

SPIS ZAWARTOŚCI

1. Ocena stanu technicznego
2. Opis techniczny projektowanych zmian
3. Obliczenia statyczne
4. Część rysunkowa

1. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU

1.1. LOKALIZACJA

Przedmiotowy budynek znajduje się w Krakowie na terenie Politechniki Krakowskiej. Zakres opracowania obejmuje przestrzeń po rozebranej komorze bezpogłosowej oraz pomieszczenia przyległe.

1.2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA BUDYNKU

Budynek wzniesiony w technologii mieszanej. Układ konstrukcyjny słupowo ryglowy dwutraktowy o siatce słupów 6,0x7,20m. Słupy i rygle wylewane na mokro, stropy prefabrykowane żelbetowe. Stropodachy prefabrykowane żelbetowe. Ściany osłonowe przeszklone

1.3. OCENA STANU TECHNICZNEGO BUDYNKU

Elementy konstrukcyjne budynku znajdują się w dobrym stanie technicznym. Nie stwierdzono nierównomiernej pracy fundamentów lub przekroczenia nośności i nadmiernych ugięć elementów konstrukcyjnych w bezpośrednim sąsiedztwie obszaru opracowania. Projektowana sala wykładowa po zdemontowanej komorze bezpogłosowej nie wpłynie niekorzystnie na pracę budynku jak i jego stateczność. Przy opieraniu nowopoprojektowanych elementów na częściach istniejących budynku należy przeanalizować ich nośność i ewentualnie zaprojektować ich wzmocnienie.

2. OPIS TECHNICZNY PROJEKTOWANYCH ZMIAN

2.1. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ZAKRESU OPRACOWANIA

Zaprojektowano salę wykładową wraz z węzłem sanitarnym w piwnicach oraz szatnią na poziomie parteru w obszarze zdemontowanej komory pogłosowej. Zdemontowana komora miała oddzielną konstrukcję nośną i nie była połączona z budynkiem. Zakres projektowanych zmian obejmuje wykonanie ścian i stropu piwnic, konstrukcję pod siedziska sali wykładowej,

2.2. WYKAZ NORM NA PODSTAWIE KTÓRYCH ZAPROJEKTOWANO KONSTRUKCJĘ BUDYNKU

PN-EN 1990	Podstawy projektowania konstrukcji
PN-EN 1991	Oddziaływania na konstrukcje
PN-EN 1992	Projektowanie konstrukcji z betonu
PN-EN 1993	Projektowanie konstrukcji stalowych
PN-EN 1996	Projektowanie konstrukcji murowych

2.3. NIEZAWODNOŚĆ KONSTRUKCJI W/G PN-EN 1990

Klasa konsekwencji zniszczenia	CC2
Klasa niezawodności	RC2 (1,0)

2.4. ZAŁOŻENIA PRZYJĘTE DO PROJEKTOWANIA

Do obliczeń poszczególnych elementów budynku przyjęto następujące schematy statyczne :

- a. płyty stropowe dwukierunkowo oraz jednokierunkowo zbrojone wolnopodparte
- b. ramy główne RS-1 – o geometrii dostosowanej do projektowanych siedzisk
- c. kratownice podestów – wolnopodparte jednoprzęsłowe stężone poprzeczkami

Przyjęte obciążenia charakterystyczne zmienne:

Obciążenie klatek schodowych oraz przestrzeni komunikacyjnych i szatni	4,00 kN/m ²
Obciążenie użytkowe konstrukcji wsporczej siedzisk	3,00 kN/m ²

2.5. ROBOTY ROZBIÓRKOWE

Przed przystąpieniem do projektowanych robót należy rozebrać konstrukcję żelbetową komory bezpogłosowej w całości.

2.6. ROBOTY BUDOWLANE

2.6.1 WARUNKI GRUNTOWO-WODNE

Na podstawie badań gruntu autorstwa mgr inż. Tadeusza Nowaka w obszarze istniejącej płyty fundamentowej po komorze bezpogłosowej wykonano dwa otwory do gł. 3,5m pod poziomem posadzki piwnic (płyty fundamentowej). Otwory wykonano w pasach dylatacyjnych oddzielających fundament komory od konstrukcji budynku. Stwierdzono występowanie do gł. ok. 1,0 m ppt nasypu niekontrolowanego w postaci mieszanki gruzu i pyłu. Warstwa ta jest ustabilizowana. Poniżej zalegają do głębokości wiercenia zalegają zagęszczone piaski drobne o $I_d=0,7$. Piaski przewarstwione glinami pylastymi o miąższości ok. 20-30cm. Gliny w stanie plastycznym o $IL=0,4$. **Należy zauważyć, że otwory badawcze zostały wykonane w pasie pomiędzy płytą a budynkiem. Z tego względu nie jest do końca wiadomo jaki jest stan gruntu bezpośrednio pod płytą fundamentową. Z uwagi na to należy po wykonaniu wykopów wezwać uprawnionego geologa celem potwierdzenia przydatności odkrytych gruntów dla posadowienia projektowanych fundamentów.**

Projektowane fundamenty należy posadzić na stropie piasków drobnych. Istniejącą płytę należy wykorzystać jako fundament dla projektowanych obciążeń z uwagi na ustabilizowanie warstwy nasypów na której spoczywa.

2.6.2 FUNDAMENTY.

Projektowane ściany konstrukcyjne oparto w większości na istniejącej płycie fundamentowej. Dodatkowo pod zewnętrzne słupy żelbetowe zaprojektowano stopy fundamentowe pod elementy konstrukcyjne piwnic. Fundamenty projektowane należy posadzić na gruncie nośnym czyli na stropie piasków drobnych. W stopach fundamentowych należy zabetonować pręty startowe zbrojenia ścian żelbetowych. Beton C20/C25 stal zbrojeniowa AIIIIN.

2.6.3. ŚCIANY PIWNIC

Zaprojektowano murowane ściany piwnic z bloczków betonowych z betonu C12/15 na zaprawie cementowej klasy M5. Dodatkowo w ścianie pod oparcie ram stalowych zaprojektowano rdzenie żelbetowe. Zbrojenie rdzeni należy spawać do marek stalowych kotwionych do istniejącej płyty fundamentowej.

2.6.4 STROP NAD PIWNICĄ

Zaprojektowano strop żelbetowy płytowy o gr.22cm. Poziom stropu stały. Oparcie stropu na ścianach piwnic oraz na projektowanych podciągach. Zbrojenie płyty stropu pokazano na rysunku szczegółowym. Beton C20/C25 stal zbrojeniowa AIIIIN.

2.6.5 KONSTRUKCJA POD SIEDZISKA

Głównym elementem nośnym są ramy stalowe RS z dwuteowników walcowanych 240 HEB ukształtowane w sposób zgodny z ułożeniem siedzisk. Ramy mocowane u góry do wzmocnionego podciagu istniejącego, nad dole oparte w dwóch punktach na stropie. Oparcie dołem zrealizowano na słupach z dwuteowników 200 HEB. Układ ścian i podciągów stropu nad piwnicą został tak dobrany aby oparcie ram dołem dla środkowej najbardziej obciążonej podpory wypadło na ścian piwnic lub podciagu. Elementy poprzeczne kształtujące schodkowy układ siedzisk to kratownice podestów KS z rur kwadratowych 60x60x3. Usztywnienie prostopadłe kratownic stanowią wspawane poprzeczki z RK 60x60x3. Stal profilowa S235, elektrody ER 1.46.

2.6.6 WYBURZENIA ŚCIAN DZIAŁOWYCH

Wyburzenia ścian działowych zgodnie z architekturą. Prace wyburzeniowe należy wykonywać ręcznie. Przed wykonaniem robót każdą ścianę należy skontrolować pod kątem możliwości jej rozbiórki.

2.6.7 WYKONANIE NOWYCH LUB POSZERZENIE ISTNIEJĄCYCH OTWORÓW DRZWIOWYCH I OKIENNYCH

Wewnątrz budynku zaprojektowano przebicie otworów w ścianach istniejących. Nowe otwory należy przesklepiać profilami stalowymi dwuteowymi. Ilość i wysokość profili zależy od szerokości otworu i grubości ściany – została podana na rzutach konstrukcji.

Wykonanie każdego przebiccia należy wykonać etapowo. Na początku na długości osadzanej belki podstemplować strop nad otworem po obu stronach poszerzanego nadproża w odległości ok.80cm od nadproża. Należy z jednej strony wykonać bruzdę dla osadzenia belki stalowej . Szerokość bruzdy dobrać dla połowy belek występujących nad danym otworem. Bruzdę należy wypełnić zaprawą cem. klasy M8 o grubości umożliwiającej osadzenie w bruzdzie nowej belki. Grubość zaprawy musi być tak dobrana aby zaprawa wypełniała przestrzeń pomiędzy murem a stopkami belek. Dodatkowo pomiędzy murem a górną stopką belki należy umieścić kliny drewniane dla poprawienia kontaktu belki ze ścianą. Belki należy obłożyć siatką Rabitza. Po całkowitym stwardnieniu zaprawy należy całą czynność powtórzyć po drugiej stronie ściany. Po osadzeniu belek z obu stron należy je skrócić sworzniami o średnicy i rozstawie podanym na rysunkach. Po stwardnieniu zaprawy można wyciągnąć drewniane kliny , miejsca po nich wypełnić zaprawą oraz przystąpić do rozkucia ściany do szerokości projektowanej .

Belki opierać na poduszkach z betonu C12/15

Belki stalowe oczyszczone do 2-ego stopnia zabezpieczyć poprzez malowanie farbą miniową.

Stal profilowa S235, elektrody ER 1.46

3. OBLICZENIA STATYCZNE

3.1. STROPY NAD PIWNICĄ

3.1. 1. POLE KRZYŻOWO ZBROJONE

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m²]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (sale i pomieszczenia obciążone tłumem ludzi w sposób statyczny, w muzeach, świątyniach, oraz poczekalnie i szatnie przy dużych salach.) [4,0kN/m ²]	4,00	1,30	0,35	5,20
2.	Płyta żelbetowa grub.22 cm	5,50	1,10	--	6,05
3.	Warstwa cementowa grub. 8 cm [21,0kN/m ³ ·0,08m]	1,68	1,30	--	2,18
4.	Styropian grub. 2 cm [0,45kN/m ³ ·0,02m]	0,01	1,30	--	0,01
Σ:		11,19	1,20		13,45

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,x} = 6,00$ m

Rozpiętość obliczeniowa płyty $l_{eff,y} = 7,00$ m

Wyniki obliczeń statycznych:

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdx} = 20,46$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Skx} = 17,02$ kNm/m

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt} = 13,07$ kNm/m

Momenty podporowy obliczeniowy $M_{Sdx,p} = 39,30 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Skx,lt,p} = 25,10 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{ox,max} = 40,34 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{ox} = 28,70 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sdy} = 15,03 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sky} = 12,51 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt} = 9,60 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sdy,p} = 28,87 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy charakterystyczny długotrwały $M_{Sky,lt,p} = 18,44 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe $Q_{oy,max} = 40,34 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe $Q_{oy} = 25,21 \text{ kN/m}$

Dane materiałowe :

Grubość płyty 22,0 cm

Klasa betonu **B25** (C20/C25) $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$, $f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono) $\phi = 2,84$

Stal zbrojeniowa A-IIIIN (**RB500**) $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$, $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Otulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku x $c_{nom,x} = 20 \text{ mm}$

Otulenie zbrojenia podporowego w kierunku x $c'_{nom,x} = 20 \text{ mm}$

Otulenie zbrojenia przęsłowego w kierunku y $c_{nom,y} = 25 \text{ mm}$

Otulenie zbrojenia podporowego w kierunku y $c'_{nom,y} = 25 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

Wymiarowanie (metoda uproszczona):

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,55 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ10 co 15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,27\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie: $a_x(M_{Skx,lt}) = 5,12 \text{ mm}$

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 5,00 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto **φ10 co 15,0 cm** o $A_{sp} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,27\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{kx} = 0,265 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,47 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,28\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie: $a_y(M_{S_{ky,lt}}) = 5,18 \text{ mm}$

Podpora:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,73 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_{sp} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,28\%$)

Szerokość rys prostopadłych: $w_{ky} = 0,144 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od $M_{S_{k,lt}}$: $a(M_{S_{k,lt}}) = 5,15 \text{ mm} < a_{lim} = 30,00 \text{ mm}$

3.1. 2. POLE JEDNOKIERUNKOWO ZBROJONE

Zestawienie obciążeń rozłożonych $[\text{kN/m}^2]$:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	γ_f	k_d	Obc.obl.
1.	Obciążenie zmienne (sale i pomieszczenia obciążone tłumem ludzi w sposób statyczny, w muzeach, świątyniach, oraz poczekalnie i szatnie przy dużych salach.) $[4,0\text{kN/m}^2]$	4,00	1,30	--	5,20
2.	Płyta żelbetowa grub. 22 cm	5,50	1,10	--	6,05
3.	Warstwa cementowa grub. 8 cm $[21,0\text{kN/m}^3 \cdot 0,08\text{m}]$	1,68	1,30	--	2,18
4.	Styropian grub. 2 cm $[0,45\text{kN/m}^3 \cdot 0,02\text{m}]$	0,01	1,30	--	0,01
Σ :		11,19	1,20		13,45

Wyniki obliczeń statycznych:

Moment przęsłowy obliczeniowy $M_{Sd} = 27,98 \text{ kNm/m}$

Moment podporowy obliczeniowy $M_{Sd,p} = 23,85 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny $M_{Sk} = 23,52 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały $M_{S_{k,lt}} = 23,52 \text{ kNm/m}$

Reakcja obliczeniowa lewa $R_A = 29,25 \text{ kN/m}$

Reakcja obliczeniowa prawa $R_B = 29,25 \text{ kN/m}$

Dane materiałowe :

Grubość płyty 22,0 cm

Klasa betonu **B25 (C20/C25)** $\square f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}, f_{ctd} = 1,00 \text{ MPa}, E_{cm} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pękania (obliczono) $\phi = 2,84$

Stal zbrojeniowa główna A-IIIN (**RB500**) $\square f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Otulinie zbrojenia przęsłowego $c_{nom} = 20 \text{ mm}$
 Otulinie zbrojenia podporowego $c'_{nom} = 20 \text{ mm}$

Założenia obliczeniowe :

Sytuacja obliczeniowa: trwała
 Graniczna szerokość rys $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$
 Graniczne ugięcie $a_{lim} = l_{eff}/200$ - jak dla stropów (tablica 8)

Wymiarowanie (metoda uproszczona):

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne $A_s = 3,52 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,27\%$)

Szerokość rys prostokątnych: $w_k = 0,237 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$

Maksymalne ugięcie od $M_{Sk,lt}$: $a(M_{Sk,lt}) = 13,85 \text{ mm} < a_{lim} = 21,75 \text{ mm}$

Podpora:

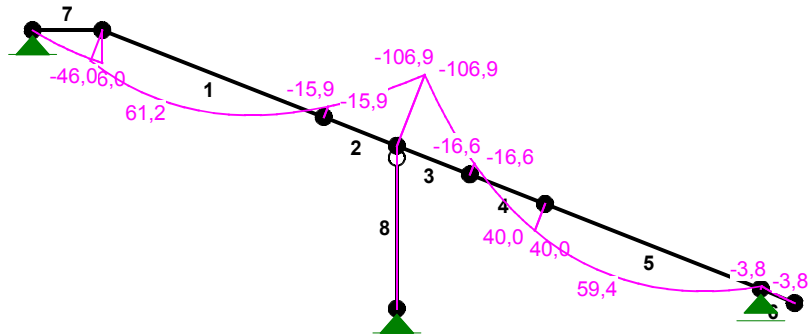
Zbrojenie potrzebne $A_s = 2,98 \text{ cm}^2/\text{mb}$. Przyjęto $\phi 10$ co **15,0 cm** o $A_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{mb}$ ($\rho = 0,27\%$)

3.1. 3. RAMA RS-1

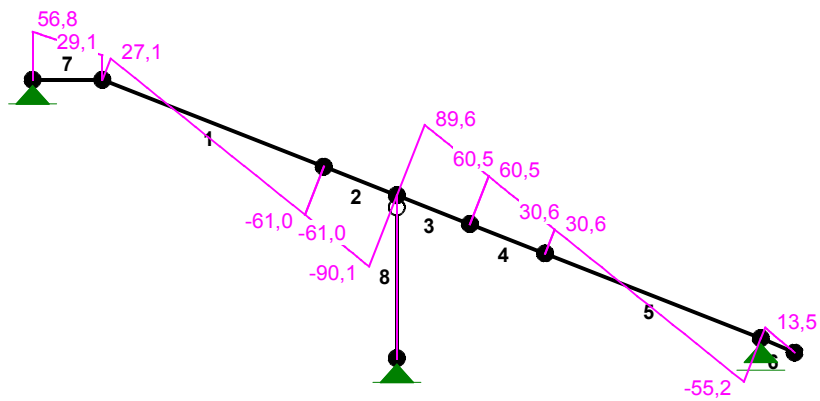
Tablica 1. Obciążenie na konstrukcję widowni

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m ²	γ_f	k_d	Obc. obl. kN/m ²
1.	Fotele	0,70	1,30	--	0,91
2.	Wykładzina	0,05	1,20	--	0,06
3.	Płyty włóknisto-cementowe	0,60	1,20	--	0,72
4.	Konstrukcja kratownic	0,50	1,10	--	0,55
5.	Obudowa od spodu	0,70	1,20	--	0,84
6.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrań i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.) [3,0kN/m ²]	3,00	1,30	0,50	3,90
Σ :		5,55	1,26	--	6,98

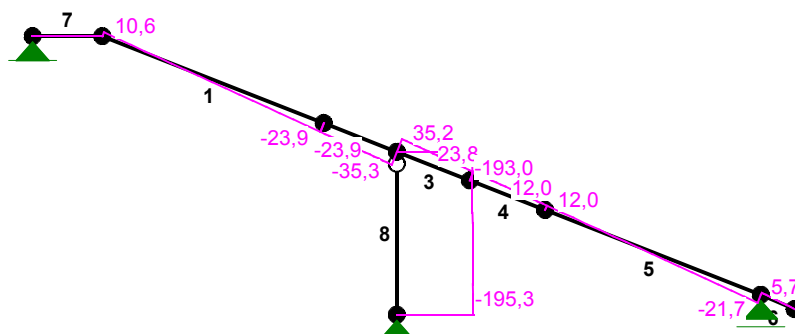
MOMENTY :



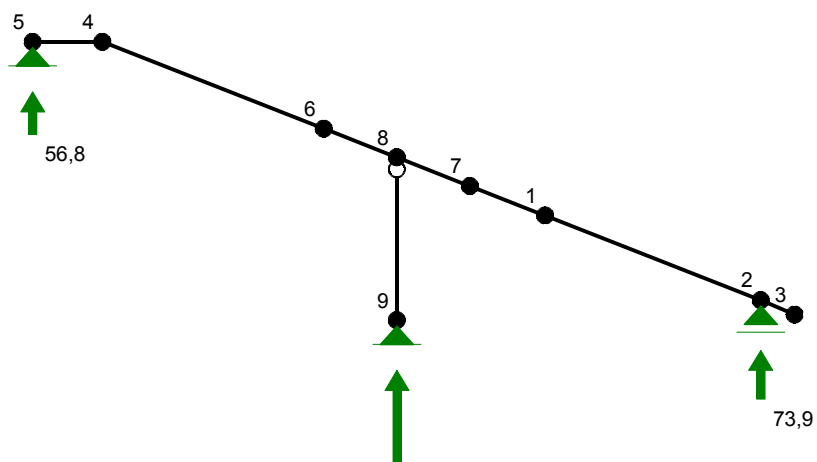
TNĄCE :



NORMALNE :



REAKCJE PODPOROWE :



REAKCJE PODPOROWE : T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	H [kN]:	V [kN]:	Wypadkowa [kN]:	M [kNm]:
2	-0,0	73,9	73,9	
5	0,0	56,8	56,8	

9 -0,0 195,3 195,3

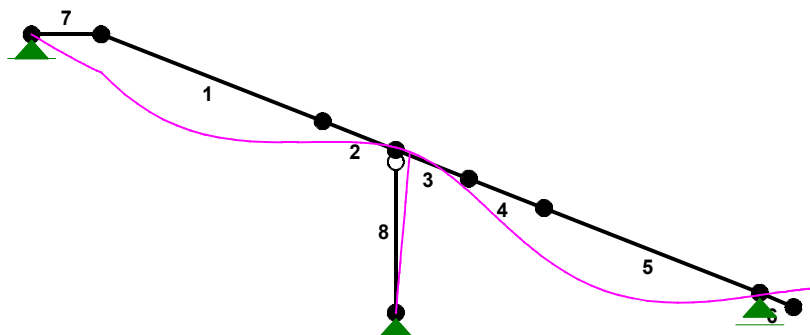
PRZEMIESZCZENIA WĘZŁÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Węzeł:	Ux[m]:	Uy[m]:	Wypadkowe[m]:	Fi[rad] ([deg]):
1	-0,00042	-0,00564	0,00565	-0,00221 (-0,127)
2	0,00179	-0,00000	0,00179	0,00449 (0,257)
3	0,00277	0,00232	0,00362	0,00446 (0,256)
4	-0,00000	-0,00457	0,00457	-0,00350 (-0,201)
5	-0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00468 (-0,268)
6	0,00082	-0,00245	0,00259	0,00311 (0,178)
7	0,00087	-0,00232	0,00248	-0,00301 (-0,172)
8	0,00167	-0,00022	0,00169	0,00006 (0,003)
9	0,00000	-0,00000	0,00000	-0,00067 (-0,038)

PRZEMIESZCZENIA:



NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

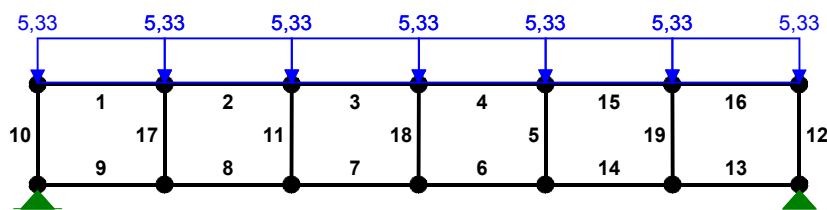
Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:Pręt: Warunek nośności: Wykorzystanie:

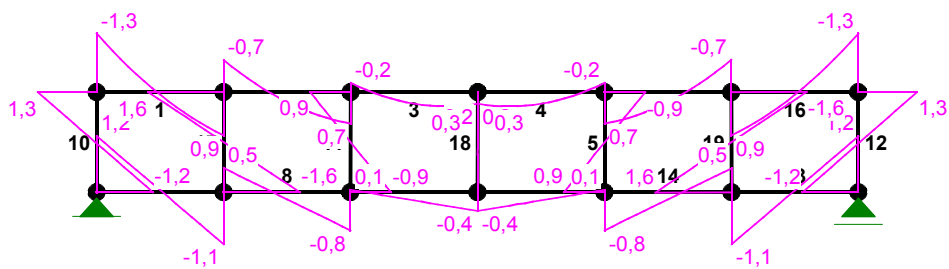
1	1	Nośność przy ściskaniu ze zgin	33,3%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	2	Nośność przy ściskaniu ze zgin	57,3%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	3	Nośność (Stateczność) przy zgi	57,2%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	4	Naprężenia zredukowane (1)	22,4%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	5	Nośność przy ściskaniu ze zgin	35,2%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	6	Naprężenia zredukowane (1)	5,0%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	7	Nośność (Stateczność) przy zgi	23,9%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	8	Nośność na ściskanie (39)	10,2%	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>

3.1. 4. KRATOWNICA PODESTÓW KS-2

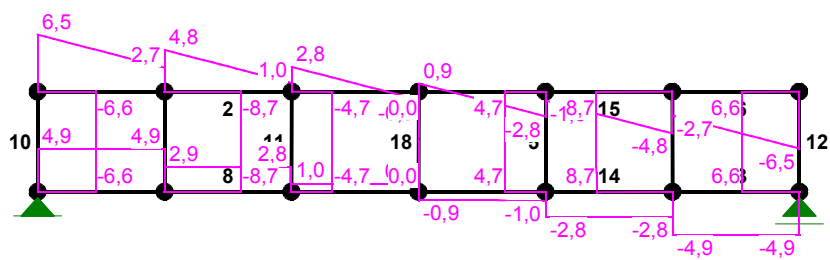
OBCIĄŻENIA:



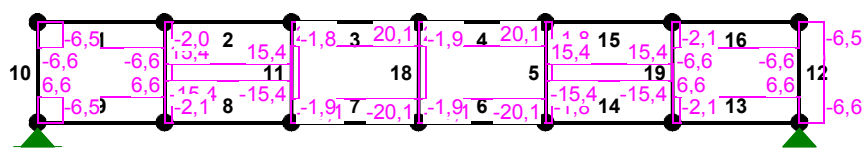
MOMENTY:



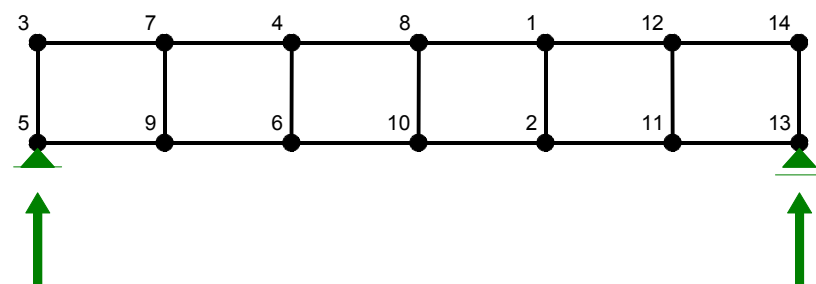
TNĄCE:



NORMALNE :




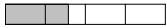
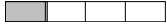
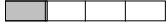
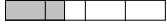





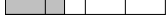
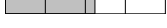

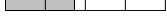
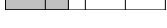

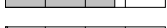
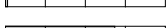

REAKCJE PODPOROWE :



NOŚNOŚĆ PRĘTÓW:

T.I rzędu

Obciążenia obl.: Ciężar wł.+A

Przekrój:Pręt:		Warunek nośności:	Wykorzystanie:	
1	1	Napężenia zredukowane (1)	56,0%	
	2	Napężenia zredukowane (1)	39,4%	
	3	Nośność przy ściskaniu ze zgin	26,2%	
	4	Nośność przy ściskaniu ze zgin	26,3%	
	5	Napężenia zredukowane (1)	37,0%	
	6	Napężenia zredukowane (1)	29,9%	
	7	Napężenia zredukowane (1)	29,9%	
	8	Napężenia zredukowane (1)	43,3%	
	9	Napężenia zredukowane (1)	53,1%	
	10	Napężenia zredukowane (1)	56,0%	
	11	Napężenia zredukowane (1)	37,0%	
	12	Napężenia zredukowane (1)	56,0%	
	13	Napężenia zredukowane (1)	53,1%	
	14	Napężenia zredukowane (1)	43,2%	
	15	Napężenia zredukowane (1)	39,5%	
	16	Napężenia zredukowane (1)	56,0%	
	17	Napężenia zredukowane (1)	68,4%	
	18	Napężenia zredukowane (1)	1,4%	
	19	Napężenia zredukowane (1)	68,3%	

Projektant