolowanie budowy i robót, kierowanie i kontrolowanie  
wytwarzanych konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz ocenianie i badanie  
stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków i budowli**

**z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych  
i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych,**

**sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych  
budynków i innych budowli**

**z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych  
i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych;**

**zostaje wpisany do Centralnego Rejestru Rzeczoznawców Budowlanych  
pod pozycją 370/02/R/C**

**UZASADNIENIE**

Decyzja nr 11/Rz/2002 wydana przez Wojewodę Zachodniopomorskiego w dniu 25-11-2002 r., znak R.R.I.HM.7133-8/02, w przedmiocie nadania tytułu rzeczoznawcy budowlanego w specjalności konstrukcyjno – budowlanej, obejmującej kierowanie, nadzorowanie i kontrolowanie budowy i robót, kierowanie i kontrolowanie wytwarzanych konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz ocenianie i badanie stanu technicznego w zakresie wszelkich budynków i budowli z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych, sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków i innych budowli z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i wodnomelioracyjnych, zgodnie z posiadanymi uprawnieniami budowlanymi, stała się ostateczna. Z uwagi na powyższe orzeczono jak w sentencji.

Zgodnie z art. 15 ust. 3 ustawy Prawo budowlane ostateczna decyzja o wpisie stanowi podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie.

**Niniejsza decyzja jest ostateczna.**

**Zgodnie z art. 127 § 3 Kpa oraz stosownie do uchwały NSA z dnia 9.12.1996 r., sygn. akt OPS 4/96, strona może w terminie 14 dni od daty doręczenia decyzji wystąpić z wnioskiem o ponowne rozpatrzenie sprawy.**

**Otrzymują:**

- ① Pan Jan Antoni Bobkiewicz  
Ul. Seledynowa 20/2, 70-781 Szczecin
2. Wojewoda Zachodniopomorski
3. aa (RES)



Z upoważnienia  
GŁÓWNEGO INSPEKTORA NADZORU BUDOWLANEGO  
p.o. DYREKTORA DEPARTAMENTU  
UPRAWNIEŃ I ODPOWIEDZIALNOŚCI ZAWODOWEJ

Grzegorz Szestakow-Wilamowska

URZĄD WOJEWÓDZKI  
w Szczecinie

Szczecin

dnia 4.10. 1988 r.

Nr ewid. 293/Sz/88

**STWIERDZENIE PRZYGOTOWANIA ZAWODOWEGO**  
do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie

Na podstawie § 6 ust.3, §4 ust.2, §7 oraz § 13 ust. 1 pkt. 2  
III. rozporządzenia 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 BOBKIEWICZ Jan Antoni  
doktor magister inżynier budownictwa

urodzony dnia 25 września 1951 r. w Toruniu

posiada przygotowanie zawodowe do wykonywania samodzielnej  
funkcji projektanta

w specjalności: konstrukcyjno-budowlanej

oraz jest upoważniony do:

- 1/ sporządzania projektów w zakresie rozwiązań konstrukcyjno-budowlanych budynków oraz innych budowli, z wyłączeniem linii, węzłów i stacji kolejowych, dróg oraz lotniskowych dróg startowych i manipulacyjnych, mostów, budowli hydrotechnicznych i melioracji wodnych,
- 2/ 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,
- 3/ w budownictwie osób fizycznych - do kierowania, nadzorowania - kontrolowania budowy, kierowania i kontrolowania wytwarzania konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz oceniania i badania stanu technicznego obiektów budowlanych.



*[Handwritten signature]*

Druk: PMP-Urz. Woj. w Szcz. 501 egz., 483/86



sygn. akt. MAZ/7131/495/12/K

Warszawa, dnia 20 grudnia 2012 r.

## DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz.U. z 2001 r. Nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578 późn. zm.)

**Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa:  
nadaje**

**Panu Danielowi Przybyłek  
magistrowi inżynierowi  
urodzonemu dnia 1 grudnia 1977 roku w Warszawie, synowi Bogdana**

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE  
nr MAZ/0547/P0OK/12**

**do projektowania bez ograniczeń  
w specjalności konstrukcyjno – budowlanej**

### Szczegółowy zakres uprawnień

**I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 4 ustawy - Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

- 1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- 2/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

**II. Na mocy § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności konstrukcyjno – budowlanej.

**III. Na mocy § 17 ust. 1 pkt 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

sporządzania projektu architektoniczno – budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu.



## UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstępuje się od uzasadnienia decyzji.

## POUCZENIE

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.

2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

## Skład Orzekający

- 1/ mgr inż. Leszek Ganowicz
- 2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek
- 3/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński



## Otrzymują:

1. Pan Daniel Przybyłek  
ul. Konopnickiej 30  
05-074 Halinów
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/a





**Zaświadczenie**

o numerze weryfikacyjnym:

**MAZ-WVG-MX8-9G6 \***

Pan DANIEL PRZYBYŁEK o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0178/13  
adres zamieszkania ul. KONOPNICKIEJ 30, 05-074 HALINÓW  
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-04-01 do 2019-03-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-02-21 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej 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.piiib.org.pl](http://www.piiib.org.pl) lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

Podpis jest prawdziwy



MAZOWIECKA  
OKRĘGOWA  
IZBA  
INŻYNIERÓW  
BUDOWNICTWA



Mazowiecka Okręgowa Izba Inżynierów Budownictwa  
Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna  
sygn. akt. MAZ/7131-7132/ 599 / 13 /K

Warszawa, dnia 20 grudnia 2013 r.

## DECYZJA

Na podstawie art. 11 ust. 1 i art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (Dz. U. z 2001 r. nr 5, poz. 42 z późn. zm.), art. 12 ust. 1 pkt 1-5 oraz ust. 3, art. 13 ust. 1, 3 i 4, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (tekst jednolity: Dz. U. z 2010 r. Nr 243, poz. 1623 z późn. zm.) w związku z art. 5 ustawy z dnia 28 lipca 2005 r. o zmianie ustawy – Prawo budowlane oraz o zmianie niektórych innych ustaw (Dz.U. nr 163 poz. 1364) oraz § 11 ust. 1 pkt 1, § 15 i § 17 ust. 1 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz.U. Nr 83 poz. 578 późn. zm.), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

**Pan Robert Pazio**  
inżynier

ur. dnia 18 września 1978 roku w Warszawie  
otrzymuje

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
nr MAZ/ 0572 /PWOK/13

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

### Szczegółowy zakres uprawnień

**I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1-5, art. 13 ust. 1, 3 i 4 ustawy – Prawo budowlane, w zakresie objętym wyżej wymienioną specjalnością, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

- 1/ projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
- 2/ kierowania budową lub innymi robotami budowlanymi,
- 3/ kierowania wytwarzaniem konstrukcyjnych elementów budowlanych oraz nadzoru i kontroli technicznej wytwarzania tych elementów,
- 4/ wykonywania nadzoru inwestorskiego,
- 5/ sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.

**II. Na mocy § 15 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu w zakresie specjalności konstrukcyjno – budowlanej.

**III. Na mocy § 17 ust. 1 w zw. z § 16 ust. 1 pkt 2 rozporządzenia Ministra Transportu i Budownictwa z dnia 28 kwietnia 2006 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, niniejsze uprawnienia stanowią podstawę do:**

projektowania obiektu budowlanego i kierowania robotami budowlanymi związanymi z obiektem budowlanym w zakresie:

- 1/ sporządzania projektu architektoniczno – budowlanego w odniesieniu do konstrukcji obiektu oraz
- 2/ kierowania robotami budowlanymi w zakresie, o którym mowa w pkt 1/ oraz w odniesieniu do architektury obiektu.

#### UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 Kodeksu postępowania administracyjnego odstepuje się od uzasadnienia decyzji.

#### POUCZENIE

*1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 ustawy – Prawo budowlane, podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru, prowadzonego przez Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.*

*2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.*

#### Skład Orzekający

- 1/ mgr inż. Leszek Ganowicz
- 2/ mgr inż. Krzysztof Latoszek
- 3/ mgr inż. Zygmunt Garwoliński



Otrzymują:

1. Pan Robert Pazio  
ul. Kordiana 100  
04-418 Warszawa
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. a/u





### Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

MAZ-49E-YDF-BKL \*

Pan ROBERT PAZIO o numerze ewidencyjnym MAZ/BO/0177/14  
adres zamieszkania ul. KORDIANA 100, 04-418 WARSZAWA  
jest członkiem Mazowieckiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane  
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.  
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-03-01 do 2019-02-28.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym  
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-02-12 roku przez:

Mieczysław Grodzki, Przewodniczący Rady Mazowieckiej 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.





IZBA ARCHITEKTÓW  
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ

WIELKOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA ARCHITEKTÓW  
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ  
OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

Znak sprawy: WOIA/OKK/UpB/40/2014

Poznań, dnia 12 grudnia 2014 r.

### DECYZJA nr 52/WPOKK/2014

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz. U. z 2013 r. poz. 932 z późn. zm.) w związku z art. 12, art. 13 oraz art. 14 ust. 1 pkt 1 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. z 2013 r. poz. 1409 z późn. zm.), zgodnie z art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2013 r. poz. 267 z późn. zm.)

**stwierdza się, że**  
**Pan**

**mgr inż. arch. Tomasz Drelichowski**  
urodzony w dniu 31.05.1974 r. w Pruszkowie

**posiada odpowiednie wykształcenie techniczne oraz praktykę zawodową**  
**i po zdaniu egzaminu z wynikiem pozytywnym otrzymuje**

**UPRAWNIENIA BUDOWLANE**  
**w specjalności architektonicznej do projektowania bez ograniczeń.**

Powyższe uprawnienia budowlane upoważniają do wykonywania samodzielnej funkcji technicznej w budownictwie obejmującej: projektowanie, sprawdzanie projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowanie nadzoru autorskiego.

Decyzja niniejsza, jako uwzględniająca w całości żądanie strony, nie wymaga uzasadnienia. Od powyższej decyzji przysługuje Panu odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Izby Architektów RP za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Wielkopolskiej Okręgowej Izby Architektów RP, w terminie 14 dni od dnia doręczenia decyzji.

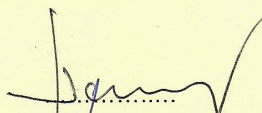
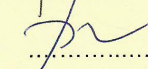
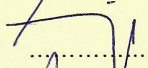





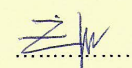


arch. SZYMON WEYNA  
PRZEWODNICZĄCY  
WIELKOPOLSKIEJ OKRĘGOWEJ KOMISJI KWALIFIKACYJNEJ  
IZBY ARCHITEKTÓW RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ

Strona 1 z 2



WIELKOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA ARCHITEKTÓW  
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ  
OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

- |                                |  |  |
|--------------------------------|--|--|
| 1. Przewodniczący Komisji:     | mgr inż. arch. Szymon Weyna                  |   |
| 2. Wiceprzewodniczący Komisji: | mgr inż. arch. Stefan Bajer                  |   |
| 3. Wiceprzewodniczący Komisji: | mgr inż. arch. Jarosław Wroński              |   |
| 4. Sekretarz Komisji:          | mgr inż. arch. Elżbieta Buchholz – Walenciak |   |
| 5. Członek Komisji:            | mgr inż. arch. Jacek Bułat                   |   |
| 6. Członek Komisji:            | mgr inż. arch. Małgorzata Matusiewicz        |   |
| 7. Członek Komisji:            | mgr inż. arch. Anna Plesińska                |   |
| 8. Członek Komisji:            | mgr inż. arch. Eryk Sieiński                 |   |
| 9. Członek Komisji:            | mgr inż. arch. Ewa Żyburska                  |  |

Otrzymują:

1. mgr inż. arch. Tomasz Drelichowski
2. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
3. Wielkopolska Okręgowa Rada Izby Architektów RP
4. a/a

95-321 Osowiec, ul. Rzeczna 34  
00-512 Warszawa, ul. Krucza 38/42  
61-772 Poznań, Stary Rynek 56

Strona 2 z 2



IZBA ARCHITEKTÓW  
RZECZYPOSPOLITEJ POLSKIEJ

Wielkopolska Okręgowa Rada Izby  
Architektów RP

**ZAŚWIADCZENIE -  
ORYGINAŁ (wypis z listy  
architektów)**

Wielkopolska Okręgowa Rada Izby Architektów RP  
zaświadcza, że:

**mgr inż. arch. Tomasz  
Drelichowski**

posiadający kwalifikacje zawodowe do pełnienia samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie w specjalności architektonicznej i w zakresie posiadanych uprawnień nr **52/WPOKK/2014**,  
jest wpisany na listę członków Wielkopolskiej Okręgowej Izby Architektów RP  
pod numerem: **WP-1060**.

Członek czynny od:  
01-04-2015 r.

Data i miejsce wygenerowania zaświadczenia: 16-03-2018 r.  
Poznań.

Zaświadczenie jest ważne do dnia: **30-04-2019 r.**

Podpisano elektronicznie w systemie informatycznym Izby Architektów RP  
przez: Aleksandra Kornecka, Sekretarz Okręgowej Rady Izby Architektów  
RP.

Nr weryfikacyjny  
zaświadczenia:

**WP-1060-6A8A-Y6F3-D41B-  
Y792**

---

Dane zawarte w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić podając nr weryfikacyjny zaświadczenia w publicznym serwisie internetowym Izby Architektów:  
[www.izbaarchitektow.pl](http://www.izbaarchitektow.pl) lub kontaktując się bezpośrednio z właściwą Okręgową Izbą Architektów RP.

## **6. Spis rysunków**

- K.01 – RZUT FUNDAMENTÓW
- K.02 – RZUT PIWNIC
- K.03 – RZUT PARTERU
- K.04 – RZUT I PIĘTRA
- K.05 – RZUT PODDASZA
- K.06 – RZUT KONSTRUKCJI DACHU
- K.07 – ELEWACJE 1
- K.08 – ELEWACJE 2