„TREGER"
Projektowanie Konstrukcji Budowlanych,
Nadzory, Przeglądy Arkadiusz Kłapa
32-020 Wieliczka, ul. Nowy Świat 6
NIP: 6762261044 | Regon: 121180570
tel.: 510 678 529
e-mail: biuro@treger.pl

TREGER CONSTRUCTION

Opinia techniczna

Ocena nośności istniejącej konstrukcji budynku kuchni i pralni - znajdującego się w kompleksie budynków wchodzących w skład Samodzielnego Publicznego Zespołu Opieki Zdrowotnej w Brzesku pod kątem przeniesienia dodatkowych obciążeń od planowanej dwupiętrowej nadbudowy o konstrukcji stalowej.

Zleceniodawca: **Samodzielny Publiczny Zespół Opieki Zdrowotnej**
32-800 Brzesko,
ul. Kościuszki 68

Jednostka projektowa: **"Treger" Projektowanie Konstrukcji Budowlanych**
Nadzory, Przeglądy Arkadiusz Kłapa
ul. Nowy Świat 6
32-020 Wieliczka

Projektant Imię i Nazwisko	Nr Uprawnień	Data opracowania	Podpis
mgr inż Arkadiusz Kłapa	UPRAWNIENIA BUDOWLANE numer ewidencyjny MAP/0340/POOK/11 do projektowania bez ograniczeń w specjalności konstrukcyjno - budowlanej.	Styczeń 2021 r	mgr inż. Arkadiusz Kłapa Uprawnienia do projektowania w specjalności konstrukcyjno-budowlanej bez ograniczeń nr upr. MAP/0340/POOK/11

styczeń 2021 r

SPIS TREŚCI

1. Podstawa opracowania 5
2. Przedmiot i zakres opracowania 6
3. Inwestor (zlecający opinię) 6
4. Lokalizacja przedmiotu opinii 6
5. Opis przedmiotu opracowania 7
6. Zamierzenia projektowe 13
7. Analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji 13
7.1. Zestawienie obciążeń 14
7.1.1. Stan istniejący 14
7.1.2. Stan projektowany 15
7.1.2.1. Obciążenie śniegiem 17
7.1.2.2. Obciążenie wiatrem 18
7.2. Kombinacje obciążeń: 23
7.3. Modele obliczeniowe i wyniki 33
7.3.1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 33
8. Sprawdzenie nośności belek 52
8.1. Sprawdzenie nośności o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20 52
8.1.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20 na zginanie 53
8.1.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie 55
8.2. Sprawdzenie nośności o numerze 6.2 o przekroju 35x30 57
8.2.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.2 o przekroju 35x35 na zginanie 58
8.2.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.2 o przekroju 35x30 na ścinanie 59
8.3. Sprawdzenie nośności o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 61
8.3.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na zginanie 62
8.3.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie 63
8.4. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2 o przekroju 28x30 65
8.4.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie 67
8.5. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2a o przekroju 30x28 69
8.5.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2a o przekroju 30x28 na zginanie 70
8.5.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2a o przekroju 30x28 na ścinanie 73
8.6. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2b o przekroju 30x28 75
8.6.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1a o przekroju 30x28 na zginanie 76
8.6.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2b o przekroju 30x28 na ścinanie 77

8.7. Wnioski z analizy 79
9. Sprawdzenie nośności słupów 80
9.1. Słup zewnętrzny, środkowy o numerze 5.3- maksymalna siła + odpowiadające momenty 80
9.2. Słup zewnętrzny, skrajny o numerze 5.3a- maksymalna siła + odpowiadające momenty 86
9.3. Słup wewnętrzny, środkowy o numerze 5.4- maksymalna siła + odpowiadające momenty 92
9.4. Słup wewnętrzny, skrajny o numerze 5.4a- maksymalna siła + odpowiadające momenty 98
9.5. Słup środkowy i przydylatacyjny o numerach 7.1, 7.2- maksymalna siła + odpowiadające momenty 104
9.6. Wnioski 109
10. Sprawdzenie nośności ław pod ściany fundamentowe 110
10.1. Geologia na podstawie [13] 110
10.2. Obliczenie nośności ławy fundamentowej 113
10.2.1. Geometria 114
10.2.2. Materiały 114
10.2.3. Obciążenie fundamentu 115
10.2.4. Wymiarowanie geotechniczne 115
10.2.5. Wymiarowanie żelbetowe 119
10.2.6. Wyniki z analizy 120
11. Sprawdzenie nośności stóp fundamentowych: 121
11.1 Stopa fundamentowa: Fundament 62 124
11.1.1 Dane podstawowe 124
11.1.2 Założenia 124
11.1.3 Geometria: 125
11.1.4 Materiały 125
11.2 Wymiarowanie geotechniczne 125
11.2.1 Założenia 125
11.2.2 Grunt: 126
11.3 Wymiarowanie żelbetowe 129
11.3.1 Założenia 129
11.3.2 Analiza przebicia i ścinania 129
11.3.3 Zbrojenie teoretyczne 130
11.3.4 Wnioski z analizy 130

11.4 Stopa fundamentowa: Fundament pod węzeł 52 131
11.4.1 Dane podstawowe 132
11.4.2 Geometria: 133
11.4.3 Materiały 133
11.4.4 Obciążenia: 133
11.4.5 Lista kombinacji 134
11.5 Wymiarowanie geotechniczne 134
11.5.1 Założenia 134
11.5.2 Grunt: 134
11.5.3 Stany graniczne 135
11.6 Wymiarowanie żelbetowe 138
11.6.1 Założenia 138
11.6.2 Analiza przebicia i ścinania 138
11.6.3 Zbrojenie teoretyczne 138
11.6.4 Wnioski z analizy 139
12. Wnioski i zalecenia 140
13. Załączniki: 141
13.1. Uprawnienia budowlane projektanta 141
13.2. Przynależność projektanta do Izby Inżynierów Budownictwa 142

1. Podstawa opracowania

Niniejszy dokument powstał w oparciu o:

- Archiwalna dokumentacja konstrukcji Szpitala Powiatowego w Brzesku: VII/33-TB-KP-II-2, opracowana dla BPSZ (Biuro Projektów Służby Zdrowia) przez PKR-2 w październiku 1975 r. Temat: Projekt techniczny – obliczenia statyczne. Obiekt: SZPITAL W BRZESKU: Kuchnia, Pralnia. [2]
- Archiwalna dokumentacja konstrukcji Szpitala Powiatowego w Brzesku: VII/33-TB-KP-II-1, opracowana dla BPSZ (Biuro Projektów Służby Zdrowia) przez PKR-2 w październiku 1975 r. Temat: Projekt techniczny – obliczenia statyczne i rysunki konstrukcyjne. Obiekt: Szpital w brzesku: Kuchnia - Pralnia. [3]
- Inwentaryzacja Szpitala Powiatowego w Brzesku opracowana przez Biuro Projektowe Archi-Plan na zlecenie Samodzielnego Publicznego Zespołu Opieki Zdrowotnej w Brzesku w grudniu 2019 r. [4]
- Mapa geodezyjna do celów projektowych z października 2016 r. [5]
- Obowiązujące Normy i przepisy budowlane, w tym Prawo Budowlane i Warunki Techniczne jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. [6]
- PN-EN 1993-1-2 Projektowanie konstrukcji z betonu cz.1-2 Reguły ogólne i reguły dla budynków. [7]
- PN-EN-1991-1-1. Oddziaływania na konstrukcje. [8]
- Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych. [9]
- Wizja lokalna z dnia 14.01.2021 r. [10]
- PN-EN-1991-1-3. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne – obciążenia śniegiem. [11]
- PN-EN-1991-1-4. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne – obciążenia wiatrem. [12]
- Opinia geotechniczna z dokumentacja badań podłoża gruntowego określająca warunki gruntowo-wodne dla potrzeb projektu nadbudowy budynku szpitala w Brzesku, wrzesień 2016 r. Wykonawca: GEOGLIF – Joanna Janda, ul. Letnia 3, 32-800 Brzesko. [13]

2. Przedmiot i zakres opracowania

Przedmiotem opracowania jest ocena nośności konstrukcji budynku kuchni i pralni znajdującego się w kompleksie obiektów Samodzielnego Publicznego Zespołu Opieki Zdrowotnej w Brzesku pod kątem możliwości nadbudowy dwóch dodatkowych pięter o konstrukcji stalowej. Dodatkowe dwa piętra mają zostać przeznaczone na sale szpitalne oraz konferencyjne.
Zakres opracowania obejmuje:

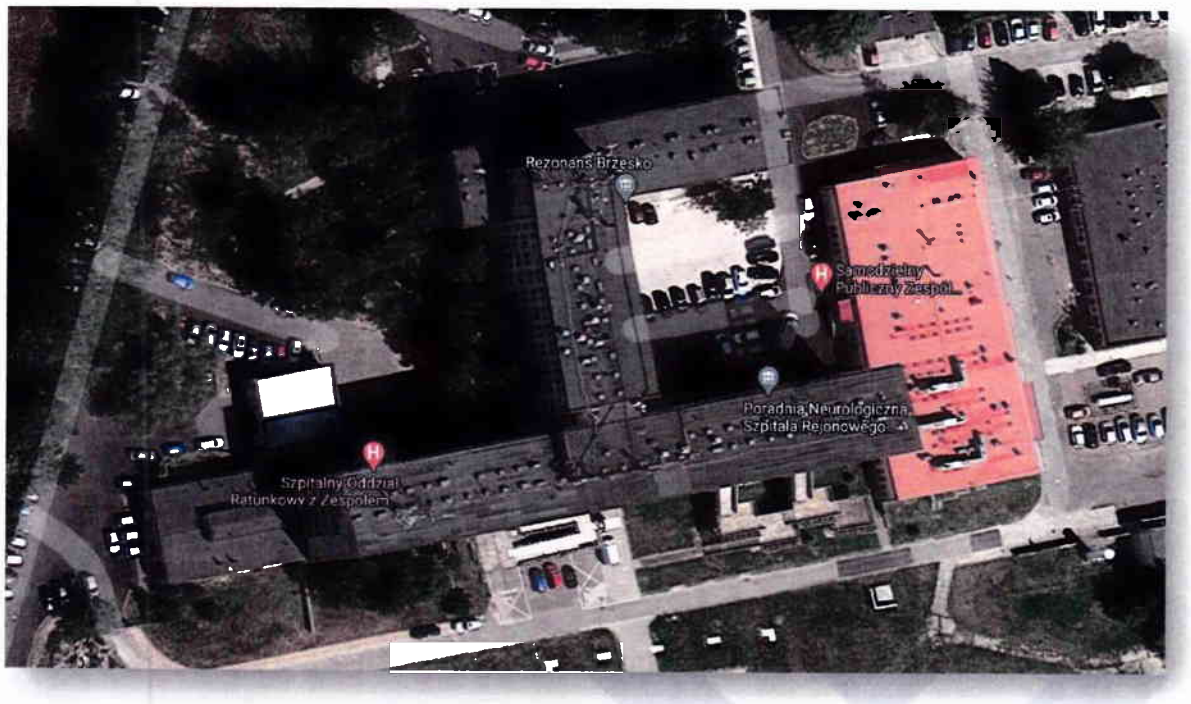
- opis stanu istniejącego budynku w oparciu o dostępną dokumentację oraz wizje lokalną
- analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji budynku pod względem możliwości przeniesienia dodatkowych obciążeń od nadbudowy
- sformułowanie wniosków i zaleceń.

3. Inwestor (zlecający opinię)

Samodzielny Publiczny Zespół Opieki Zdrowotnej
32-800 Brzesko,
ul. Kościuszki 68

4. Lokalizacja przedmiotu opinii

Brzesko dz. ew. nr 1410/19
obręb: Brzesko, jednostka ewidencyjna: Brzesko



Rys. 1. Widok z góry na budynek szpitala[1]
Źródło: https://www.google.com/maps/@49.9690315,20.5904376,19z [1]

5. Opis przedmiotu opracowania

Omawiany budynek został wzniesiony w latach 80 XX w. Konstrukcja obiektu typowa dla budynków wznoszonych w tamtym okresie. Budynek kuchni i pralni jest obiektem jednokondygnacyjnym podpiwniczonym ze stropodachem dwuwarstwowym.

Równolegle do krótszej ściany budynku zlokalizowane są ramy połączone monolitycznie – połączenie sztywne. W kierunku prostopadłym do sztywnych ram znajdują się belki na których oparty został strop z płyt prefabrykowanych.

Fundamenty, ściany i słupy piwnic:

Pod monolityczne, betonowe ściany zewnętrzne piwnic wykonano ławy betonowe o szerokości 70cm zbrojne podłużnie. Żelbetowe, wewnętrzne słupy piwnic o przekroju 30x30cm spoczywają na stopach żelbetowych monolitycznych- schodkowych. Ściany wewnętrzne piwnic wykonano z cegły pełnej ceramicznej.

Układ nośny:

Układ nośny części nadziemnej w kierunku poprzecznym stanowi rama parterowa czteroprzęsłowa. W kierunku podłużnym konstrukcję stanowi układ słupowo ryglowy. Na ryglach podłużnych opierają się płyty stropowe.

Słupy parteru:

Słupy ram o przekroju 30x30cm, projektuje się jako prefabrykaty nietypowe. Słupy są utwierdzone na poziomie zero za pomocą marek stalowych. Słupy posiadają wsporniki dla oparcia rygli podłużnych. Górą słupy łączy się w sposób sztywny z ryglami poprzecznymi.

Rygle podłużne:

W poziomie stropu nad piwnica i nad parterem występują jednoprzęsłowe rygle podłużne prefabrykowane indywidualnie zaopatrzone w marki stalowe dla mocowania do słupów.

Rygle poprzeczne:

W stropie nad parterem i piwnicami występują ciągłe rygle poprzeczne monolityczne, sztywno połączone ze słupami szkieletu.

Stropy:

Nad piwnicą strop częściowo z płyt kanałowych wzmocnionych, a częściowo monolityczny płytowo-żebrowy.

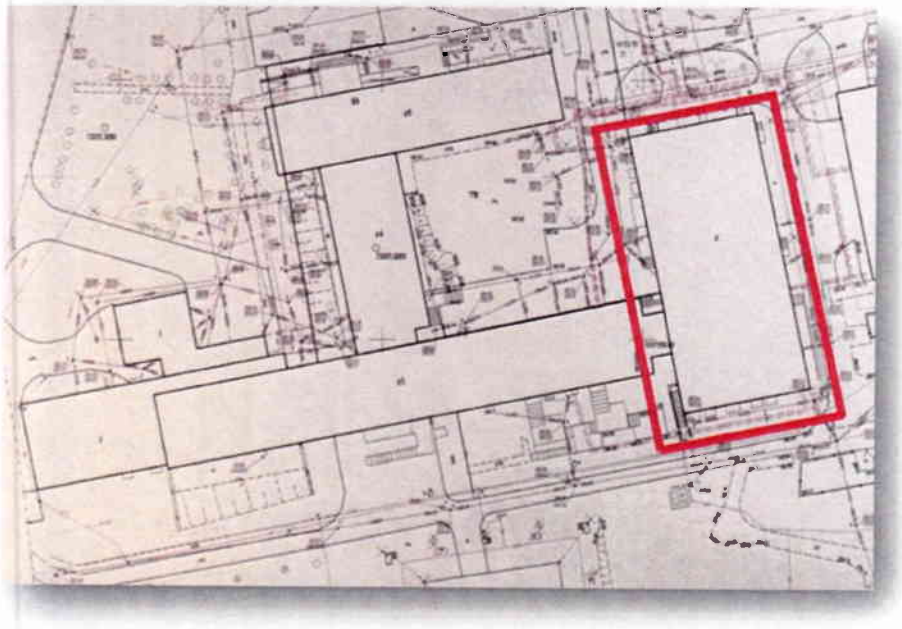
Nad parterem strop z płyt kanałowych.

Dach:

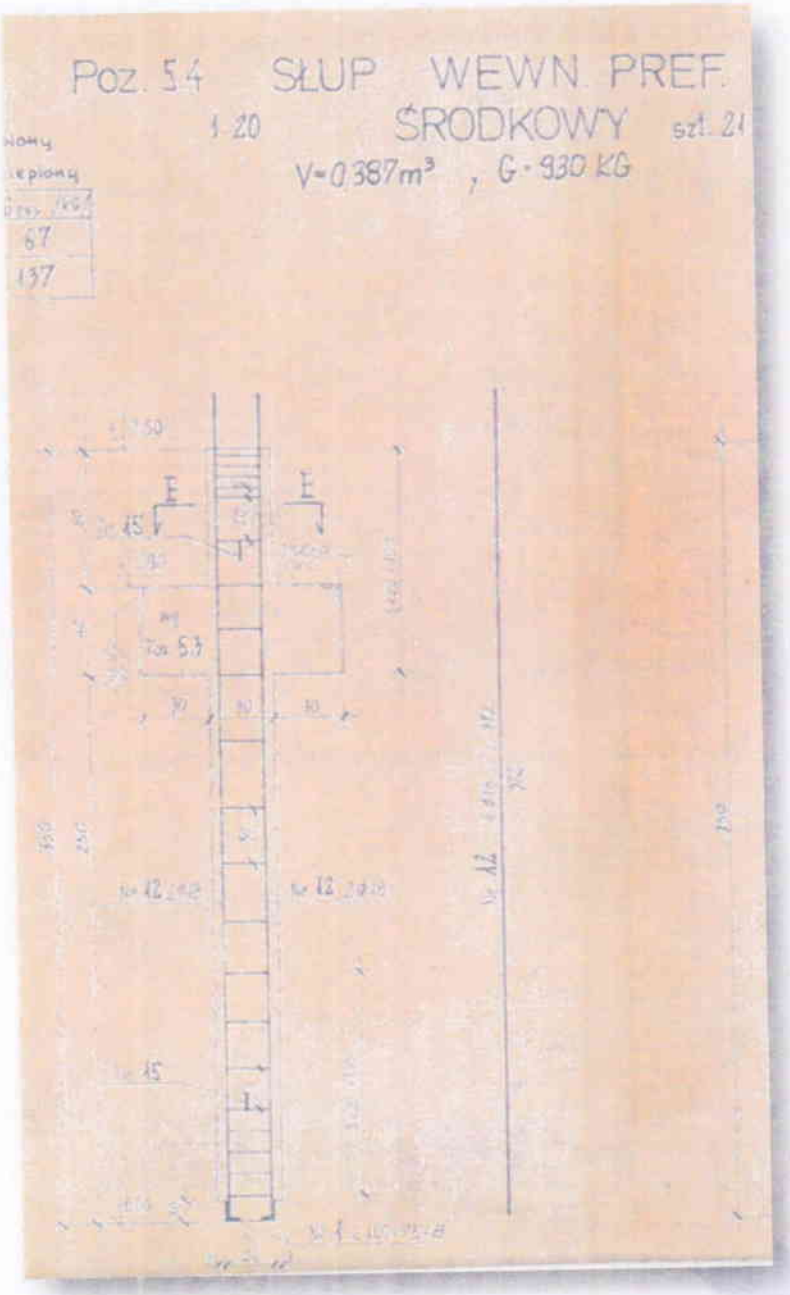
Dach w płyt korytkowych otwartych na ściankach ażurowych i na belkach stalowych. Dach nad świetlikami z płyt dachowych prefabrykowanych.

Rozmieszenie i wymiary elementów konstrukcyjnych oraz warstwy przegród przyjęto z dokumentacji archiwalnej z 1975 r. oraz zweryfikowano z inwentaryzacją z dnia 02.12.2019 r.

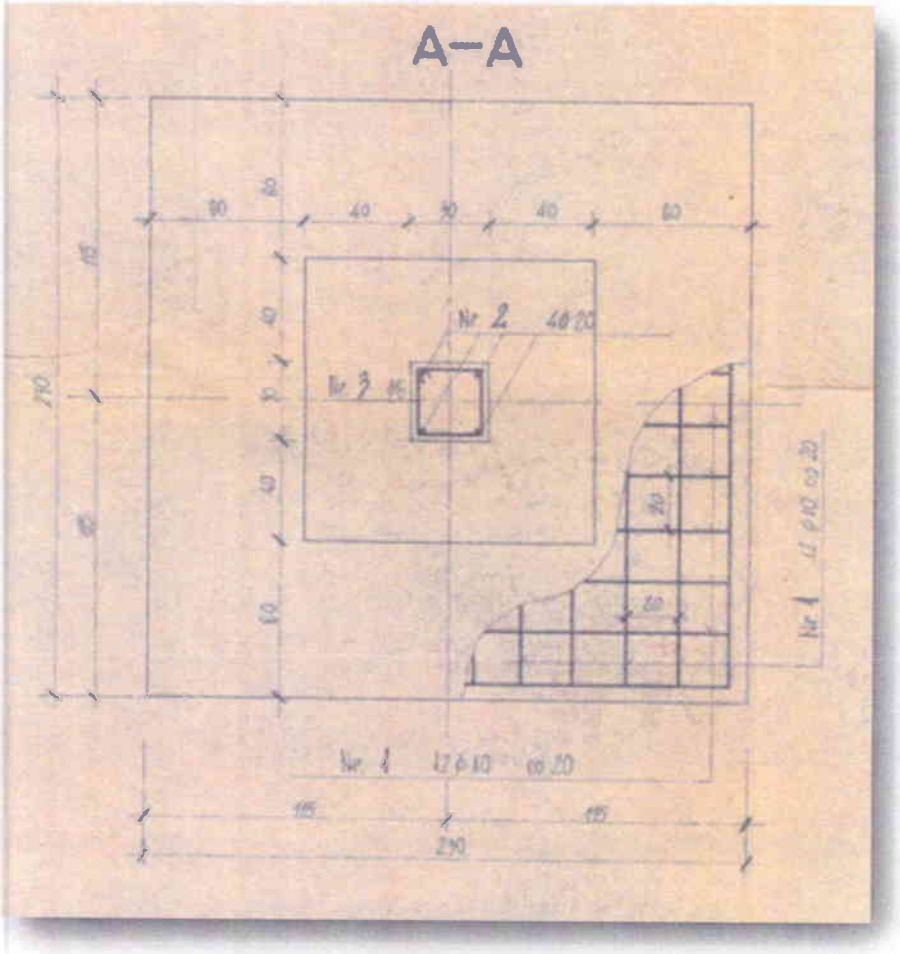
Zbrojenie słupów, ław fundamentowych, stóp fundamentowych oraz belekdo sprawdzenia nośności zostało przyjęte z rysunków projektu technicznego z 1975 r



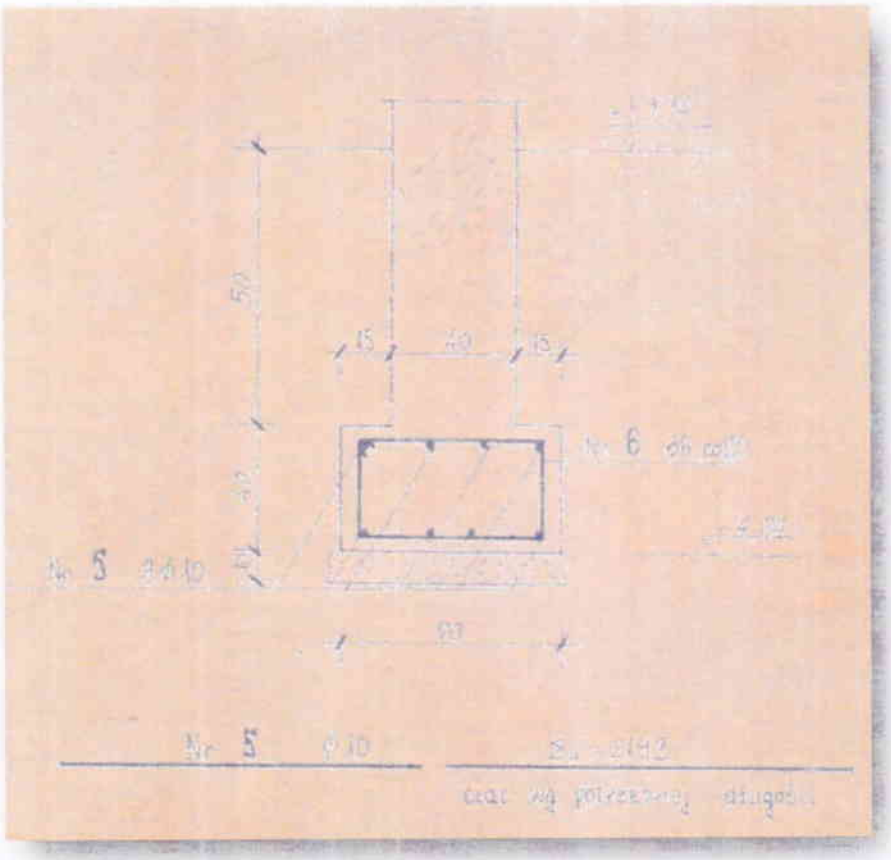
Rys. 2. Lokalizacja analizowanego budynku na rzucie. Mapa. [5]



Rys. 3. Rysunek zbrojenia słupa. Rysunek nr 12/15. [3]



Rys. 4. Rysunek zbrojenia stopy fundamentowej. Rysunek nr 1/15. [3]

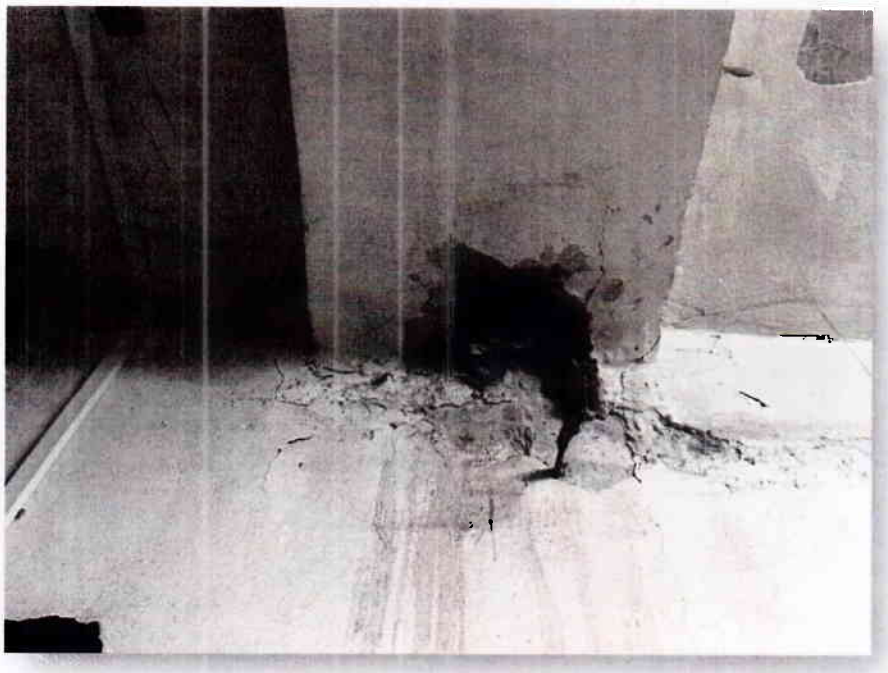


Rys. 5. Rysunek zbrojenia ławy fundamentowej. Rysunek nr 1/15. [3]

Podczas wizji lokalnej, dokonano wizualnych oględzin konstrukcji. Ujawniono uszkodzenia podciągów oraz stropu nad piwnicą (ubytki otuliny, skorodowane, wystające zbrojenie), które obrazują zdjęcia znajdujące się poniżej. Słupy konstrukcyjne zachowane są w dobrym stanie.

Rys. 6. Zdjęcie stanu istniejącego [10]

Rys. 7. Zdjęcie stanu istniejącego [10]



Rys. 8. Zdjęcie stanu istniejącego [10]

6. Zamierzenia projektowe

Zamierzeniem projektowym jest nadbudowa budynku kuchni i pralni. Polegać ona ma na dodaniu dwóch dodatkowych pięter z czego na pierwszym znajdować się będzie oddział rehabilitacyjny, natomiast na drugim sale konferencyjne, pomieszczenia techniczne oraz restauracja. Całość zwieńczona ma zostać stropodachem.

7. Analiza statyczno-wytrzymałościowa konstrukcji

W celu określenia zdolności konstrukcji do przeniesienia dodatkowych obciążeń od nadbudowy dokonano zestawienia obciążeń stałych i zmiennych, zgodnie z obowiązującymi normami [5,6], dostępną dokumentacją [1, 6] oraz ze zdobytymi informacjami na bazie wizji lokalnych.

Wykonane zostały modele obliczeniowe w programie Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 oraz dokonano przeliczeń ręcznych. Otrzymane wyniki porównano ze zbrojeniem w sprawdzanych elementach konstrukcji.

7.1. Zestawienie obciążeń

7.1.1. Stan istniejący

Górna warstwa stropodachu:

W związku z planowaną nadbudową należy zdemontować górna warstwę stropodachu, tak aby słupy stalowe nadbudowy można było oprzeć na istniejących słupach żelbetowych. W związku z tym przy obliczeniach nośności konstrukcji pomijamy obciążenia od warstw przeznaczonych do rozbiórki.

Dolna warstwa stropodachu:

Tab. 1. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [2]

Obciążenie stałe- płyty stropowe otworowe				
Lp	Warstwa	Obc.char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	warstwy izolacji i ocieplenia + tynk	0,50	1,35	0,68
2	płyta otworowa	3,00	1,35	4,05
		3,50		4,73

Tab. 2. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [2]

Obciążenie stałe- ściana kolankowa (obciążenie podciągów skrajnych)				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m]	Y_f	Obc. obl. [kN/m]
1	ściana kolankowa z PGS 24cm	1,92	1,35	2,59
2	tynk 3cm	0,46	1,35	0,62
3	gzyms żelbetowy 30x30cm	2,16	1,35	2,92
4	wieniec żelbetowy 25x30cm	1,80	1,35	2,43
		6,34		8,56

Strop nad piwnicą:

Tab. 3. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [2]

3.1. Obciążenie stałe- płyty stropowe otworowe				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	lastryko 3cm	0,66	1,35	0,89
2	wylewka cementowa- 2cm	0,44	1,35	0,59
3	2x papa na lepiku	0,12	1,35	0,16
4	płyta pilśniowa miękka 2cm	0,12	1,35	0,16
5	płyty stropowe otworowe	3,00	1,35	4,05
6	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,39
		4,63		6,25

Tab. 4. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [2]

Obciążenie stałe- płyta żelbetowa				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	lastryko 3cm	0,66	1,35	0,89
2	wylewka cementowa- 2cm	0,44	1,35	0,59
3	2x papa na lepiku	0,12	1,35	0,16
4	płyta pilśniowa miękka 2cm	0,12	1,35	0,16
5	płyta żelbetowa 10cm	2,40	1,35	3,24
6	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,39
		4,03		5,44

Tab. 5. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [2]

Obciążenie stałe- ściany zewnętrzne				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,39
2	ściana z PGS 24cm	2,40	1,35	3,24
3	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,39
		2,98		4,02

Tab. 6. Zestawienie obciążeń zmiennych na podstawie [2]

Obciążenie zmienne				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	obciążenie użytkowe- kuchnia	2,00	1,50	5,25

7.1.2. Stan projektowany

Tab. 7. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [5]

Obciążenie stałe-stropodach				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	żwir 4cm	0,72	1,35	0,97
2	geowłóknina	0,05	1,35	0,07
3	styropian ekstrudowany 20cm	0,09	1,35	0,12
4	mata dystansowa	0,10	1,35	0,14
5	izolacja	0,20	1,35	0,27
6	beton 8cm	1,92	1,35	2,59
7	blacha trapezowa T35	0,09	1,35	0,12
		3,17		4,28

Tab. 8. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [5]

Obciążenie stałe-strop na belkach stalowych				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	płytki 2cm	0,42	1,35	0,57
2	folia PE 0,2mm	0,02	1,35	0,03
3	styropian ekstrudowany 20cm	0,09	1,35	0,12
4	beton 8cm	1,92	1,35	2,59
5	blacha trapezowa T35	0,09	1,35	0,12
		2,54		3,43

Tab. 9. Zestawienie obciążeń stałych na podstawie [5]

Obciążenie stałe- ściana zewnętrzna				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,38
2	beton komórkowy 24cm	1,44	1,35	1,94
3	styropian	0,05	1,35	0,07
4	tynk cem.-wap. 1,5cm	0,29	1,35	0,38
		2,06		2,78

Tab. 10. Zestawienie obciążeń zmiennych na podstawie [5]

Obciążenie zmienne- strop na belkach stalowych I piętro				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	obciążenie użytkowe- pomieszczenia rehabilitacyjne	2,00	1,50	3,00
2	ściany działowe	1,20	1,50	1,80

Tab. 11. Zestawienie obciążeń zmiennych na podstawie [5]

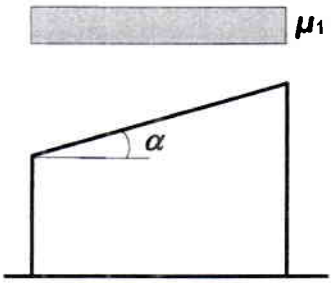
Obciążenie zmienne- strop na belkach stalowych II piętro				
Lp	Warstwa	Obc. char. [kN/m²]	Y_f	Obc. obl. [kN/m²]
1	obciążenie użytkowe- sale konferencyjne	3,00	1,50	6,00
2	ściany działowe	1,20	1,50	1,80

Konstrukcja nośna nadbudowy zaprojektowana została jako stalowa, a jej ciężar został uwzględniony w programie Robot.

Nośność konstrukcji stalowej została zapewniona przez sztywne układy ramowe oraz odpowiednio dobrany układ stężeń.

7.1.2.1. Obciążenie śniegiem

Obciążenie śniegiem			
Strefa obciążenia śniegiem		3	
Kąt nachylenia połaci dachowej [°]	α_1=	3	
Wysokość nad poziomem morza [m]	A=	260	
Obciążenie śniegiem dachów			
s=μi·Ce·Ct·sk			
Wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu	s_k=	1,2	kN/m²
Współczynnik termiczny	C_t=	1	
Współczynnik ekspozycji	C_e=	1	
Współczynnik kształtu dachu	$\mu_1(\alpha 1)$=	0,80	
Współczynnik obliczeniowy	Y_f=	1,5	
Przypadek (i)			
Wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem dachu	s(μ1(α1))=s(μ1(α2))=	0,96	kN/m²
Wartość obliczeniowa obciążenia śniegiem dachu	sd(μ1(α))=s(μ1(α2))=	1,44	kN/m²

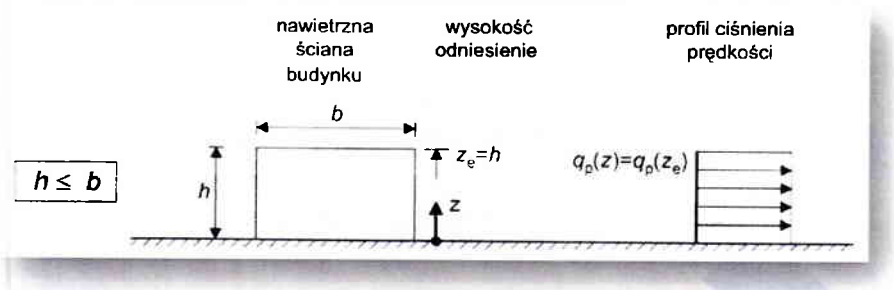


Rysunek 5.2: Współczynnik kształtu dachu – dachy jednopołaciowe

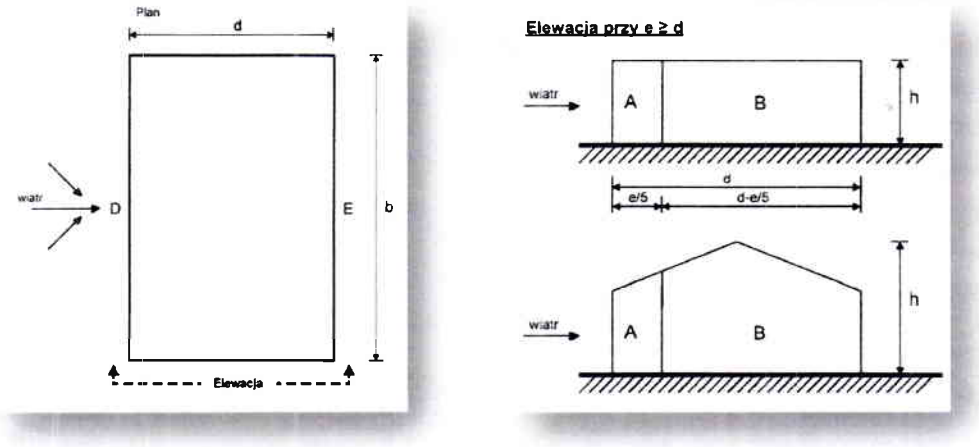
Rys. 9. Rozkład obciążenia na połaci dachu. [11]

7.1.2.2. Obciążenie wiatrem

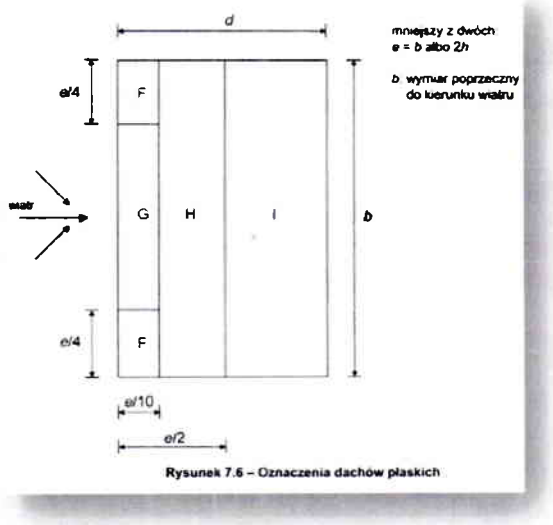
Obciążenie wiatrem			
Strefa obciążenia wiatrem		1	
Kategoria terenu		III	
Wysokość nad poziomem terenu	z=	12,5	m
Bazowa prędkość wiatru			
$v_b=c_{dir}\cdot c_{season}\cdot v_{b0}$			
Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (A≤300 m n.p.m, 1strefa obciążenia wiatrem)	v_{b0}=	22	m/s
Współczynnik sezonowy	c_{season}=	1	
Współczynnik kierunkowy	c_{dir}=	1	
	v_b=	22	m/s
Gęstość powietrza	ϱ=	1,25	kg/m³
Wartość bazowa ciśnienia prędkości	$q_b=0,5\cdot\varrho\cdot v_b^2$=	0,302	kPa
Współczynnik ekspozycji	$c_e=1,9*(z/10)^{0,27}$=	5	
Wartość szczytowa ciśnienia prędkości	$q_p=ce*qb$	2,01	kPa
Ciśnienie wiatru działające na powierzchnie zewnętrzne			
$w_e=c_{pe}\cdot q_p$			
Współczynnik ciśnienia wewnętrznego powiększający ssanie:	cpi=	0,2	
Współczynnik ciśnienia wewnętrznego powiększający parcie:	cpi=	-0,3	



Rys. 10. Rozkład obciążenia na wysokości budynku. [12]



Rys. 11. Rozkład obciążenia na ściany budynku. [12]



Rys. 12. Rozkład obciążenia na połaci dachu. [12]

Tab. 10. Wiatr 1 – zwiększone parcie

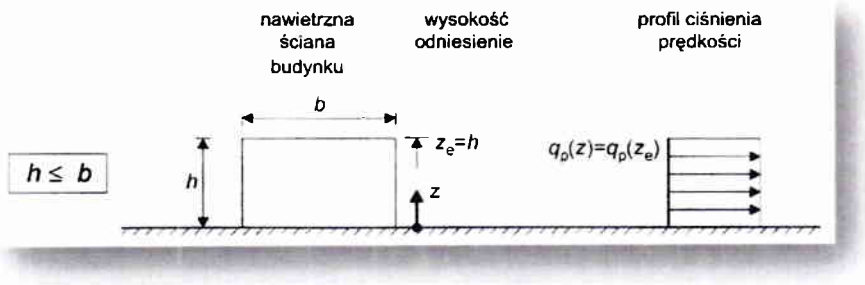
a) przypadek Θ=90° (zwiększone parcie) W1			
Pole	Ciśnienie wiatru		
A	we=-(1,2-0,3)·0,61=	-0,55	kN/m²
B	we=-(0,80-0,3)·0,61=	-0,31	kN/m²
D	we=(0,74+0,3)·0,61=	0,63	kN/m²
E	we=-(0,37-0,3)·0,61=	-0,04	kN/m²
F	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m²
G	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m²
H	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m²
I	we=(0,2+0,3)·0,61=	0,31	kN/m²

Tab. 11. Wiatr 2 – zwiększone ssanie

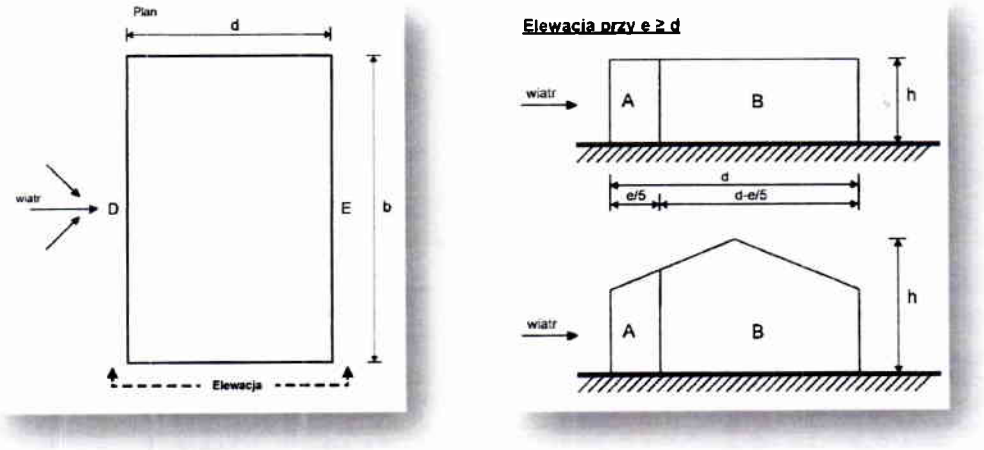
b) przypadek Θ=90° (zwiększone ssanie) W2			
Pole	Ciśnienie wiatru		
A	we=-(1,2+0,2)·0,61=	-0,85	kN/m²
B	we=-(0,80+0,2)·0,61=	-0,61	kN/m²
D	we= (0,74-0,2)·0,61=	0,33	kN/m²
E	we=-(0,37+0,2)·0,61=	-0,35	kN/m²
F	we=-(1,8+0,2)·0,61=	-1,22	kN/m²
G	we=-(1,2+0,2)·0,61=	-0,85	kN/m²
H	we=-(0,7+0,2)·0,61=	-0,55	kN/m²
I	we=-(0,2+0,2)·0,61=	-0,24	kN/m²

II Wiatr wiejący prostopadle do budynku Θ=0°, Dach płaski.			
Wymiar poprzeczny do kierunku wiatru	b=	24,00	m
Wysokość budynku	h=	12,50	m
Wymiar równoległy do kierunku wiatru	d=	54,32	m
Mimośród siły aerodynamicznej lub odległość od krawędzi	e=min(b;2·h)=	24	m

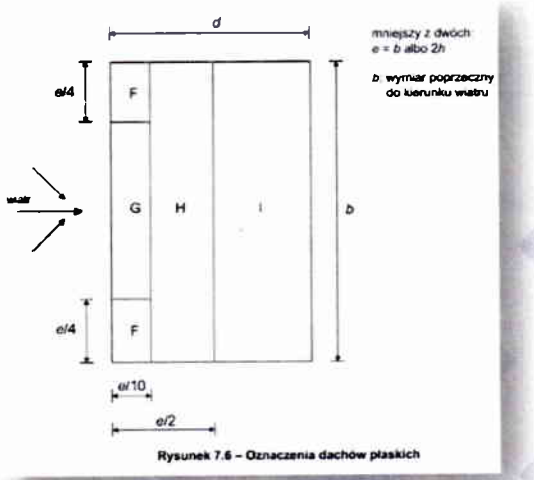
h≤b=	TAK	e<d=	TAK
b<h≤2·b=	NIE	e≥d=	NIE
h>2·b=	NIE	e≥5d=	NIE
		h/d=	0,230



Rys. 13. Rozkład obciążenia na wysokości budynku. [12]



Rys. 14. Rozkład obciążenia na ściany budynku. [12]



Rys. 15. Rozkład obciążenia na połaci dachu. [12]

Tab. 12. Wiatr 3 – zwiększone parcie

a) przypadek Θ=0° (zwiększone parcie) W3			
Pole	Ciśnienie wiatru		
A	we=-(1,2-0,3)·0,61=	-0,55	kN/m^2
B	we=-(0,8-0,3)·0,61=	-0,31	kN/m^2
C	we=-(0,5-0,3)·0,61=	-0,12	kN/m^2
D	we=(0,7+0,3)·0,61=	0,61	kN/m^2
E	we=-(0,3-0,3)·0,61=	0,00	kN/m^2
F	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m^2
G	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m^2
H	we=(0+0,3)·0,61=	0,18	kN/m^2
I	we=(0,2+0,3)·0,61=	0,31	kN/m^2

Tab. 13. Wiatr 4 – zwiększone ssanie

b) przypadek Θ=0° (zwiększone ssanie) W4			
Pole	Ciśnienie wiatru		
A	we=-(1,2+0,2)·0,61=	-0,85	kN/m^2
B	we=-(0,8+0,2)·0,61=	-0,61	kN/m^2
C	we=-(0,5+0,2)·0,61=	-0,43	kN/m^2
D	we=(0,7-0,2)·0,61=	0,31	kN/m^2
E	we=-(0,3+0,2)·0,61=	-0,31	kN/m^2
F	we=-(1,8+0,2)·0,61=	-1,22	kN/m^2
G	we=-(1,2+0,2)·0,61=	-0,85	kN/m^2
H	we=-(0,7+0,2)·0,61=	-0,55	kN/m^2
I	we=-(0,2+0,2)·0,61=	-0,24	kN/m^2

7.2. Kombinacje obciążeń:

Kombinacja obciążeń w sytuacji trwałej (SGN)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{"+"} \gamma_P P \text{"+"} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Prawie stała kombinacja obciążeń (SGU)

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (6.16b)$$

Tab. 14. Objaśnienie do składowych obciążeń w kombinacji:

Numeracja obciążeń - program ROBOT		
Ciężar własny	1	G
Użytkowe kuchnia 1 (0 P)	2	Q1 P0
Użytkowe kuchnia 2 (0 P)	3	Q2 P0
Użytkowe szpital 1 (1 P)	4	Q1 P1
Użytkowe szpital 2 (1 P)	5	Q2 P1
Użytkowe konferencyjne 1 (2 P)	6	Q1 P2
Użytkowe konferencyjne 2 (2 P)	7	Q1 P2
instalacje	8	I
śnieg	9	S
wiatr 1	10	W1
wiatr 2	11	W2
wiatr 3	12	W3
wiatr 4	13	W4

Kombinacje obciążeń STR

Niekorzystne działanie obciążenia stałego G, wiodące oddziaływanie wiatru W, towarzyszące oddziaływanie śniegu S i zmienne Q		ROBOT	
	STR 1	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = 1.35*G + 1.5(W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN1	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = 1.35*G + 1.5(W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN2	
3.	Ed = 1.35*G + 1.5(W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN3	
4.	Ed = 1.35*G + 1.5(W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN4	
5.	Ed = 1.35*G + 1.5(W1 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN5	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = 1.35*G + 1.5(W2 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN6	
7.	Ed = 1.35*G + 1.5(W3 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN7	
8.	Ed = 1.35*G + 1.5(W4 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN8	
9.	Ed = 1.35*G + 1.5(W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN9	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = 1.35*G + 1.5(W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN10	
11.	Ed = 1.35*G + 1.5(W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN11	
12.	Ed = 1.35*G + 1.5(W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN12	
13.	Ed = 1.35*G + 1.5(W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN13	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = 1.35*G + 1.5(W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN14	
15.	Ed = 1.35*G + 1.5(W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN15	
16.	Ed = 1.35*G + 1.5(W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN16	
17.	Ed = 1.35*G + 1.5(W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN17	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = 1.35*G + 1.5(W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN18	
19.	Ed = 1.35*G + 1.5(W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN19	
20.	Ed = 1.35*G + 1.5(W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN20	

Niekorzystne działanie obciążenia stałego G, wiodące oddziaływanie śniegu S, towarzyszące oddziaływanie wiatru W i zmienne Q		ROBOT	
	STR 2	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN21	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN22	
3.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN23	
4.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I))	SGN24	
5.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W1 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN25	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W2 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN26	
7.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W3 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN27	
8.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W4 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN28	
9.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN29	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN30	
11.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN31	
12.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I))	SGN32	
13.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN33	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN34	
15.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN35	
16.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I))	SGN36	
17.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN37	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN38	
19.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN39	
20.	Ed = 1.35G + 1.5(S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I))	SGN40	

Niekorzystne działanie obciążenia stałego G, wiodące oddziaływanie zmienne Q, towarzyszące oddziaływanie wiatru W i śniegu S		ROBOT	
	STR 3	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I + 0.6W1 + 0.5S))	SGN41	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I + 0.6W2 + 0.5S))	SGN42	
3.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I + 0.6W3 + 0.5S))	SGN43	
4.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I + 0.6W4 + 0.5S))	SGN44	
5.	Ed = 1.35G + 1.5(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W1 + 0.5S))	SGN45	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = 1.35G + 1.5(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W2 + 0.5S))	SGN46	
7.	Ed = 1.35G + 1.5(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W3 + 0.5S))	SGN47	
8.	Ed = 1.35G + 1.5(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W4 + 0.5S))	SGN48	
9.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I+ 0.6W1 + 0.5S))	SGN49	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I+ 0.6W2 + 0.5S))	SGN50	
11.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I+ 0.6W3 + 0.5S))	SGN51	
12.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I+ 0.6W4 + 0.5S))	SGN52	
13.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I + 0.6W1 + 0.5S))	SGN53	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I + 0.6W2 + 0.5S))	SGN54	
15.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I + 0.6W3 + 0.5S))	SGN55	
16.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I + 0.6W4 + 0.5S))	SGN56	
17.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W1 + 0.5S))	SGN57	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W2 + 0.5S))	SGN58	
19.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W3 + 0.5S))	SGN59	
20.	Ed = 1.35G + 1.5(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I + 0.6W4 + 0.5S))	SGN60	

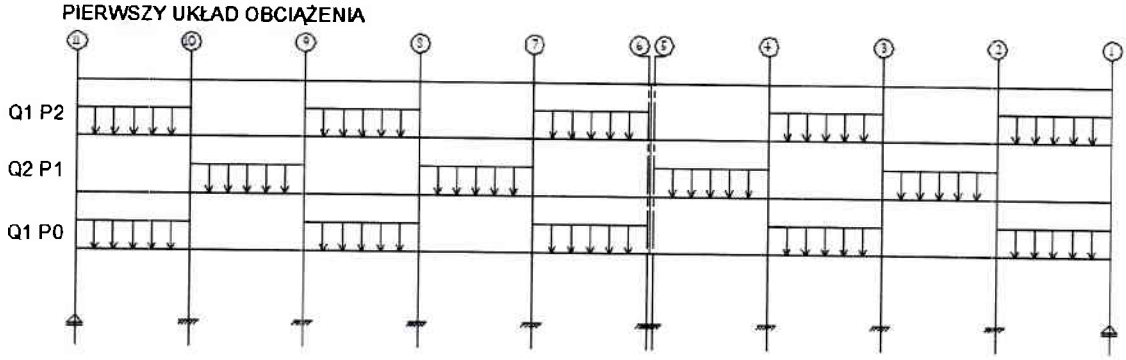
Korzystne działanie obciążenia stałego G (minimalne) i wiodące oddziaływanie wiatru W		ROBOT	
	STR 4	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed= G + 1.5W1	SGN61	
2.	Ed= G + 1.5W2	SGN62	
3.	Ed= G + 1.5W3	SGN63	
4.	Ed= G + 1.5W4	SGN64	

Kombinacje obciążeń SLS

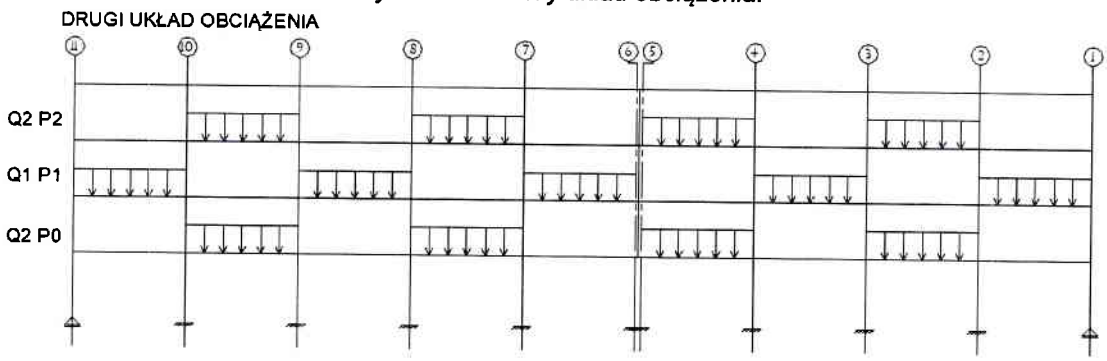
Oddziaływanie stałe G, wiodące oddziaływanie wiatru W, towarzyszące śniegu S i zmienne Q		ROBOT	
	SLS 1	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = G + W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU1	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = G + W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU2	
3.	Ed = G + W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU3	
4.	Ed = G + W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU4	
5.	Ed = G + W1 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU5	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = G + W2 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU6	
7.	Ed = G + W3 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU7	
8.	Ed = G + W4 + 0.5S + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU8	
9.	Ed = G + W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU9	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = G + W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU10	
11.	Ed = G + W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU11	
12.	Ed = G + W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU12	
13.	Ed = G + W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU13	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = G + W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU14	
15.	Ed = G + W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU15	
16.	Ed = G + W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU16	
17.	Ed = G + W1 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU17	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = G + W2 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU18	
19.	Ed = G + W3 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU19	
20.	Ed = G + W4 + 0.5S + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU20	

Oddziaływanie stałe G, wiodące oddziaływanie śniegu S, towarzyszące wiatru W i zmienne Q		ROBOT	
	SLS 2	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = G + S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU21	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = G + S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU22	
3.	Ed = G + S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU23	
4.	Ed = G + S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I)	SGU24	
5.	Ed = G + S + 0.6W1 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU25	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = G + S + 0.6W2 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU26	
7.	Ed = G + S + 0.6W3 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU27	
8.	Ed = G + S + 0.6W4 + 0.7(Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU28	
9.	Ed = G + S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU29	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = G + S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU30	
11.	Ed = G + S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU31	
12.	Ed = G + S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I)	SGU32	
13.	Ed = G + S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU33	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = G + S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU34	
15.	Ed = G + S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU35	
16.	Ed = G + S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I)	SGU36	
17.	Ed = G + S + 0.6W1 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU37	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = G + S + 0.6W2 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU38	
19.	Ed = G + S + 0.6W3 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU39	
20.	Ed = G + S + 0.6W4 + 0.7(Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I)	SGU40	

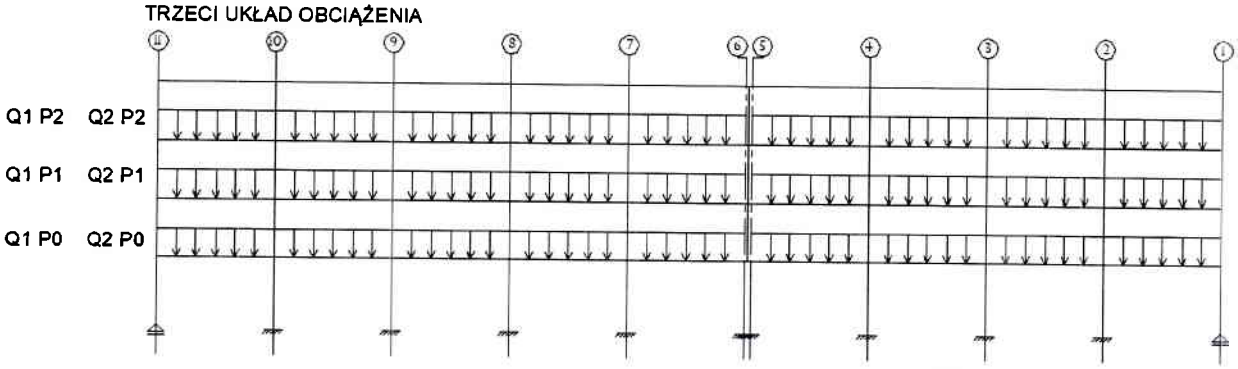
Oddziaływanie stałe G, wiodące oddziaływanie zmienne Q, towarzyszące wiatru W i śniegu S		ROBOT	
	SLS 3	NAZWA	UKŁAD
1.	Ed = G +0.5S + 0.6W1 + Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I	SGU41	PIERWSZY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
2.	Ed = G +0.5S + 0.6W2 + Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I	SGU42	
3.	Ed = G +0.5S + 0.6W3 + Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I	SGU43	
4.	Ed = G +0.5S + 0.6W4 + Q1 P0 + Q2 P1 + Q1 P2 + I	SGU44	
5.	Ed = G + 0.5S + 0.6W1 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU45	DRUGI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
6.	Ed = G + 0.5S + 0.6W2 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU46	
7.	Ed = G + 0.5S + 0.6W3 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU47	
8.	Ed = G + 0.5S + 0.6W4 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU48	
9.	Ed = G + 0.5S + 0.6W1 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I	SGU49	TRZECI UKŁAD OBCIĄŻEŃ
10.	Ed = G + 0.5S + 0.6W2 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I	SGU50	
11.	Ed = G + 0.5S + 0.6W3 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I	SGU51	
12.	Ed = G + 0.5S + 0.6W4 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P1+ Q1 P2 + Q2 P2 + I	SGU52	
13.	Ed = G + 0.5S + 0.6W1 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I	SGU53	CZWARTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
14.	Ed = G + 0.5S + 0.6W2 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I	SGU54	
15.	Ed = G + 0.5S + 0.6W3 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I	SGU55	
16.	Ed = G + 0.5S + 0.6W4 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q2 P1+ Q1 P2 + I	SGU56	
17.	Ed = G + 0.5S + 0.6W1 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU57	PIĄTY UKŁAD OBCIĄŻEŃ
18.	Ed = G + 0.5S + 0.6W2 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU58	
19.	Ed = G + 0.5S + 0.6W3 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU59	
20.	Ed = G + 0.5S + 0.6W4 + Q1 P0 + Q2 P0 + Q1 P1 + Q2 P2 + I	SGU60	



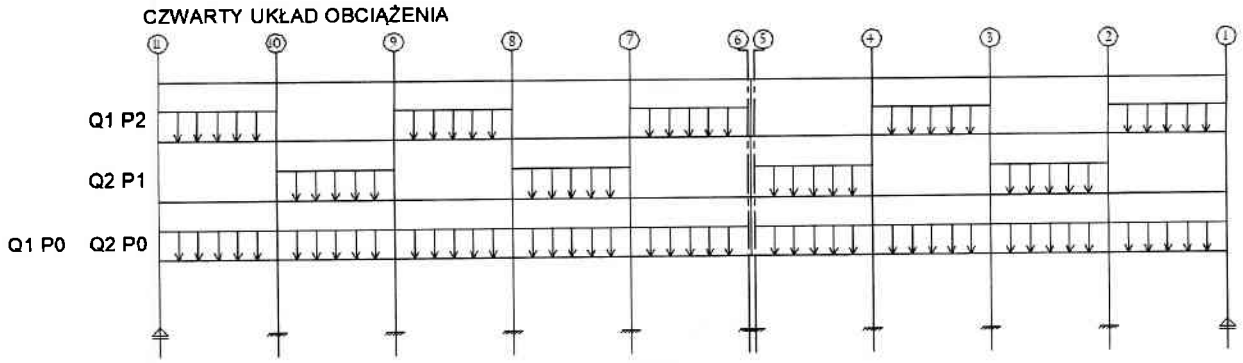
Rys. 16. Pierwszy układ obciążenia.



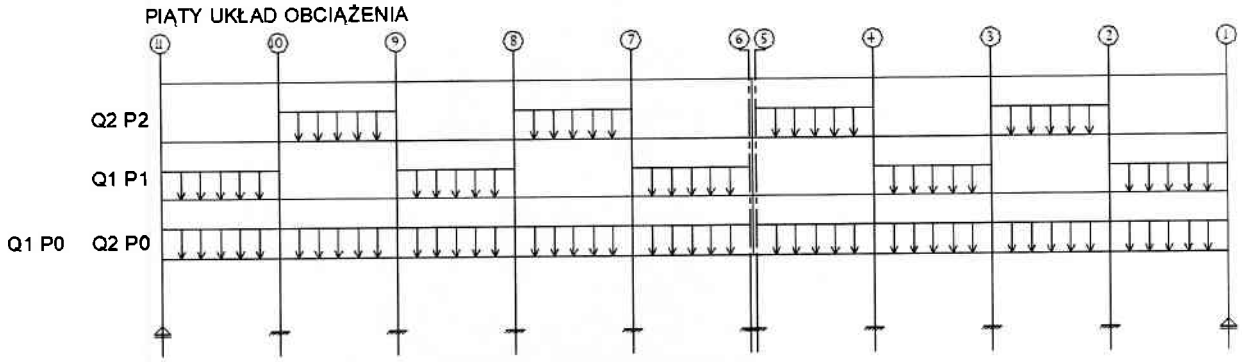
Rys. 17. Drugi układ obciążenia.



Rys. 18. Trzeci układ obciążenia.



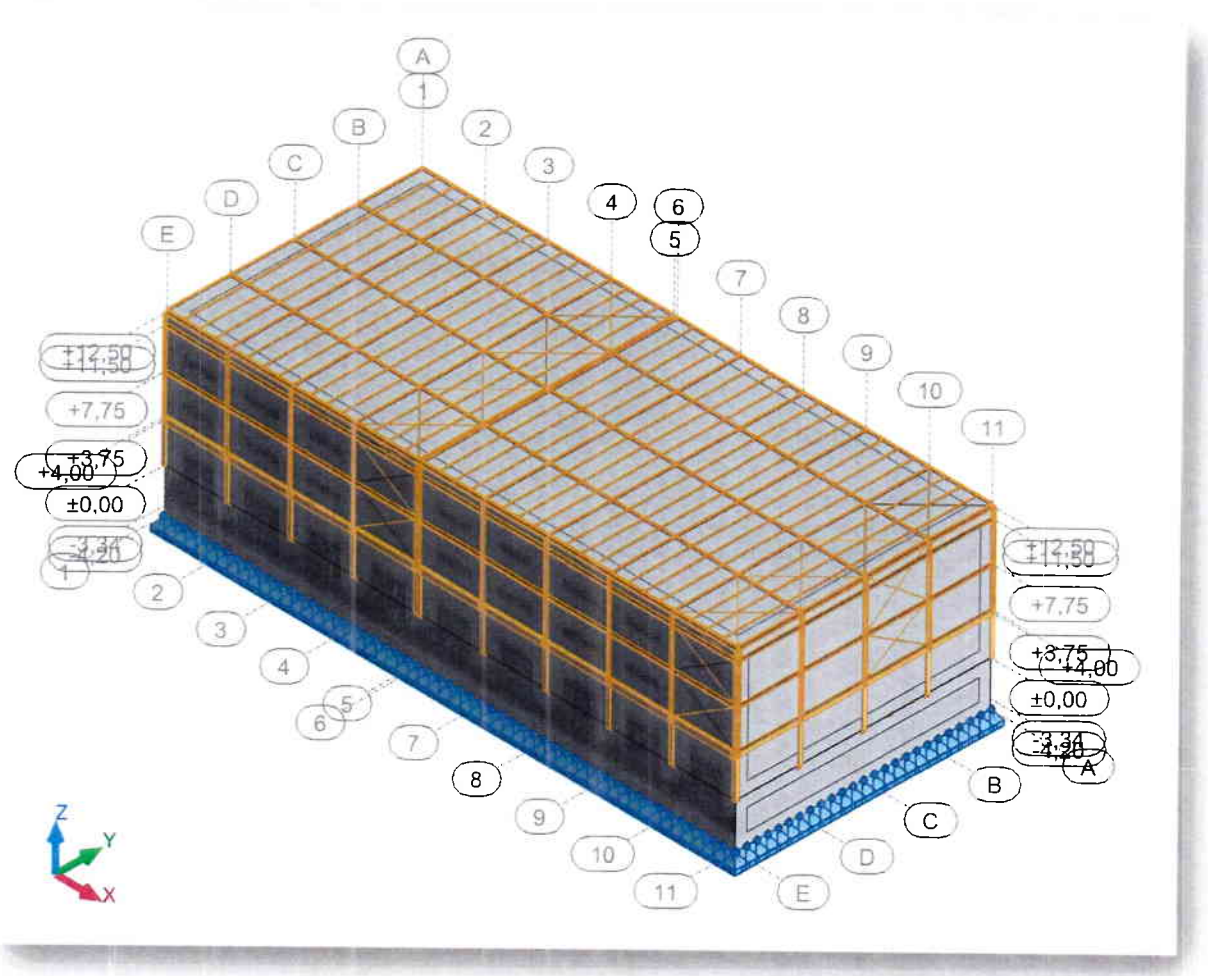
Rys. 19. Czwarty układ obciążenia.



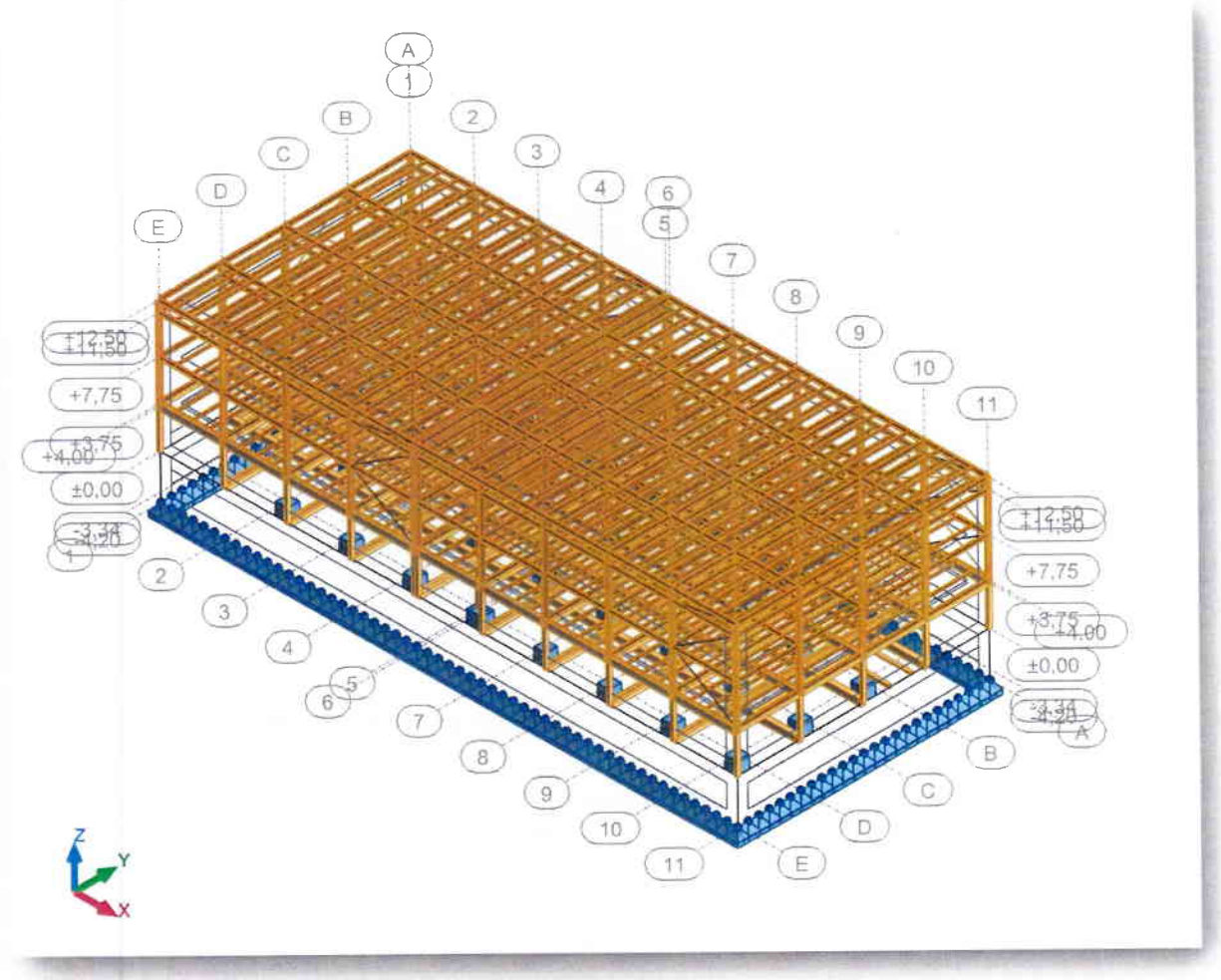
Rys. 20. Piąty układ obciążenia.

7.3. Modele obliczeniowe i wyniki

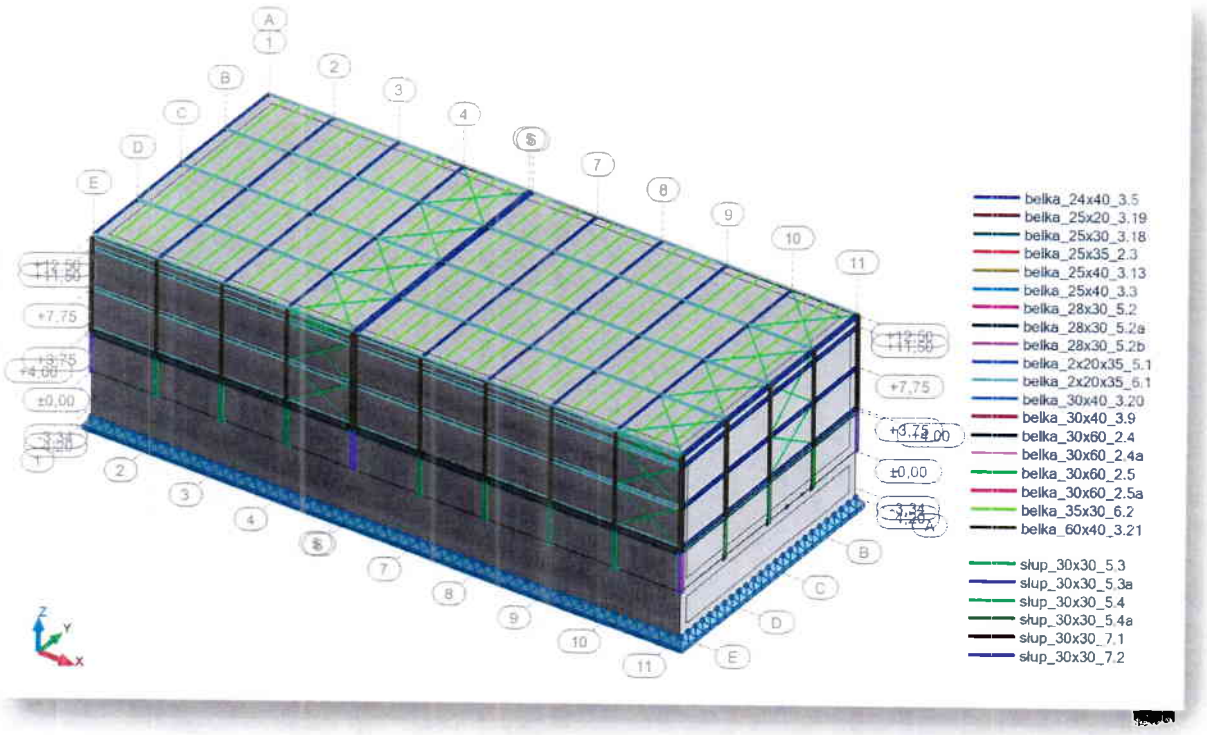
7.3.1. Autodesk Robot Structural Analysis Professional



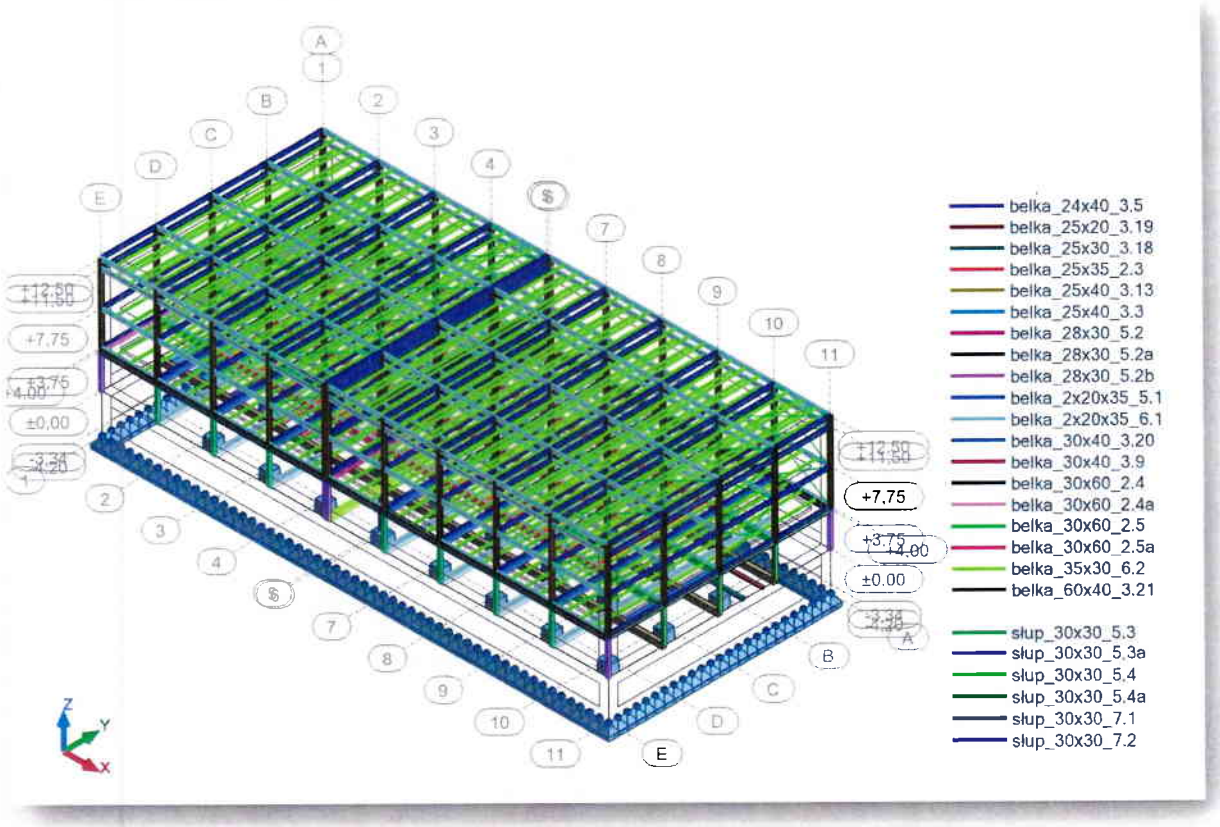
Rys. 21. Model obliczeniowy z programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018



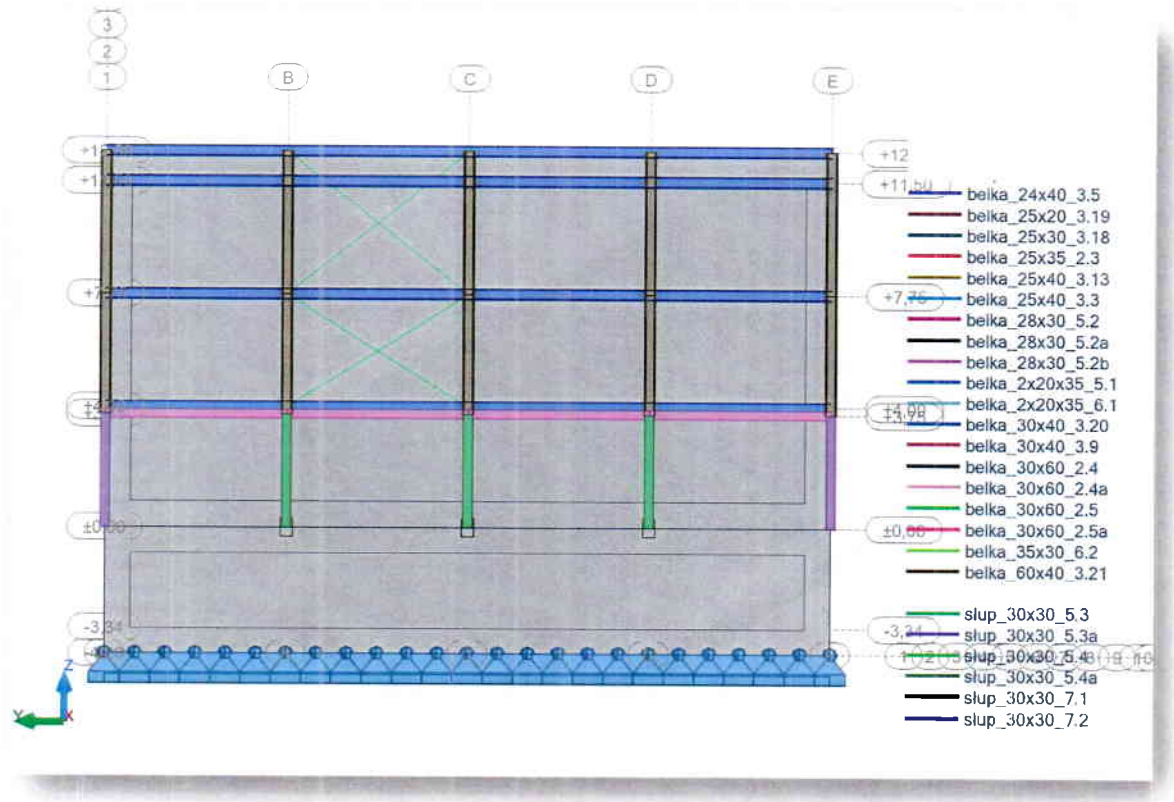
Rys. 22. Model obliczeniowy z programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 – widok bez okładzin i paneli.



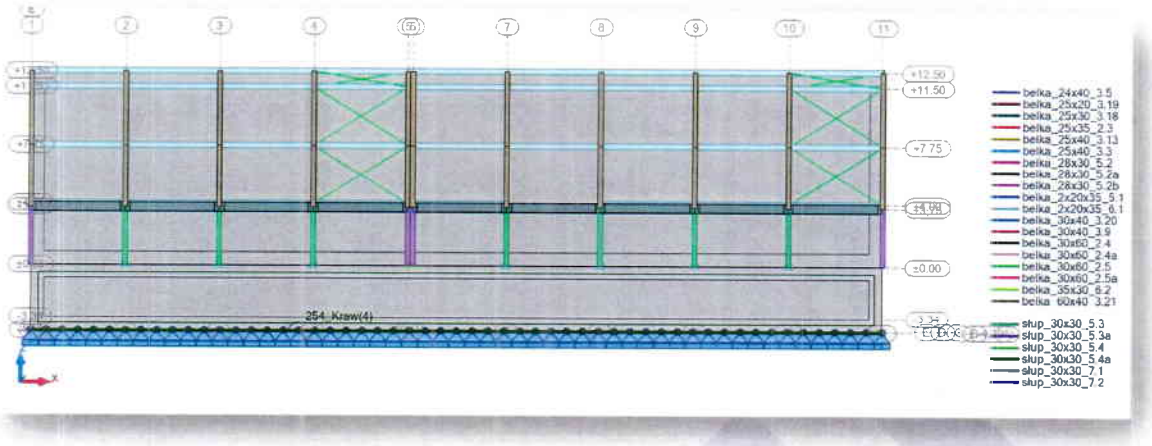
Rys. 23. Model obliczeniowy z programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 – użyte przekroje.



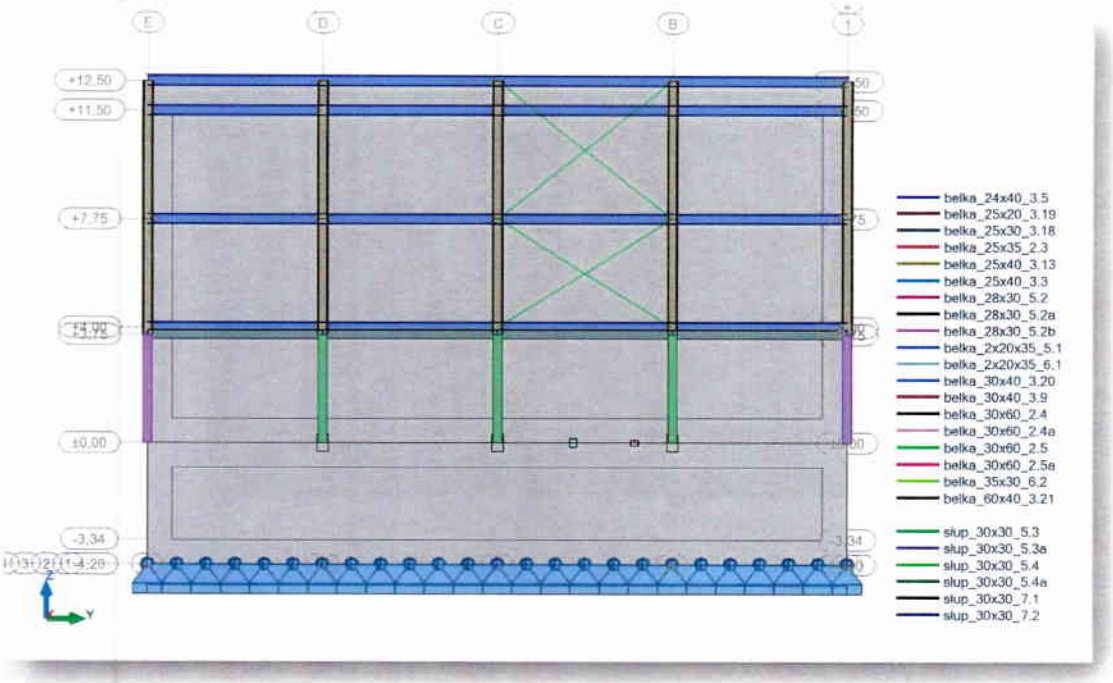
Rys. 24. Model obliczeniowy z programu Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 – użyte przekroje - widok bez okładzin i paneli.



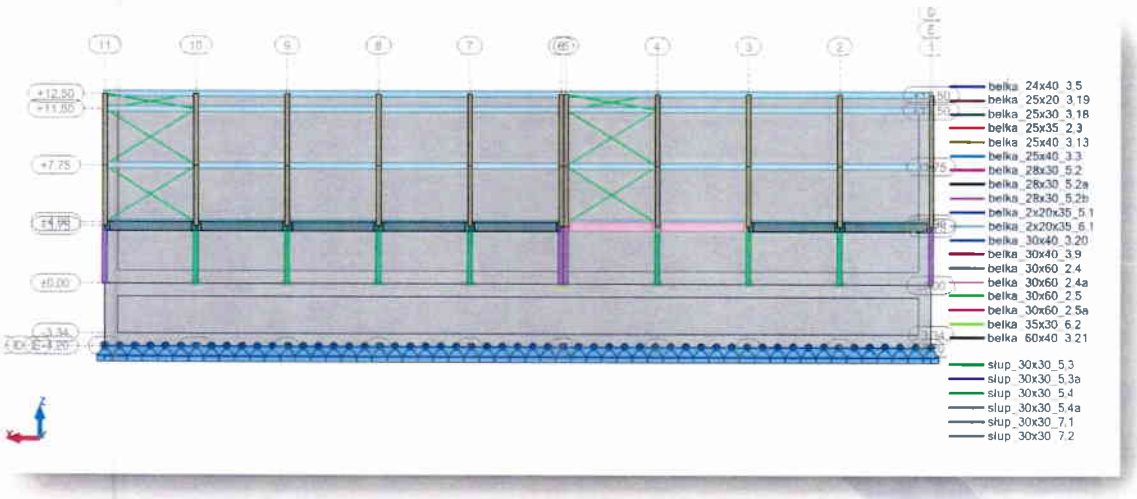
Rys. 25. Widok na elewacje południową



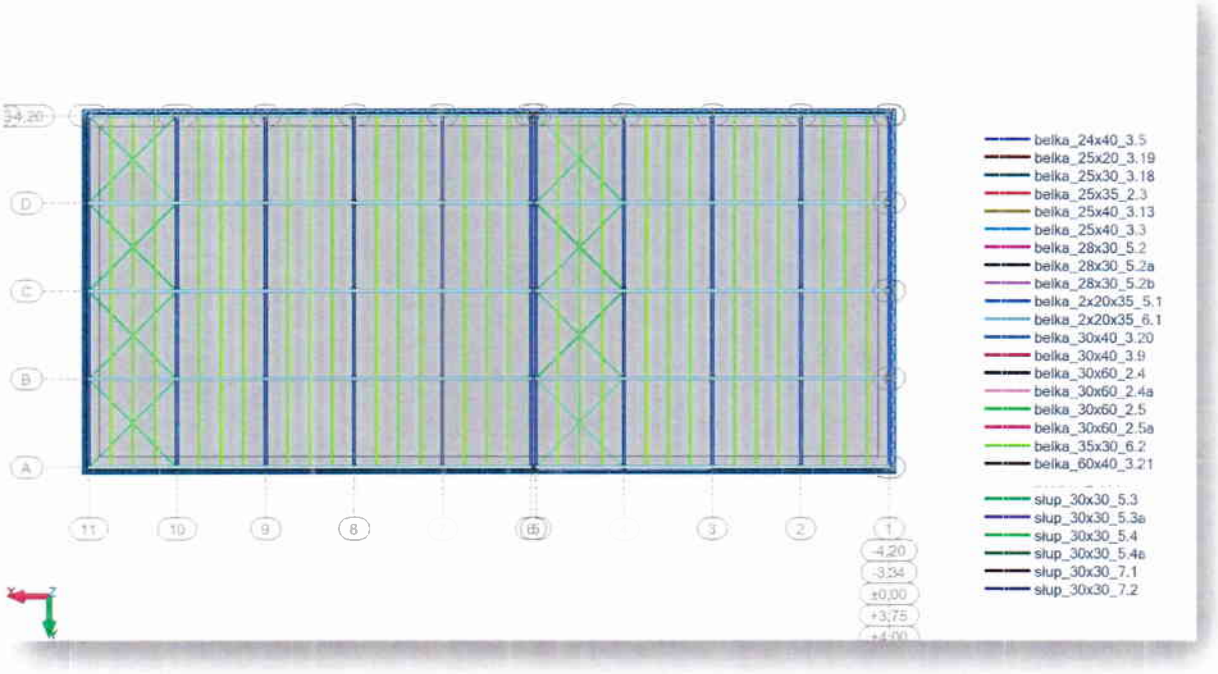
Rys. 26. Widok na elewacje wschodnią



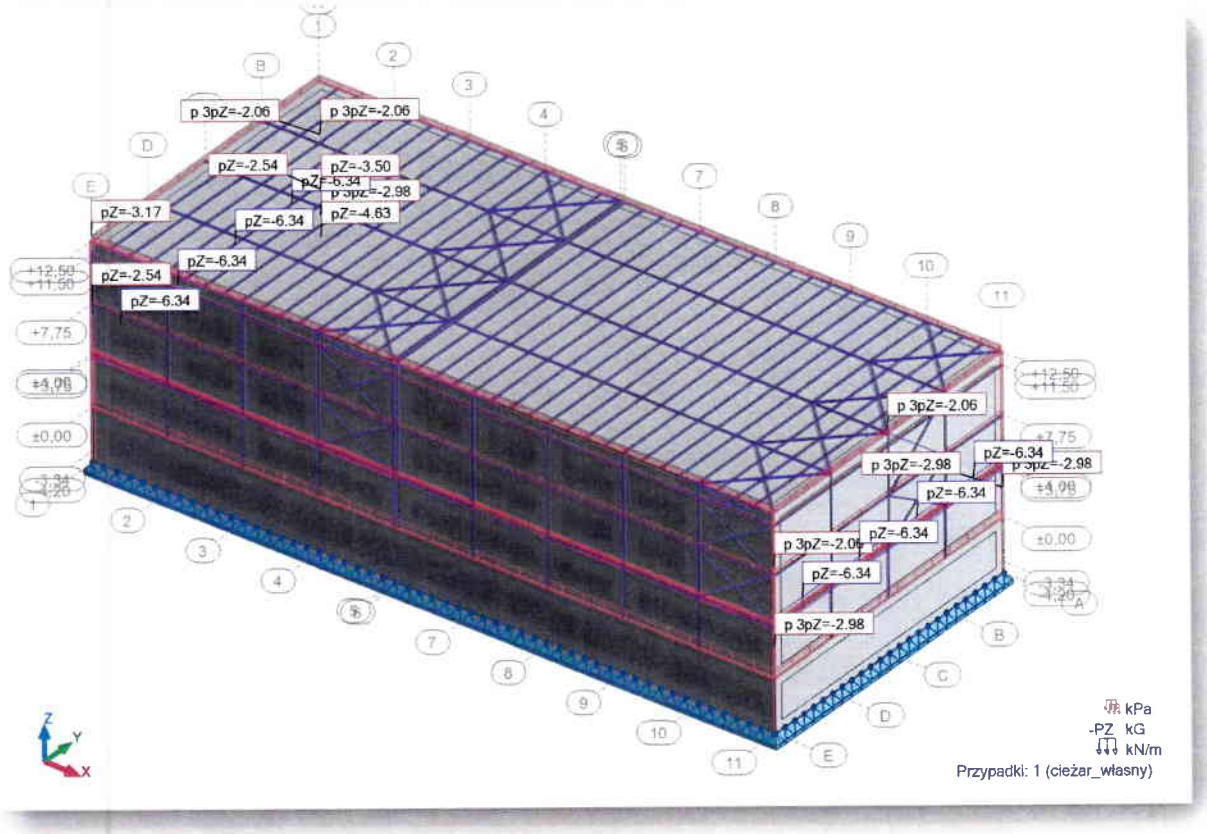
Rys. 27. Widok na elewacje północną



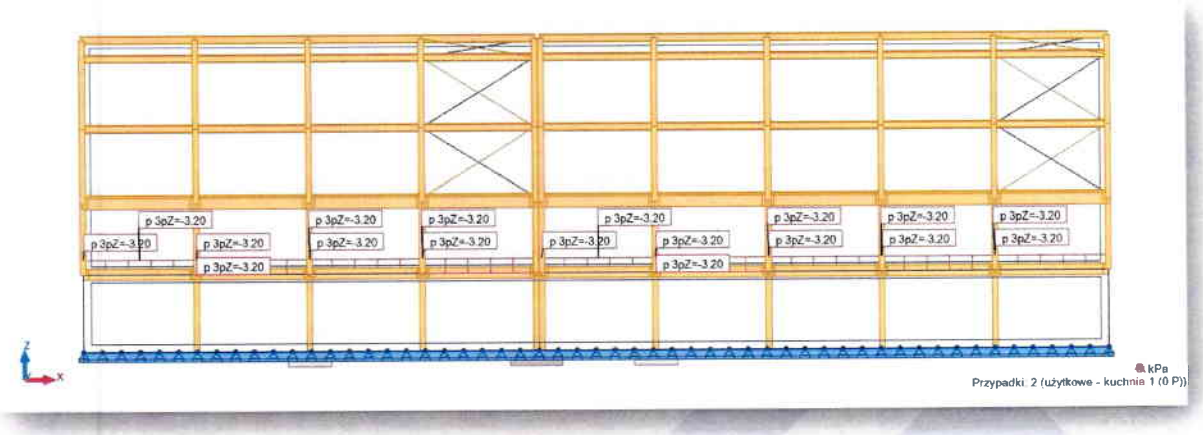
Rys. 28. Widok na elewacje zachodnią



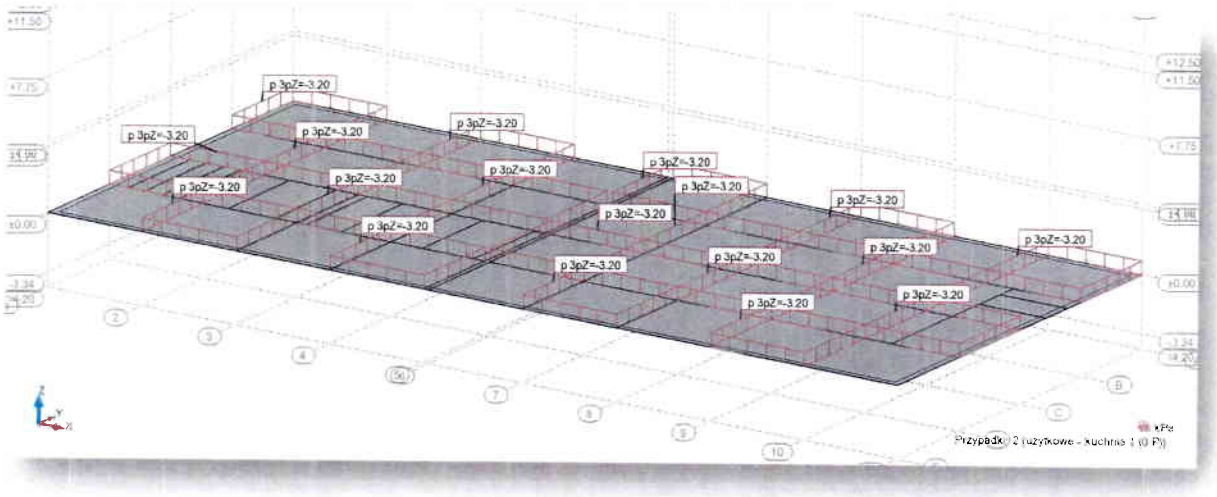
Rys. 29. Widok z góry



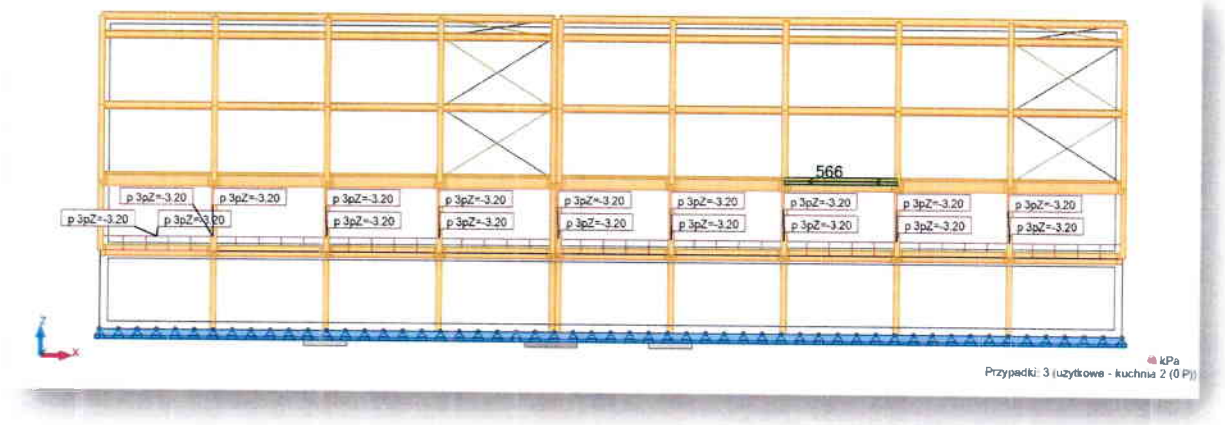
Rys. 30. Ciężar własny i obciążenia stałe



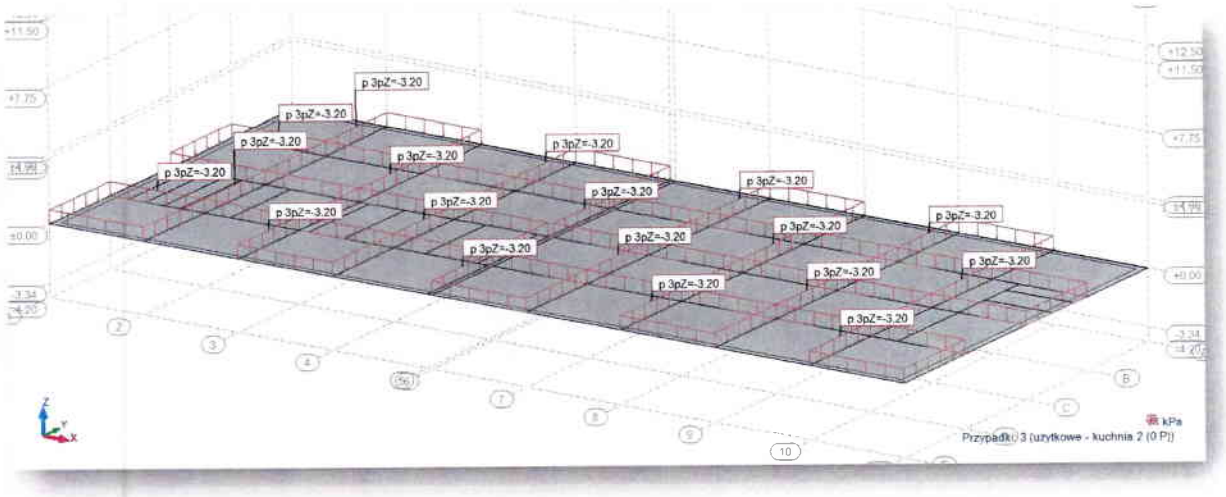
Rys. 31. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe kuchnia 1 (0 P)



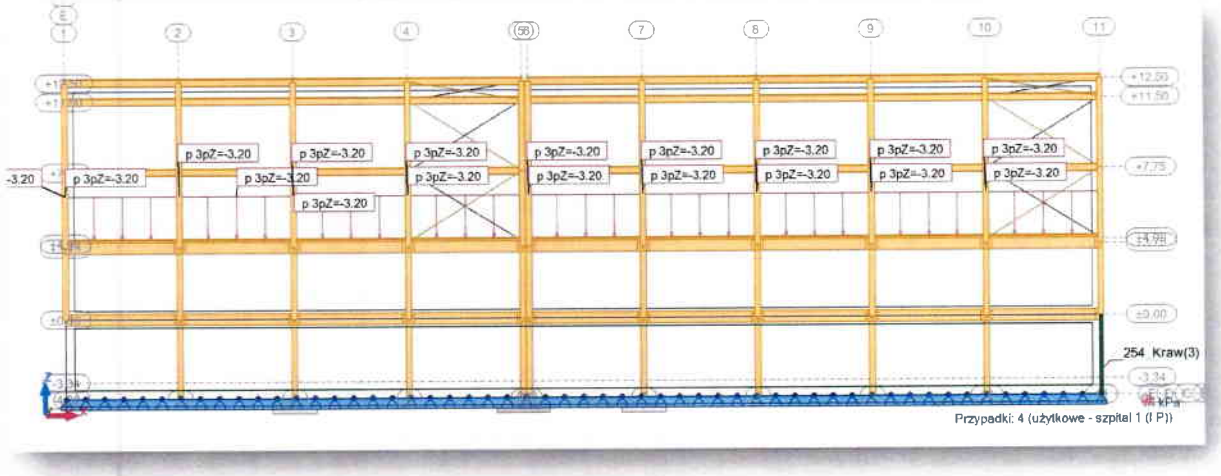
Rys. 32. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe kuchnia 1 (0 P) - aksonometria



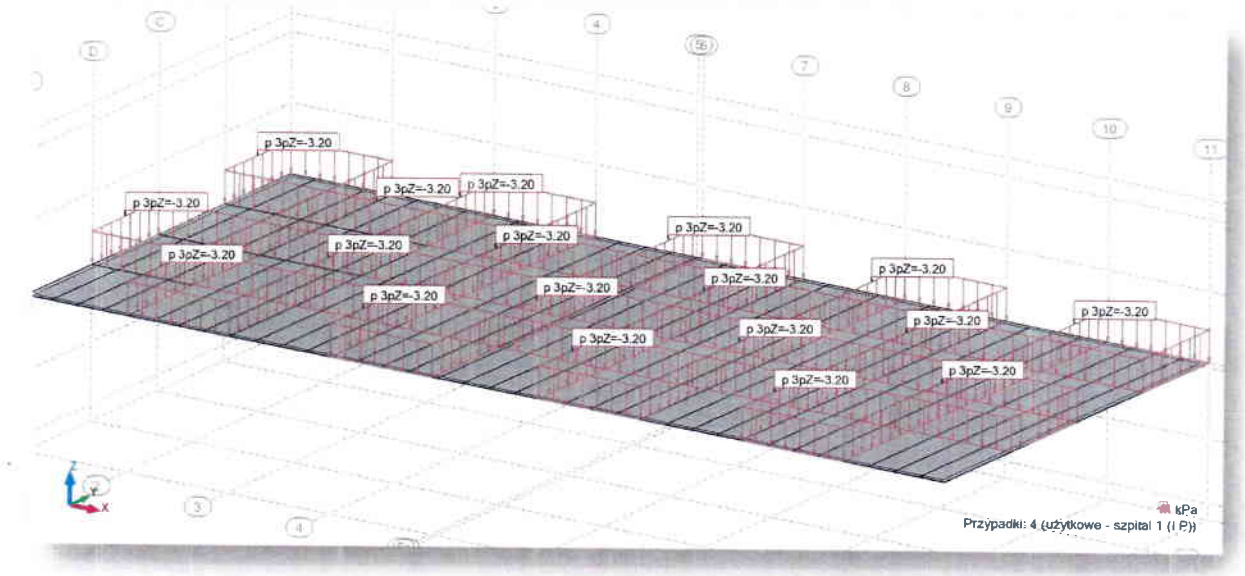
Rys. 33. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe kuchnia 2 (0 P)



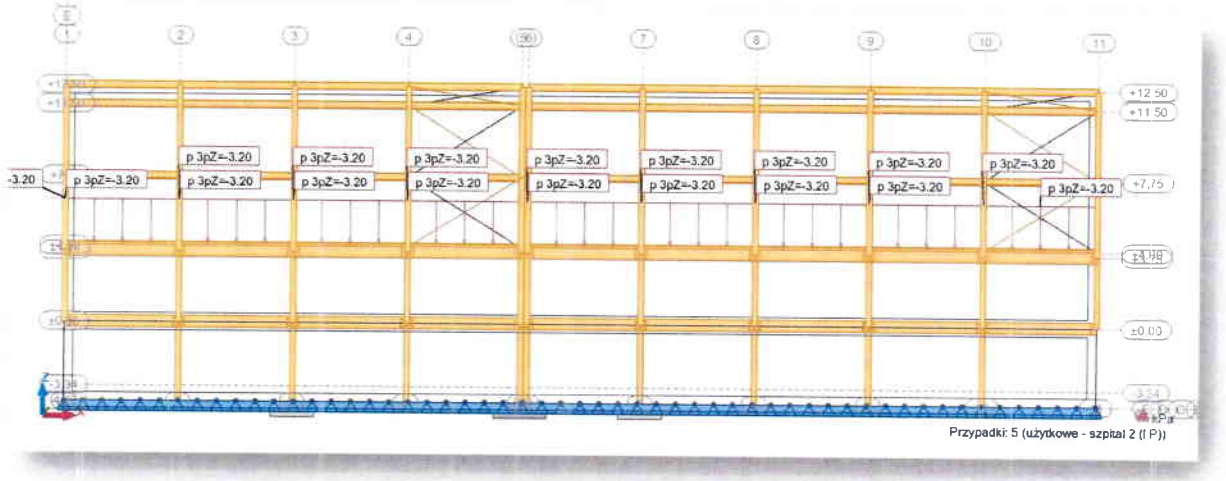
Rys. 34. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe kuchnia 2 (0 P) – aksonometria



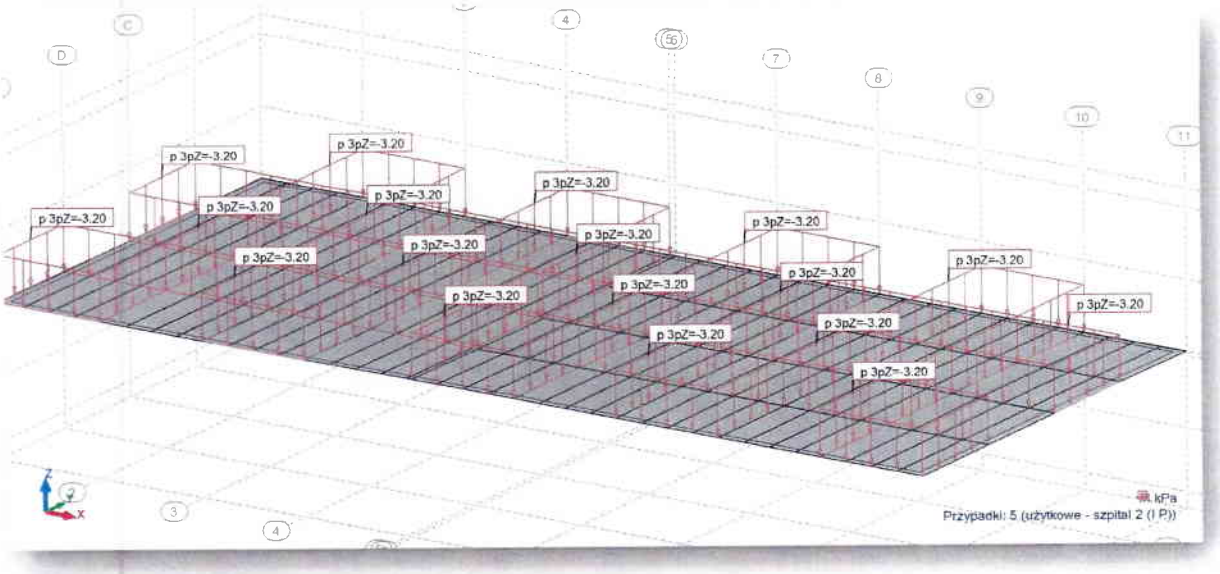
Rys. 35. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe szpital 1 (1 P)



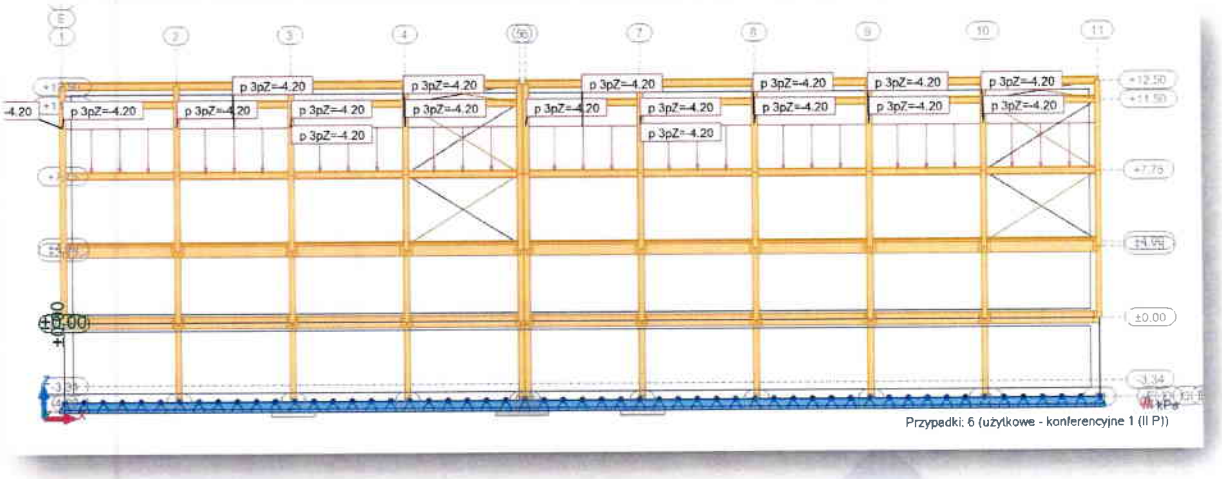
Rys. 36. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe szpital 1 (1 P)– aksonometria



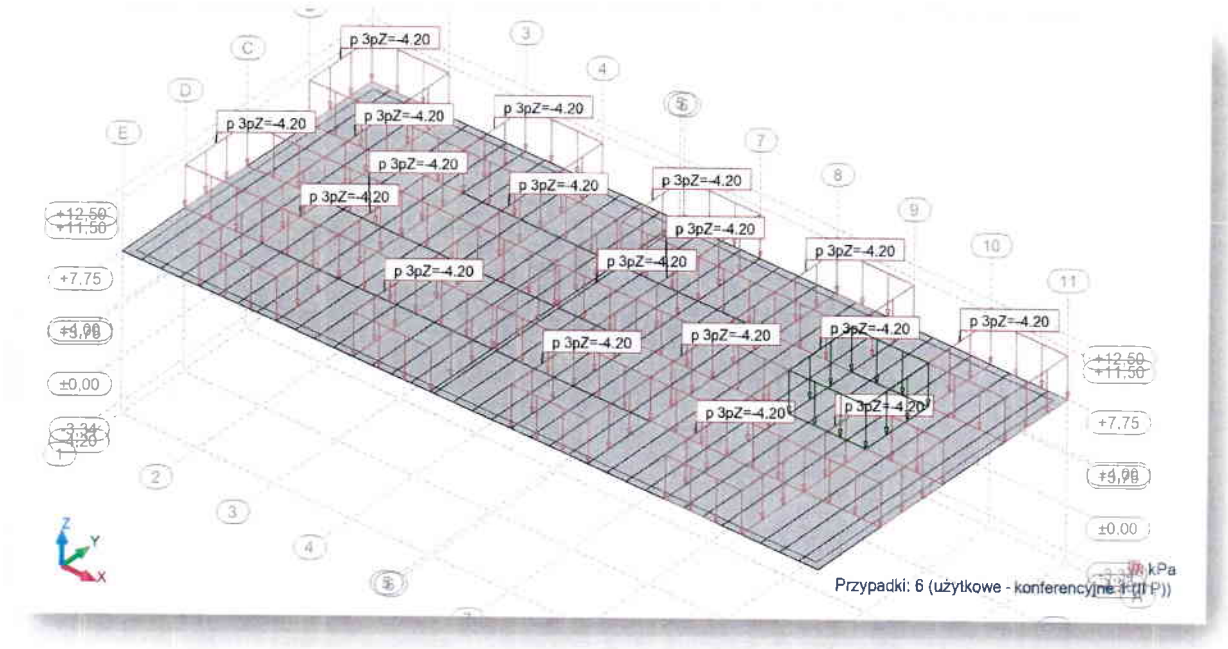
Rys. 37. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe szpital 2 (1 P)



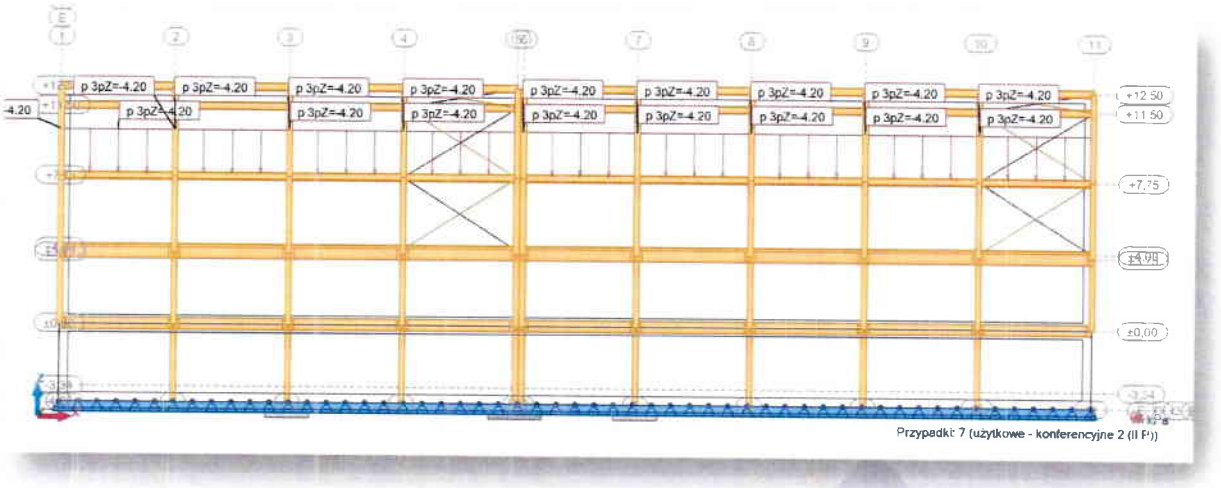
Rys. 38. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe szpital 2 (1 P) – aksonometria



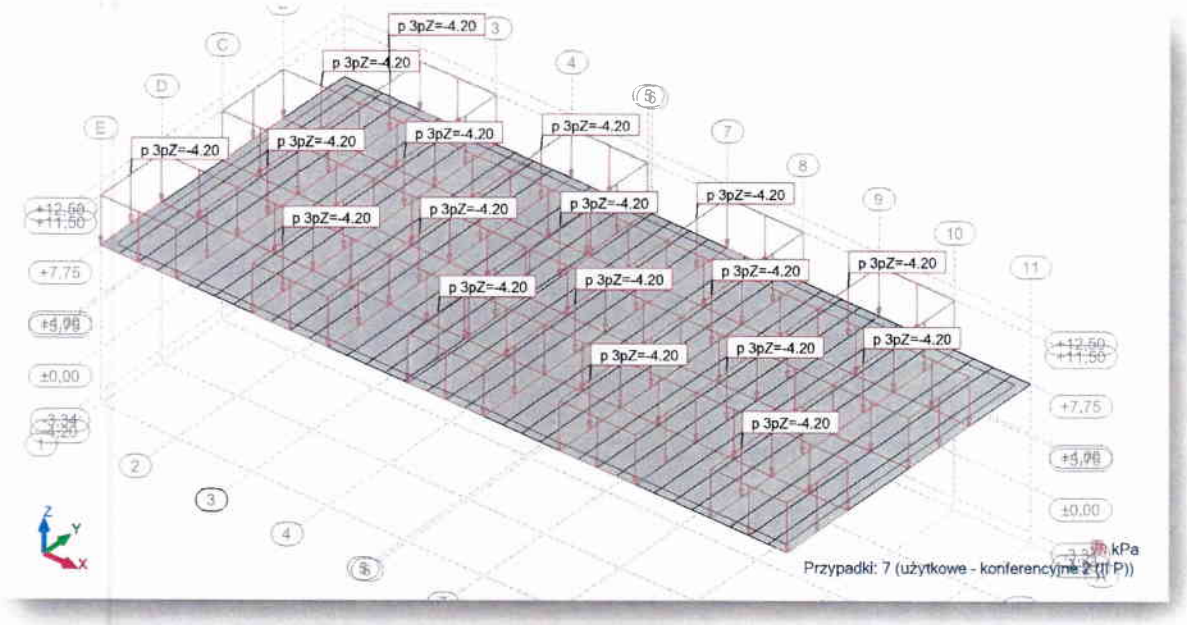
Rys. 39. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe konferencyjne 1 (2 P)



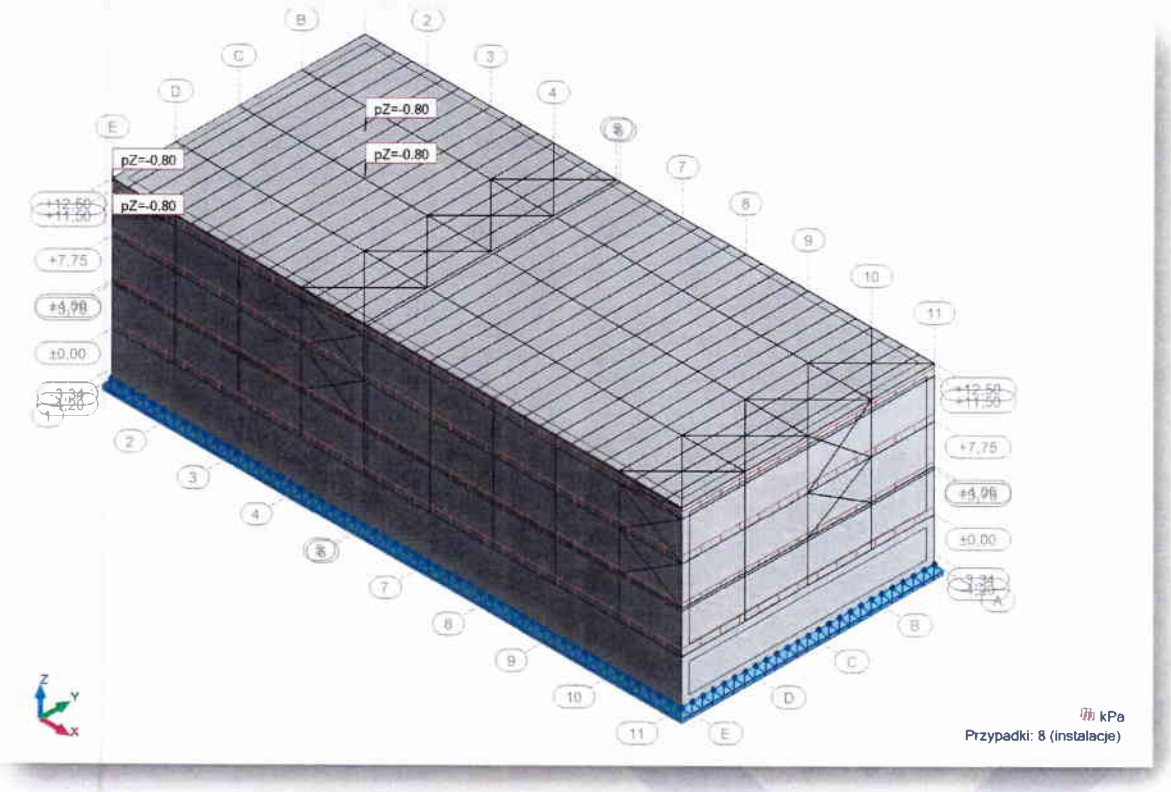
Rys. 40. Obciążenia eksploatacyjne - użytkowe konferencyjne 1) – aksonometria



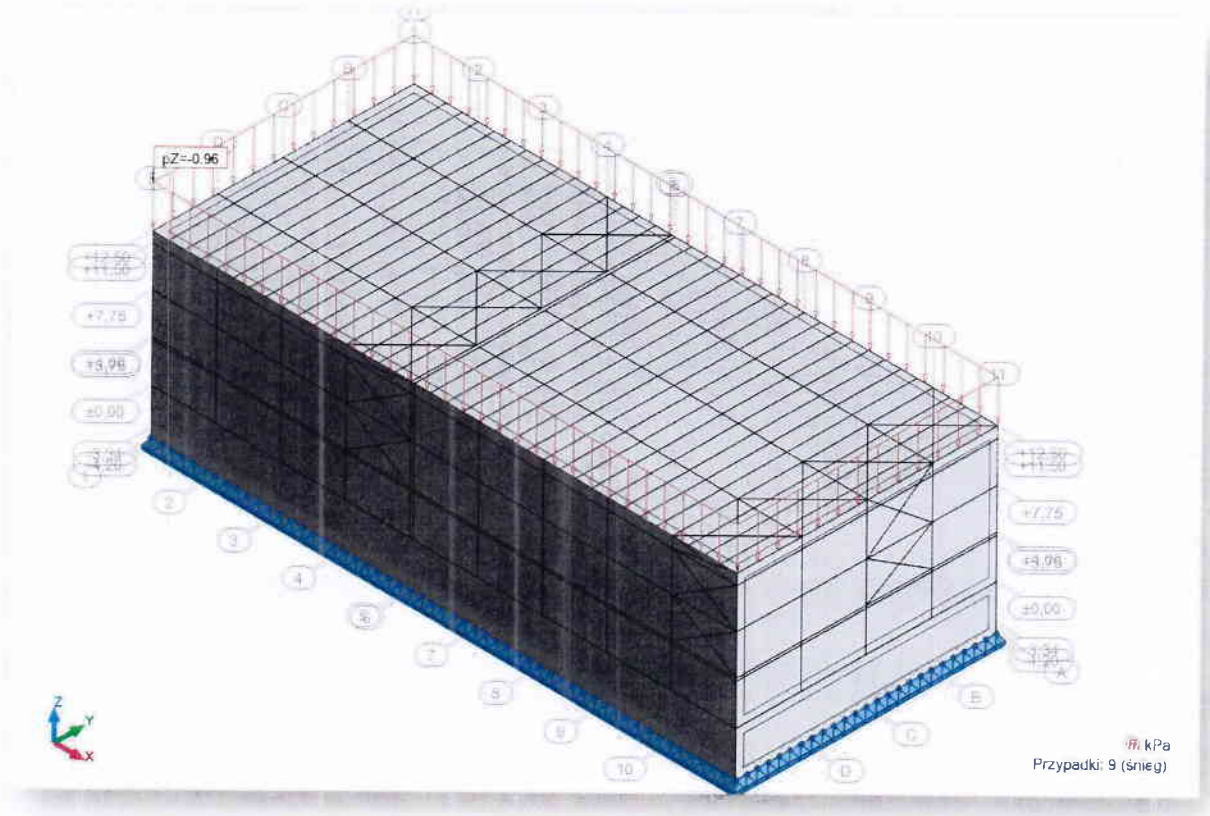
Rys. 41. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe konferencyjne 2 (2 P)



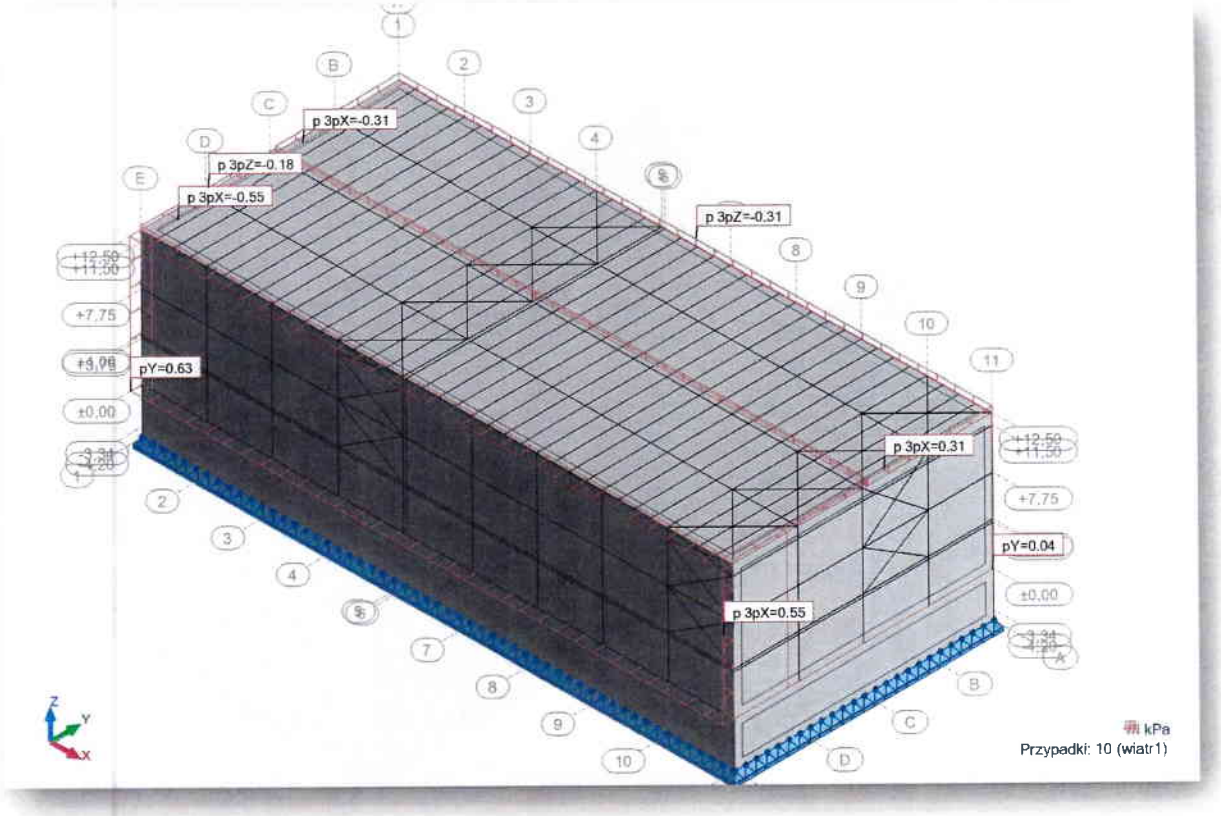
Rys. 42. Obciążenia eksploatacyjne – użytkowe konferencyjne 2 (2 P) – aksonometria



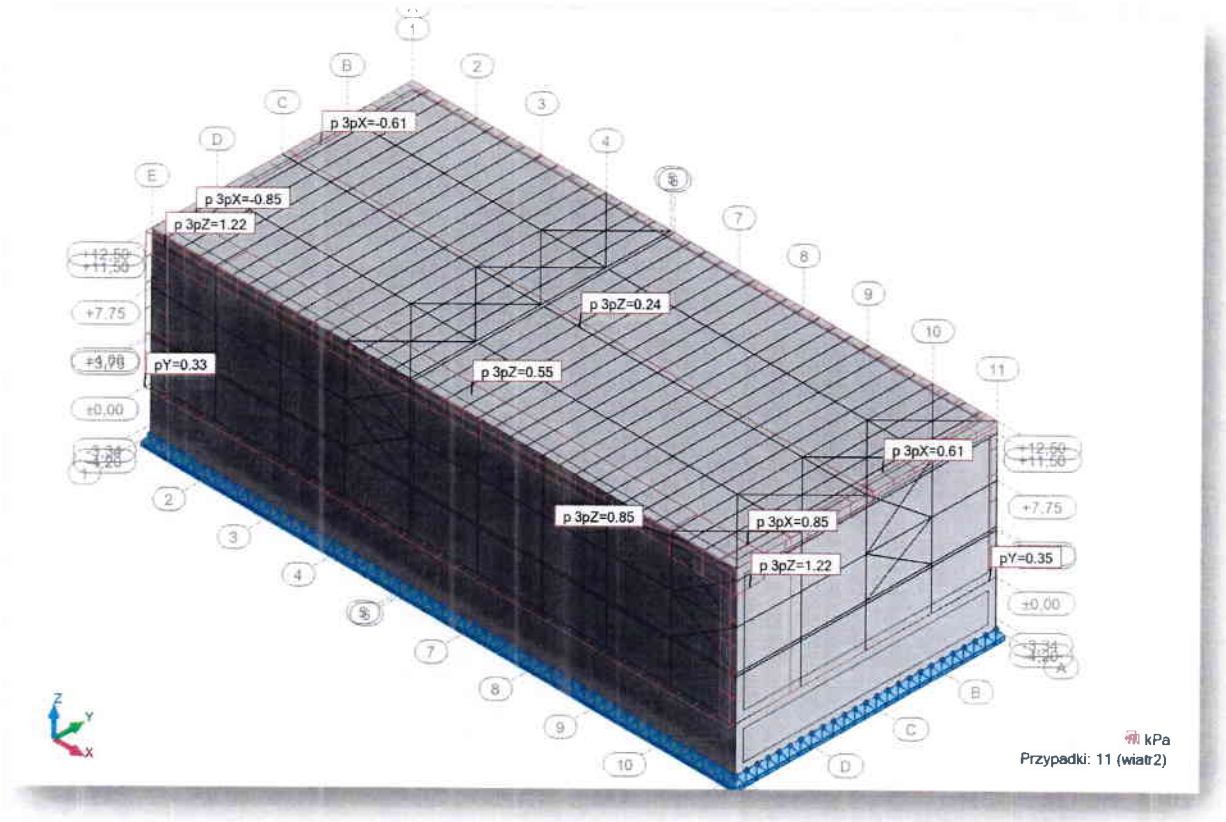
Rys. 43. Obciążenie od instalacji na stropach.



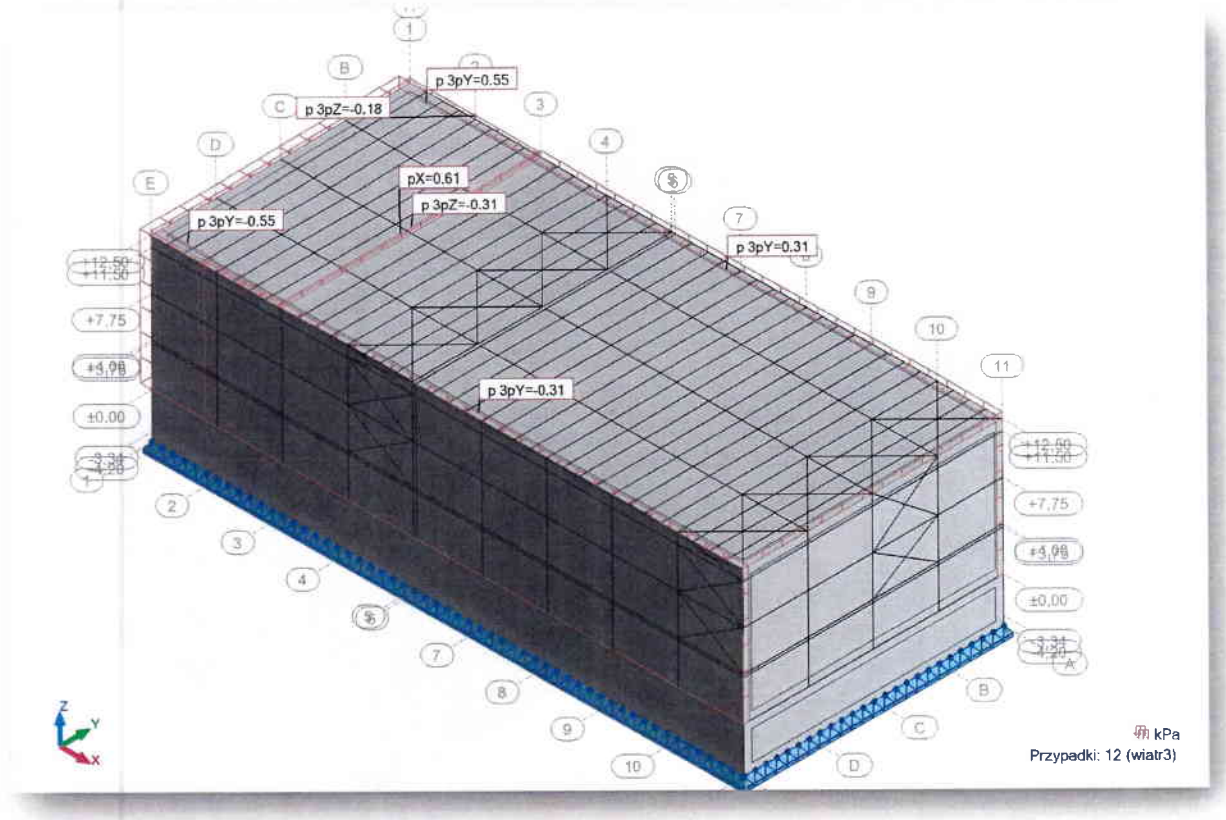
Rys. 44. Obciążenie śniegiem



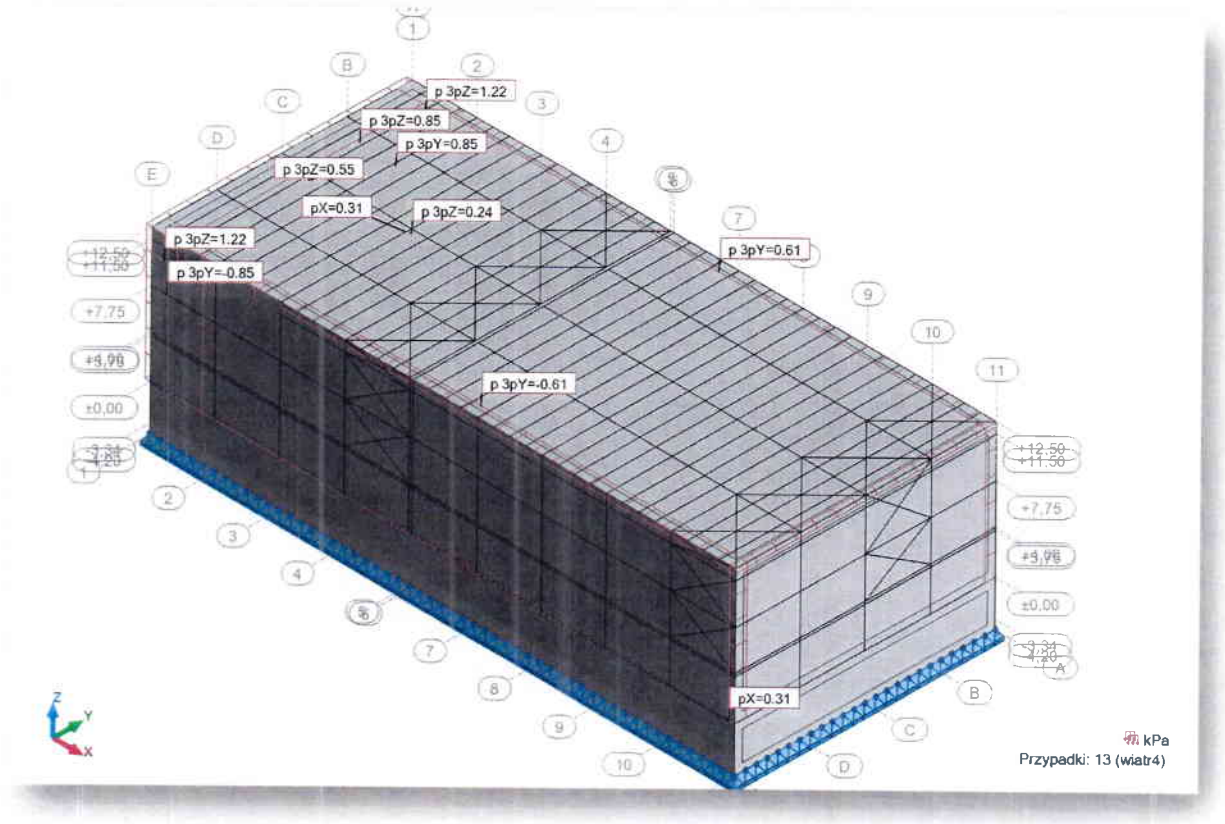
Rys. 45. Obciążenie wiatrem WIATR1



Rys. 46. Obciążenie wiatrem WIATR2



Rys. 47. Obciążenie wiatrem WIATR3

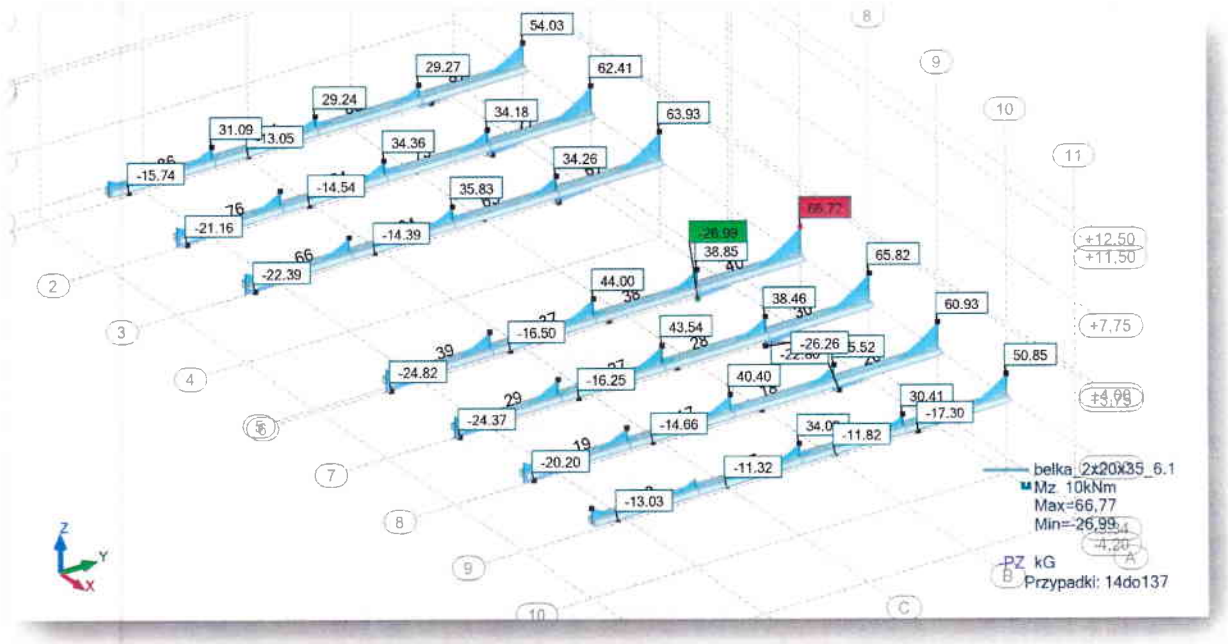


Rys. 48. Obciążenie wiatrem WIATR4

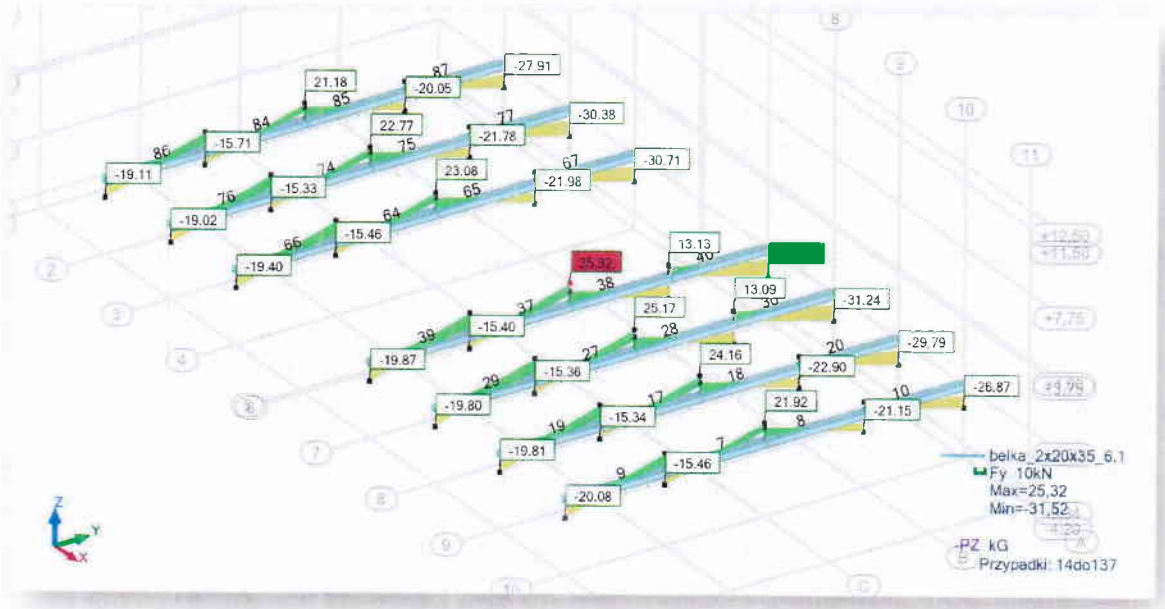
8. Sprawdzenie nośności belek

Ze względu na podniesienie budynku o 2 kondygnacje uległo zwiększeniu obciążenie od wiatru w stosunku do pierwotnej konstrukcji. Co za tym idzie belki spinające w ramach sztywnych znajdujące się w osiach liczbowych przenoszą większe obciążenia – potrzebne jest wtórne przeanalizowanie ich nośności.

8.1. Sprawdzenie nośności o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20



Rys. 49. Obwiednia momentów – belki 6.1



Rys. 50. Obwiednia sił tnących– belki 6.1

8.1.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20 na zginanie

Belka 6.1 -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	66,770	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,155	
	ξ.eff=	0,169	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	·ojednczo zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,05	m
	As1=	5,91	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.1 -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	26,990	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,012	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,062	
	ξ.eff=	0,065	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,02	m
	As1=	2,26	cm^2
Zbrojenie w belce:	6Φ12=	6,79	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.1 -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	35,210	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,018	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,082	
	ξ.eff=	0,085	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,98	cm^2
	Zbrojenie w belce: 4Φ18=	10,18	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.1 -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	11,820	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,027	
	ξ.eff=	0,028	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,01	m
	As1=	0,97	cm^2
	Zbrojenie w belce: 4Φ18=	4,71	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.1 -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	34,000	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,012	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betoı	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,079	
	ξ.eff=	0,082	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	›ojednczo zbrojon'		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,87	cm^2
	Zbrojenie w belce: 6Φ12=	10,18	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.1.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie

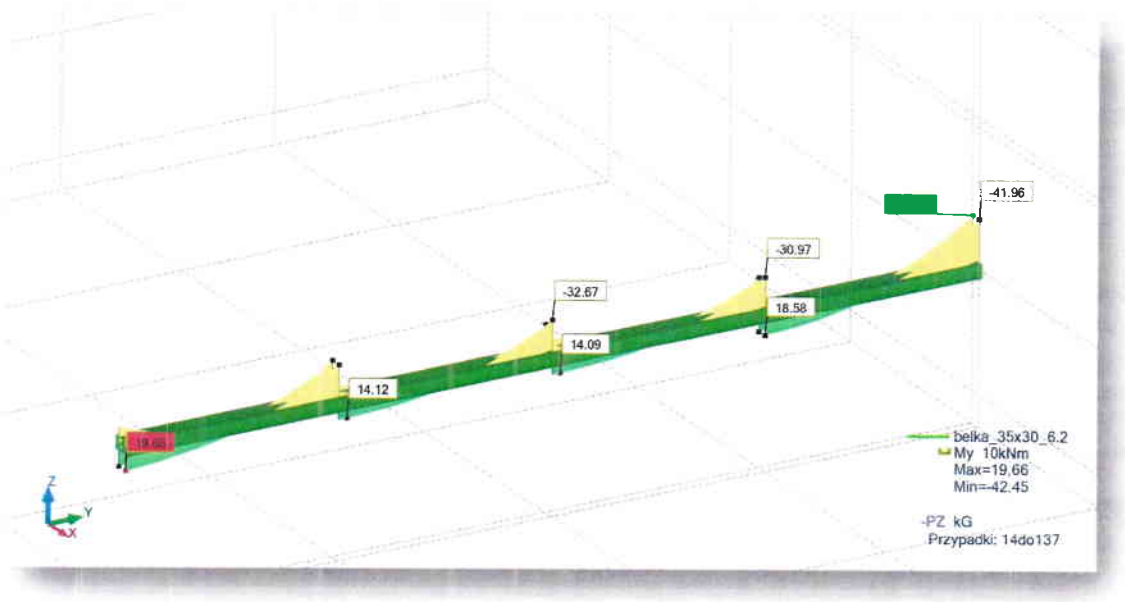
Belka 6.1 -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	31,520	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,002	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	41,937	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79473978	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	36,795	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

Belka 6.1 -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	21,150	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ18=		10,18	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,008	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	62,069	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79474	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	36,795	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

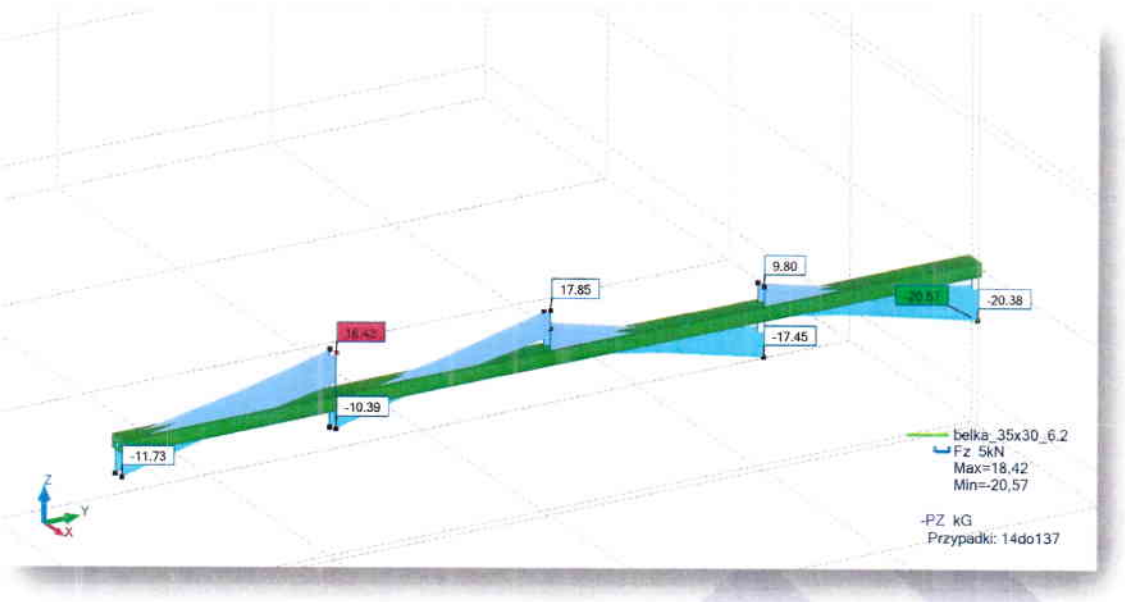
Belka 6.1 -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	25,320	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
	Zbrojenie w belce: 6Φ12=	10,18	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,008	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	62,069	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79474	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1; VRd.c2)=	36,795	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.2. Sprawdzenie nośności o numerze 6.2 o przekroju 35x30



Rys. 51. Obwiednia momentów – belki 6.2



Rys. 52. Obwiednia sił tnących– belki 6.2

8.2.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.2 o przekroju 35x35 na zginanie

Belka 6.2 -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	42,450	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,175	
	ξ.eff=	0,193	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,06	m
	As1=	5,07	cm^2
Zbrojenie w belce:	2Φ10=	1,57	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.2 -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	18,580	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,012	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,076	
	ξ.eff=	0,080	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,09	cm^2
Zbrojenie w belce:	6Φ12=	6,79	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.2 -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	32,130	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,018	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,132	
	ξ.eff=	0,142	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,04	m
	As1=	3,74	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ18=	10,18	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.2 -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	14,130	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,058	
	ξ.eff=	0,060	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,02	m
	As1=	1,57	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ18=	4,71	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 6.2 -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	32,670	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,012	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beto	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,134	
	ξ.eff=	0,145	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz	zbrojon	
	x.eff=d*ξ.eff=	0,05	m
	As1=	3,80	cm^2
Zbrojenie w belce:	6Φ12=	10,18	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.2.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 6.2 o przekroju 35x30 na ścinanie

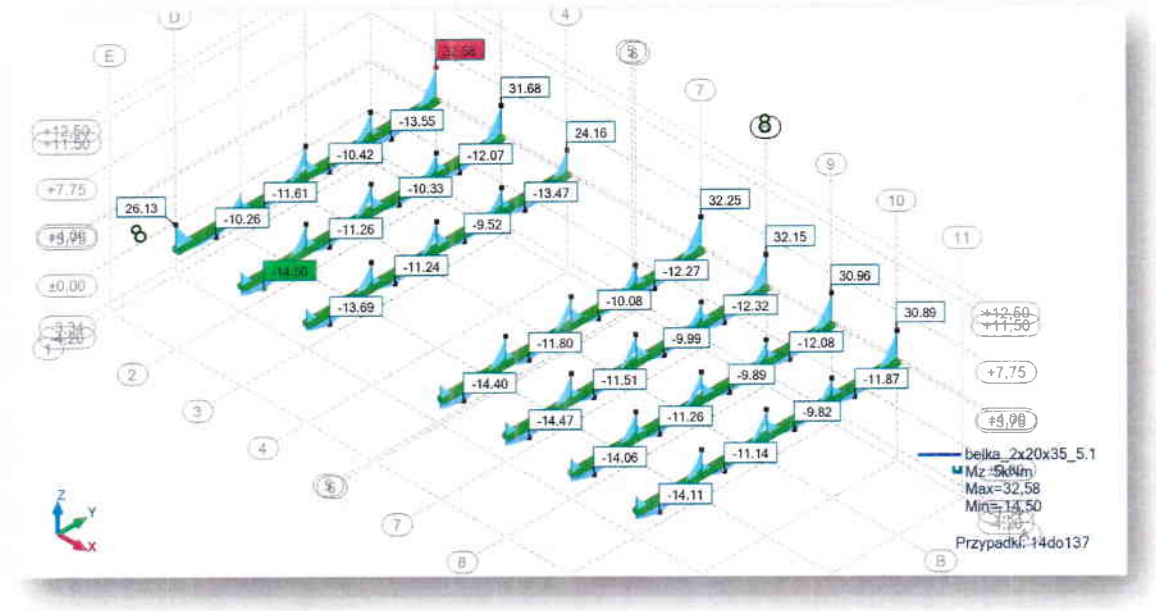
Belka 6.2 -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	20,570	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	2Φ10=	1,57	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,002	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	27,477	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	27,59605483	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	27,477	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**NieWystarczające zbrojenie w belce**		

Belka 6.2 -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	18,420	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ18=		10,18	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,011	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	51,237	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	27,59605	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.	27,596	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

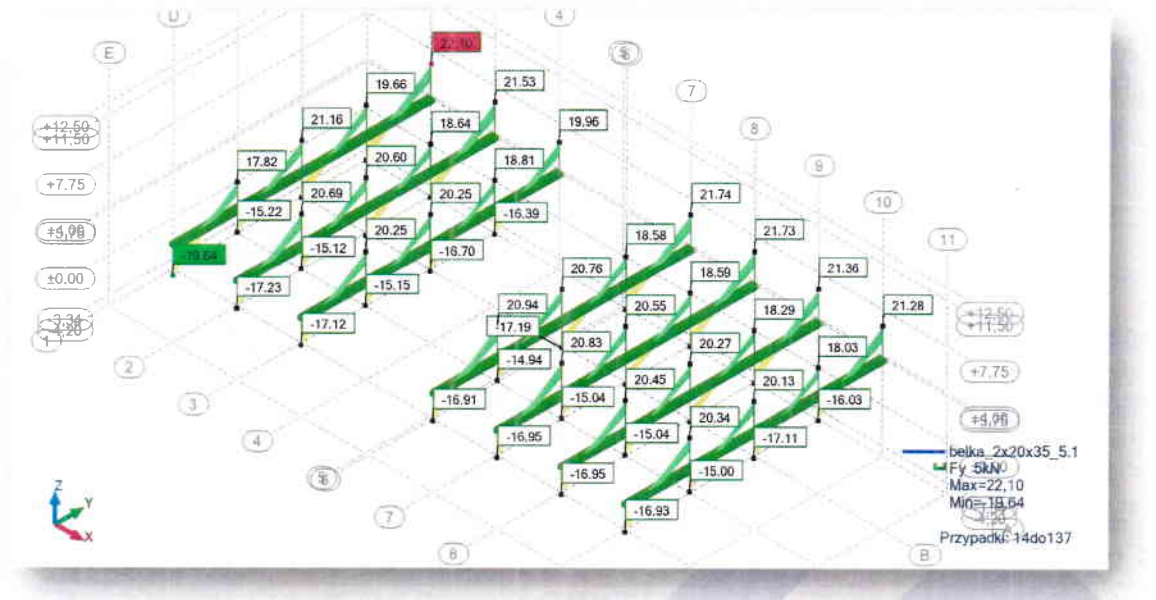
Belka 6.2 -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	17,850	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,300	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 6Φ12=		10,18	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,011	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	51,237	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	27,59605	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;	27,596	kN
	Ved<VRd.	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.3. Sprawdzenie nośności o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20



Rys. 53. Obwiednia momentów – belki 5.1



Rys. 54. Obwiednia sił tnących– belki 5.1

8.3.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na zginanie

Belka 5.1 -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	32,580	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,075	
	ξ.eff=	0,078	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,02	m
	As1=	2,75	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.1 -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	14,480	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,034	
	ξ.eff=	0,034	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,01	m
	As1=	1,19	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.1 -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	24,950	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,058	
	ξ.eff=	0,060	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,02	m
	As1=	2,08	cm^2
Zbrojenie w belce:	6Φ10=	4,71	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.1 -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	11,120	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,026	
	ξ.eff=	0,026	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,01	m
	As1=	0,91	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.1 -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	27,150	kNm
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beto	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,063	
	ξ.eff=	0,065	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojednczo zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,02	m
	As1=	2,27	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.3.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie

Belka 5.1 -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	22,100	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,002	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	41,937	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79473978	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	36,795	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

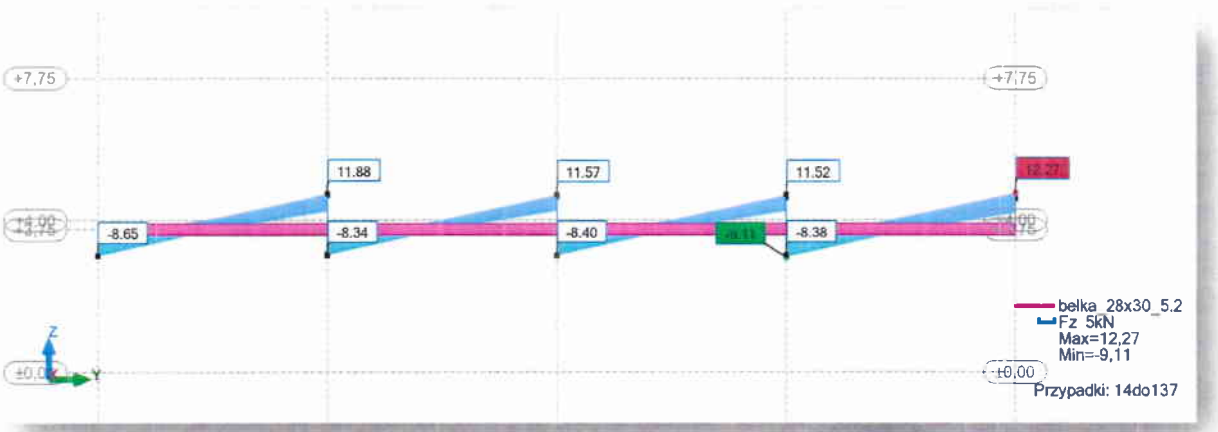
Belka 5.1 -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	19,660	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 6Φ10=		4,71	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	48,006	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79474	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.	36,795	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

Belka 5.1 -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	21,160	kN
b-a=	d=	0,315	m
Szerokość:	b=	0,400	m
Wysokość:	h=	0,350	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,80	-
	ρ=	0,002	-
	υmin=	0,29	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	41,937	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	36,79474	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;	36,795	kN
	Ved<VRd.	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.4. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2 o przekroju 28x30

Rys. 55. Obwiednia momentów – belki 5.2



Rys. 56. Obwiednia sił tnących– belki 5.2

8.4.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na zginanie

Belka 5.2 -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	19,850	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,111	
	ξ.eff=	0,118	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojednczo zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,44	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2 -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	7,830	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,044	
	ξ.eff=	0,045	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,01	m
	As1=	0,93	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2 -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	17,730	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,100	
	ξ.eff=	0,105	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,17	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2 -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	6,120	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Średnica zbrojenia:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,034	
	ξ.eff=	0,035	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojednczo zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,01	m
	As1=	0,72	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Wystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2 -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	17,930	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beton	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,101	
	ξ.eff=	0,106	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	PRAWDA	
	pojedncze zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,03	m
	As1=	2,19	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	Wystarczejace zbrojenie w belce		

SYMETRIA

8.4.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1 o przekroju 2x35x20 na ścinanie

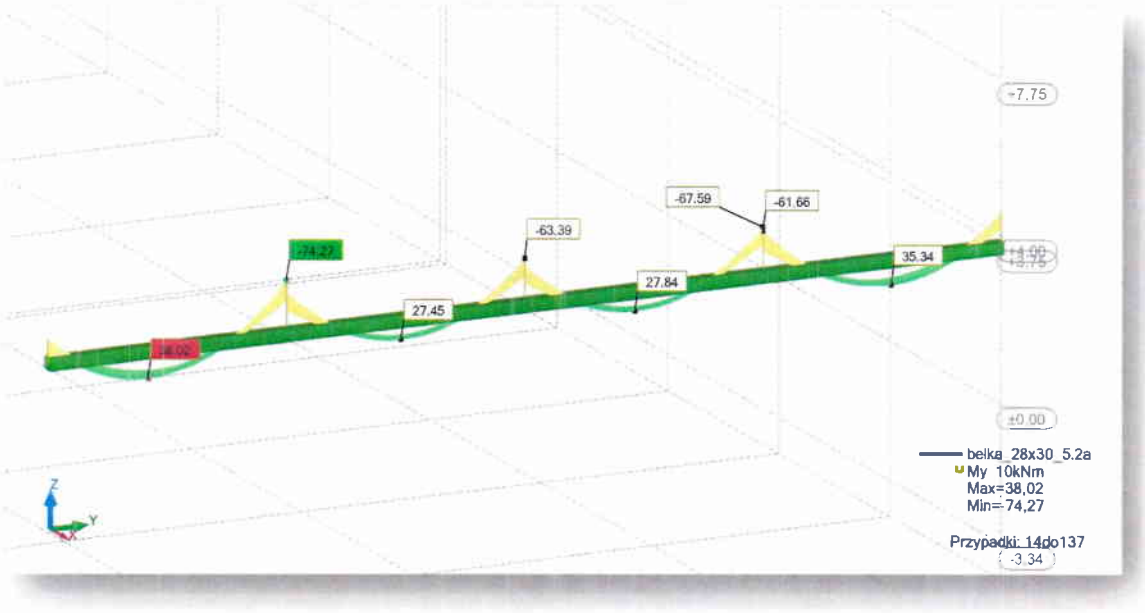
Belka 5.2 -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	12,270	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie	VRd.c2=	22,98198087	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	Wystarczające zbrojenie w belce		

Belka 5.2 -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	11,520	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

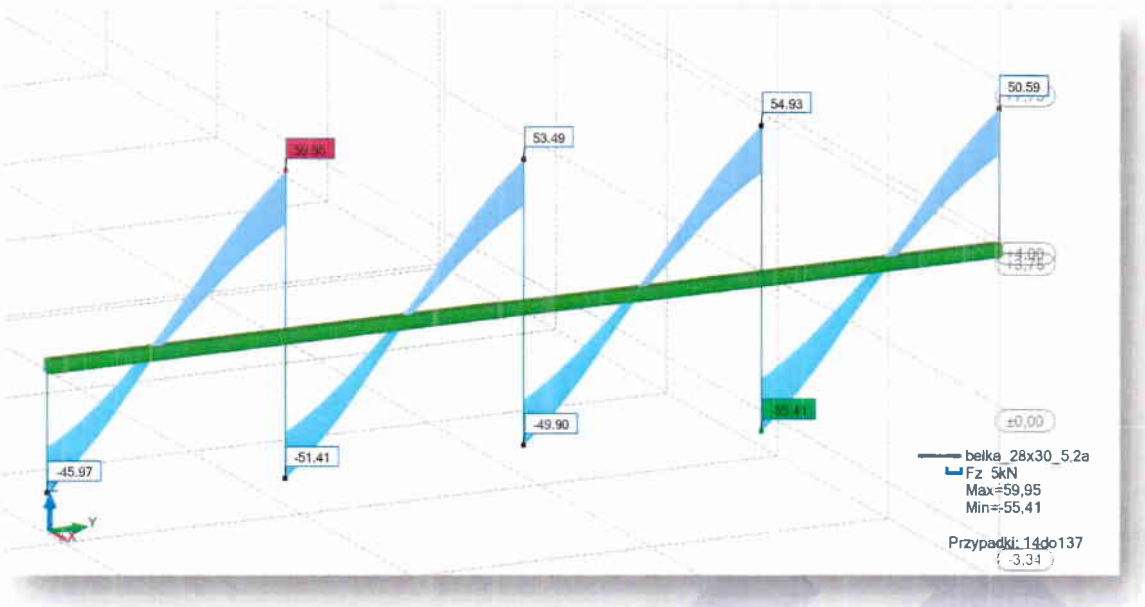
Belka 5.2 -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	11,570	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość beton	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	PRAWDA	
Wniosek:	**Wystarczające zbrojenie w belce**		

SYMETRIA

8.5. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2a o przekroju 30x28



Rys. 57. Obwiednia momentów – belki 5.2a



Rys. 58. Obwiednia sił tnących– belki 5.2a

8.5.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2a o przekroju 30x28 na zginanie

Belka 5.2a -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	45,100	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,253	
	ξ.eff=	0,298	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz0 zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,08	m
	As1=	6,13	cm^2
	Zbrojenie w belce: 4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	38,020	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,213	
	ξ.eff=	0,243	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz0 zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,06	m
	As1=	5,01	cm^2
	Zbrojenie w belce: 6Φ10=	4,71	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	74,270	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,417	
	ξ.eff=	0,593	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**FAŁSZ**	
	Mlim=	70,291	kNm
	deltaM=	3,979	kNm
	As1*=	12,21	cm^2
	As2=	0,56	cm^2
	podwójnie zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,16	m
	As1=	12,77	cm^2
	Zbrojenie w belce: 4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	27,810	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,156	
	ξ.eff=	0,171	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz0 zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,05	m
	As1=	3,52	cm^2
	Zbrojenie w belce: 4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	63,390	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beto	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,356	
	ξ.eff=	0,463	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz	o zbrojon	
	x.eff=d*ξ.eff=	0,12	m
	As1=	9,54	cm^2
Zbrojenie w belce: 2Φ18 +2Φ10=		6,66	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -przęsło C-D			
Moment obliczeniowy:	Med=	27,810	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beto	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,156	
	ξ.eff=	0,171	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz	o zbrojony	
	x.eff=d*ξ.eff=	0,05	m
	As1=	3,52	cm^2
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -oś D			
Moment obliczeniowy:	Med=	74,270	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stal	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość bet	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,417	
	ξ.eff=	0,593	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**FAŁSZ**	
	Mlim=	70,291	kNm
	deltaM=	3,979	kNm
	As1*=	12,21	cm^2
	As2=	0,56	cm^2
	podwójnie zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,16	m
	As1=	12,77	cm^2
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -przęsło D-E			
Moment obliczeniowy:	Med=	38,020	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość bet	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,213	
	ξ.eff=	0,243	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz	o zbrojony	
	x.eff=d*ξ.eff=	0,06	m
	As1=	5,01	cm^2
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2a -oś E			
Moment obliczeniowy:	Med=	45,100	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,253	
	ξ.eff=	0,298	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	›ojednczo zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,08	m
	As1=	6,13	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

8.5.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2a o przekroju 30x28 na ścinanie

Belka 5.2a -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	49,550	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonı	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198087	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	4,239	cm^2
poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	624,184	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.**		

Belka 5.2a -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	58,840	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 2Φ18 +2Φ10=		6,66	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,009	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	39,372	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	1,696	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	249,673	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.**		

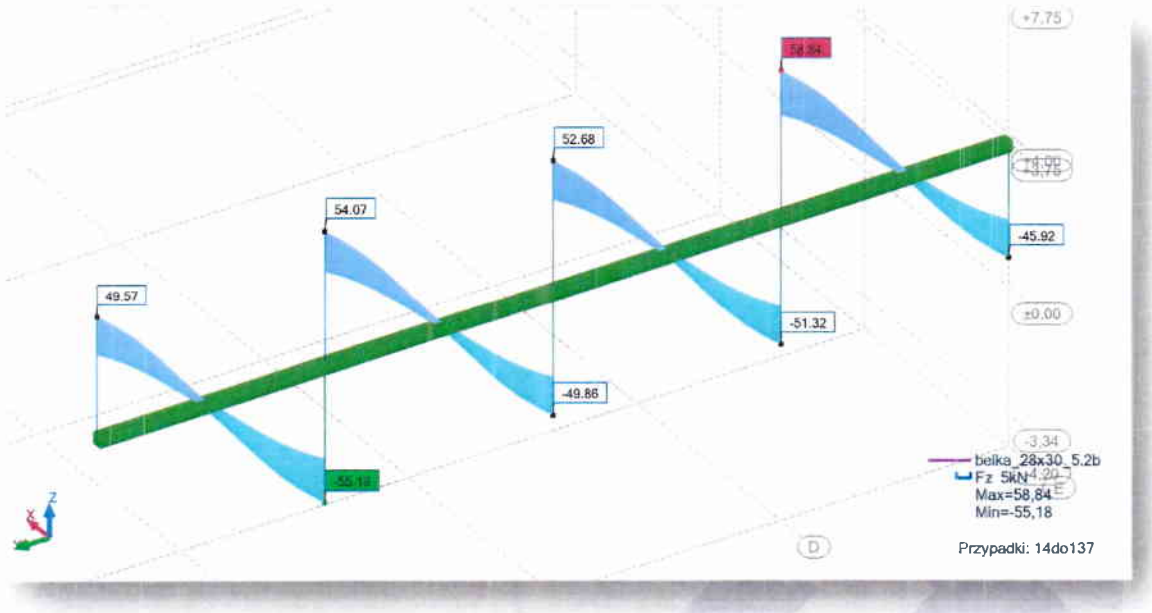
Belka 5.2a -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	52,660	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 2Φ18 +2Φ10=		6,66	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,009	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	39,372	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1; VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	1,978	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	291,286	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest**		

Belka 5.2a -oś D			
siła obliczeniowa:	Ved=	58,840	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	1,696	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	249,673	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.**		

Belka 5.2a -oś E			
siła obliczeniowa:	Ved=	49,550	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	4,239	cm^2
poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	624,184	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.**		

8.6. Sprawdzenie nośności o numerze 5.2b o przekroju 30x28

Rys. 59. Obwiednia momentów – belki 5.2b



Rys. 60. Obwiednia sił tnących– belki 5.2b

8.6.1. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.1a o przekroju 30x28 na zginanie

Belka 5.2b -oś A			
Moment obliczeniowy:	Med=	45,020	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu:	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,253	
	ξ.eff=	0,297	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	ojedncz0 zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,08	m
	As1=	6,12	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2b -przęsło A-B			
Moment obliczeniowy:	Med=	37,260	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,209	
	ξ.eff=	0,237	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz0 zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,06	m
	As1=	4,89	cm^2
Zbrojenie w belce:	6Φ10=	4,71	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2b -oś B			
Moment obliczeniowy:	Med=	71,180	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betor	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,400	
	ξ.eff=	0,552	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz0 zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,15	m
	As1=	11,38	cm^2
Zbrojenie w belce:	2Φ18 +2Φ10=	6,66	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2b -przęsło B-C			
Moment obliczeniowy:	Med=	27,750	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość betonu	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,156	
	ξ.eff=	0,170	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	**PRAWDA**	
	pojedncz0 zbrojony		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,05	m
	As1=	3,51	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	**Niewystarczejace zbrojenie w belce**		

Belka 5.2b -oś C			
Moment obliczeniowy:	Med=	60,960	kNm
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Średnica zbrojenia:	Φ	0,010	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
Obliczeniowa wytrzymałość beto	fcd=	8,571	MPa
Moduł sprężystości	Es=	200,000	Gpa
dla <30MPa	εcu2=	0,004	
	S.c.eff=	0,342	
	ξ.eff=	0,438	
	ξ.eff.lim=	0,555	
	ξ.eff<ξ.eff.lim	PRAWDA	
	ojednczo zbrojon		
	x.eff=d*ξ.eff=	0,12	m
	As1=	9,03	cm^2
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
Wniosek:	Niewystarczejace zbrojenie w belce		

SYMETRIA

8.6.2. Sprawdzenie nośności belek o numerze 5.2b o przekroju 30x28 na ścinanie

Belka 5.2b -oś A			
siła obliczeniowa:	Ved=	49,480	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	4Φ10=	3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198087	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c 1;VRd.c2)=	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	4,239	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	624,184	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.		

Belka 5.2b -oś B			
siła obliczeniowa:	Ved=	58,770	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce:	2Φ18 +2Φ10=	6,66	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,009	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	39,372	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;VRd.	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	1,696	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	249,673	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest wystarczejące.		

Belka 5.2b -oś C			
siła obliczeniowa:	Ved=	52,630	kN
b-a=	d=	0,265	m
Szerokość:	b=	0,280	m
Wysokość:	h=	0,300	m
Odległość środka zbrojenia do krawędzi belki:	a=	0,035	
Charakterystyczna wytrzymałość betonu:	fck=	12,000	MPa
Zbrojenie w belce: 4Φ10=		3,14	cm^2
	CRd.c=	0,13	-
	k=	1,87	-
	ρ=	0,004	-
	υmin=	0,31	-
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c1=	30,643	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c2=	22,98198	kN
Obliczeniowa nośność na ścinanie elementu bez zbrojenie poprzecznego:	VRd.c=min(VRd.c1;	22,982	kN
	Ved<VRd.c	FAŁSZ	
Zbrojenie w belce: 15 Φ6 co 5	Asw=	1,413	cm^2
Obliczeniowa wartość siły poprzecznej, która powstaje, gdy w zbrojeniu na ścinanie osiąga się granice plastyczności	VRd.s=	208,061	kN
Obliczeniowa wytrzymałość stali:	fyd=	308,696	MPa
	VRd.max=	286,200	kN
	VRd.max>Ved	PRAWDA	
Wniosek:	**Krzyżulce betonowe nie ulegną zniszeniu. Zbrojenie w belce jest**		

SYMETRIA

8.7. Wnioski z analizy

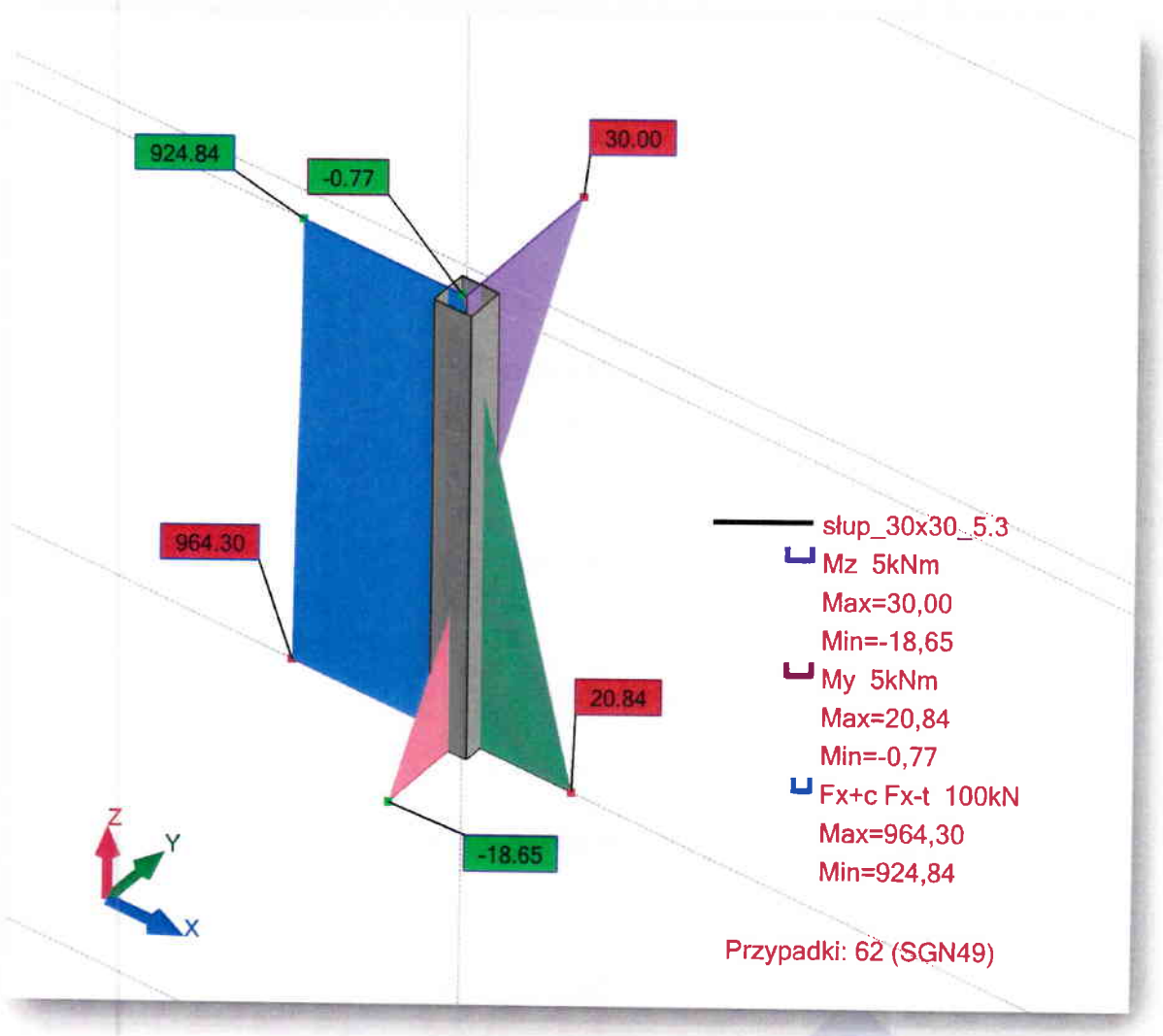
Sprawdzenie nośności belek ram sztywnych znajdujących się w osiach liczbowych konstrukcji wykazuje, że niektóre belki wymagają wzmocnienia w związku z planowaną dwupiętrową nadbudową budynku.

Zebrane wyniki analizy nośności					
	Belka 6.1				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
	Belka 6.2				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
	Belka 5.1				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
	Belka 5.2				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
	Belka 5.2a				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	W.W	W.W	W.W	W.W	W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W
	Belka 5.2b				
	Podpora A	Przęsło A-B	Podpora B	Przęsło B-C	Podpora C
ZGINANIE	W.W	W.W	W.W	W.W	W.W
ŚCINANIE	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W	N.W.W

W.W. - wymaga wzmocnienia
N.W.W. - nie wymaga wzmocnienia

9. Sprawdzenie nośności słupów

9.1. Słup zewnętrzny, środkowy o numerze 5.3- maksymalna siła + odpowiadające momenty



Rys. 61. Wykresy Mz, My oraz Fx dla maksymalnej siły i odpowiadających momentów– słupy 5.3

Dane :

$b := 0.3m$ $h := 0.3m$ $A_c := h \cdot b = 0.09\,m^2$ $c_{nom} := 2.5cm$

$d_z := h - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{14} := 14mm$ $\phi_{20} := 20mm$ $\phi_{25} := 25mm$ $\phi_6 := 6mm$

$d_y := b - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{18} := 18mm$

$a_{1.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{2.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{1.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{2.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$N_{Ed} := 964.30kN$

$M_{Ed.g.z} := 30.00kN \cdot m$ $M_{Ed.d.z} := -18.65kN \cdot m$

$M_{Ed.g.y} := -0.77 \cdot kN \cdot m$ $M_{Ed.d.y} := 20.84 \cdot kN \cdot m$

Stal : 18G2

$f_{yk} := 355MPa$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \cdot MPa$

Beton : C12/15

$f_{ck} := 12MPa$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 8.571 \cdot MPa$

Zbrojenie maksymalne: $A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 3.6 \times 10^{-3}\,m^2$

Zbrojenie minimalne: $A_{s.min} := \max\left(0.002 \cdot A_c, 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 3.124 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku z:

Zrojenie górne: $A_{s1.z} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2 + \pi \cdot \left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2 = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.z} := A_{s1.z} = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.z} := A_{s1.z} + A_{s2.z} = 10.179 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku y:

Zrojenie górne: $A_{s1.y} := 4 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{\Phi_{18}}{2} \right)^2 \right] = 10.179 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.y} := A_{s1.y} = 10.179 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.y} := A_{s1.y} + A_{s2.y} = 20.358 \cdot cm^2$

Smukłość słupa:

$A := 0.7$ $B := 0.3$ $C := 0.3$

$n := \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})} = 1.25$ $\sqrt[2]{n} = 1.118$

$\lambda_{lim} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt[2]{n}} = 1.127$

$l := 3.5m$

$l_o := 0.5 \cdot l = 1.75\,m$

$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

$i_y := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.y} := \frac{l_o}{i_y} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.y} = 1$ **Słup smukły**

Efekty I rzędu:

$\theta_0 := 0.005$

$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{\frac{l_o}{m}}} \right) = 1.512$ $\alpha_h < 1 = 0$

$\alpha_h := 1$

$m := 1$ $\alpha_m := \sqrt[2]{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)} = 1$

$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$

$e_i := \max\left(\frac{l_o}{400}, 2cm, 0.5 \cdot \theta_i \cdot l_o\right) = 0.02\,m$

Kierunek z:

Smukłość słupa:

$I_c := \frac{b^3 \cdot h}{12} = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

$i_z := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.z} := \frac{l_o}{i_z} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.z} = 1$ Słup smukły

Efekty I rzędu:

$M_{Edi} := N_{Ed} \cdot e_i = 19.286 \cdot kNm$

$M_{Ed.I.gz} := M_{Ed.g.z} + M_{Edi} = 49.29 \cdot kNm$ $M_{Ed.I.dz} := M_{Ed.d.z} - M_{Edi} = -37.936 \cdot kNm$

Efekty II rzędu:

zbrojenie : $A_{s.z} = 10.179 \cdot cm^2$

moment bezwładności zbrojenia: $I_s := A_{s1.z} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{1.z}\right)^2 \cdot 2 = 0.00001\,m^4$

moment bezwładności betonu: $I_c = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

stopień zbrojenia: $\rho := \frac{A_{s.z}}{A_c} = 0.011$

$K_s := 0$

$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.2\,m$

$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 \cdot mm$

$\phi := 3.1$ współczynnik pełzania

$$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20MPa}} = 0.775$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.25$$

$$k_2 := \min\left(0.2, n \cdot \frac{\lambda_{s.z}}{170}\right) = 0.149$$

$$K_c := \frac{0.3}{1 + 0.5\phi} = 0.118$$

$$E_{cm} := 27GPa$$

$$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.2} = 2.25 \times 10^{10} Pa \qquad E_s := 200GPa$$

nominlna sztywność $EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.787 \times 10^6 \frac{kg \cdot m^3}{s^2}$

siła krytyczna $N_\beta := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} = 5758.257 \cdot kN \qquad N_\beta > N_{Ed} = 1$

$$\beta := \frac{\pi^2}{8} = 1.234$$

moment ekwiwalentny:

$$M_{0Ed.z} := \max\left(\left|0.6 \cdot M_{Ed.I.gz} + 0.4 \cdot M_{Ed.I.dz}\right|, \left|0.4 \cdot M_{Ed.I.gz}\right|\right) = 19.714\, m \cdot kN \cdot m$$

moment II rzędu: $M_{Ed.II.z} := M_{0Ed.z} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_\beta}{N_{Ed}} + -1}\right) = 24.607\, m \cdot kN \cdot m$

przekrój na dole $M_{Ed.II.z.d} := M_{Ed.I.dz} - 0.5 \cdot M_{Ed.II.z} = -50.239 \cdot kNm$

przekrój na górze $M_{Ed.II.z.g} := M_{Ed.I.gz} - 0.5 \cdot M_{Ed.II.z} = 36.983 \cdot kNm$

przekrój środek $M_{Ed.II.z.s} := \frac{M_{Ed.I.gz} + \left|M_{Ed.I.dz}\right|}{2} + -\left|M_{Ed.I.dz}\right| + M_{Ed.II.z} = 30.282 \cdot kNm$

ostatecznie

$$M_{Ed.II.z} := \max\left(\left|M_{Ed.I.dz}\right|, \left|M_{Ed.I.gz}\right|, \left|M_{Ed.II.z.d}\right|, \left|M_{Ed.II.z.g}\right|, \left|M_{Ed.II.z.s}\right|\right) = 50.239 \cdot kNm$$

Oszacowanie nośności NRD:

$$e_{tot} := \max\left(\frac{M_{Ed.II.z}}{N_{Ed}}, \frac{b}{30}, 2cm\right) = 0.052\,m$$

$$e_{s1} := e_{tot} + 0.5 \cdot h - a_{1.z} = 0.162\,m \qquad e_{s2} := e_{tot} - 0.5 \cdot h + a_{2.z} = -0.058\,m$$

$$B := 1 - \frac{e_{s1}}{d_z} = 0.411$$

$$\mu_{s1} := \frac{A_{s1.z} \cdot e_{s1}}{b \cdot d_z^2} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.131 \qquad \mu_{s2} := \frac{A_{s2.z} \cdot e_{s2}}{b \cdot d_z^2} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = -0.047$$

zakładam ξeff< ξeff.lim, κ=1

$$\xi_{eff.lim} := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.555$$

$$e_{s1} > d_z - a_{1.z} = 0$$

$$\xi_{eff} := B + \sqrt{B^2 + 2 \cdot (\mu_{s1} + \mu_{s2})} = 0.991 \qquad \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0.291$$

$$\xi_{eff} < \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0$$

$$\xi_{eff} < \xi_{eff.lim} = 0$$ zakładam $$\kappa_s := \frac{2 \cdot (1 - \xi_{eff})}{1 - \xi_{eff.lim}} + -1 = -0.959$$

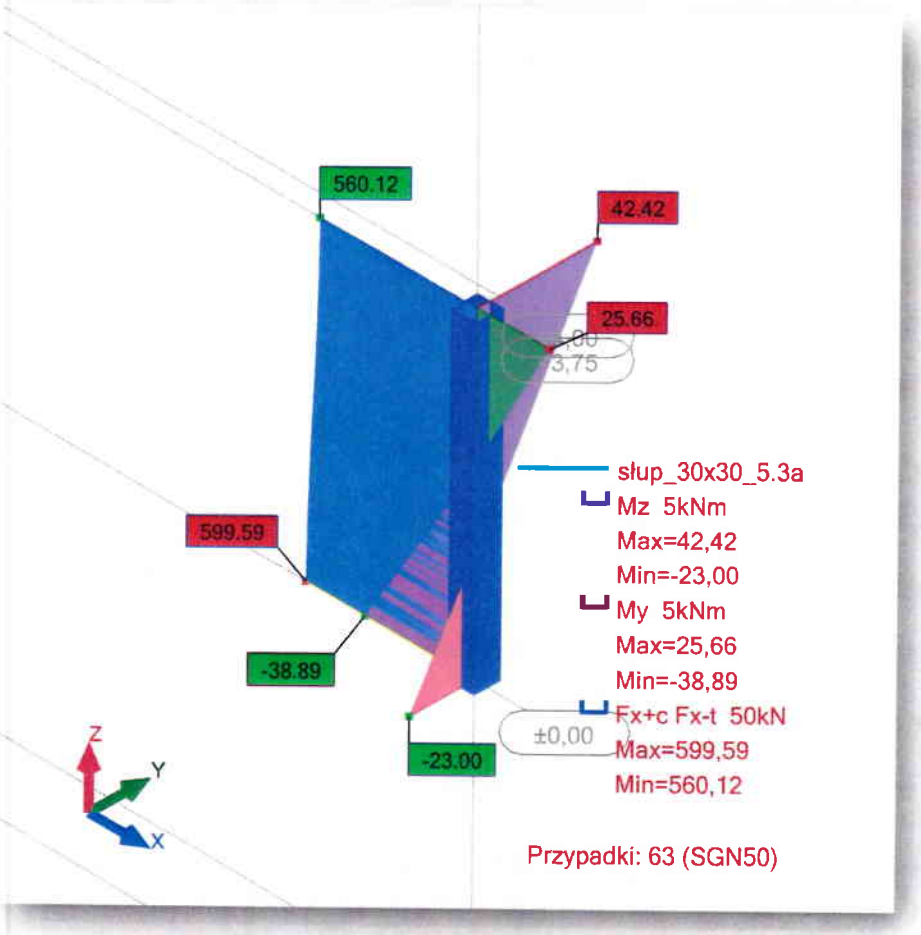
$$C := \frac{2 \cdot \mu_{s1}}{1 - \xi_{eff.lim}} = 0.589$$

$$\xi_{eff} := B - C + \sqrt{(B - C)^2 + 2 \cdot (C - \mu_{s1} - \mu_{s2})} = 0.842$$

$$N_{Rd} := \xi_{eff} \cdot b \cdot d_z \cdot f_{cd} + A_{s1.z} \cdot f_{yd} + -A_{s2.z} \cdot f_{yd} \cdot \kappa_s = 903.298 \cdot kN$$

$N_{Rd} > N_{Ed} = 0$ **nośność nie jest wystarczająca**

9.2. Słup zewnętrzny, skrajny o numerze 5.3a- maksymalna siła + odpowiadające momenty



Rys. 62. Wykresy Mz, My oraz Fx dla maksymalnej siły i odpowiadających momentów– słupy 5.3a

Dane :

$b := 0.3m$ $h := 0.3m$ $A_c := h \cdot b = 0.09\,m^2$ $c_{nom} := 2.5cm$

$d_z := h - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{14} := 14mm$ $\phi_{20} := 20mm$ $\phi_{25} := 25mm$ $\phi_6 := 6mm$

$d_y := b - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{18} := 18mm$

$a_{1.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{25} = 0.044\,m$

$a_{2.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{25} = 0.044\,m$

$a_{1.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{14} = 0.038\,m$

$a_{2.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{25} = 0.044\,m$

$N_{Ed} := 599.59kN$

$M_{Ed.g.z} := 42.42kN \cdot m$ $M_{Ed.d.z} := -23.00kN \cdot m$

$M_{Ed.g.y} := 25.66 \cdot kN \cdot m$ $M_{Ed.d.y} := -38.89 \cdot kN \cdot m$

Stal : 18G2

$f_{yk} := 355MPa$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \cdot MPa$

Beton : C12/15

$f_{ck} := 12MPa$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 8.571 \cdot MPa$

Zbrojenie maksymalne: $A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 3.6 \times 10^{-3}\,m^2$

Zbrojenie minimalne: $A_{s.min} := \max\left(0.002 \cdot A_c, 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 1.942 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku z:

Zrojenie górne: $A_{s1.z} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{14}}{2}\right)^2 + \pi \cdot \left(\frac{\phi_{25}}{2}\right)^2 = 6.448 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.z} := A_{s1.z} = 6.448 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.z} := A_{s1.z} + A_{s2.z} = 12.896 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku y:

Zrojenie górne: $A_{s1.y} := 2\cdot\left[\pi\cdot\left(\frac{\Phi_{14}}{2}\right)^2\right] = 3.079\cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.y} := 2\cdot\left[\pi\cdot\left(\frac{\Phi_{25}}{2}\right)^2 + \pi\cdot\left(\frac{\Phi_{18}}{2}\right)^2\right] = 14.907\cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.y} := A_{s1.y} + A_{s2.y} = 17.986\cdot cm^2$

Smukłość słupa:

$A := 0.7$ $B := 0.3$ $C := 0.3$

$n := \frac{N_{Ed}}{(A_c\cdot f_{cd})} = 0.777$ $\sqrt[2]{n} = 0.882$

$\lambda_{lim} := \frac{20\cdot A\cdot B\cdot C}{\sqrt[2]{n}} = 1.429$

$l := 3.5m$

$l_o := 0.5\cdot l = 1.75\,m$

$I_c := \frac{b\cdot h^3}{12} = 6.75\times 10^{-4}\,m^4$

$i_y := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.y} := \frac{l_o}{i_y} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.y} = 1$ Słup smukły

Efekty I rzędu:

$\theta_0 := 0.005$

$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{\frac{l_o}{m}}}\right) = 1.512$ $\alpha_h < 1 = 0$

$\alpha_h := 1$

$m := 1$ $\alpha_m := \sqrt[2]{0.5\cdot\left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 1$

$\theta_l := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$

$e_i := \max\left(\frac{l_o}{400}, 2cm, 0.5 \cdot \theta_l \cdot l_o\right) = 0.02\,m$

Kierunek y:

Efekty I rzędu:

$M_{Edi} := N_{Ed} \cdot e_i = 11.992 \cdot kNm$

$M_{Ed.I.gy} := M_{Ed.g.y} + M_{Edi} = 37.65 \cdot kNm$ $\qquad M_{Ed.I.dy} := M_{Ed.d.y} - M_{Edi} = -50.882 \cdot kNm$

Efekty II rzędu:

zbrojenie : $A_{s.y} = 17.986 \cdot cm^2$

moment bezwładności zbrojenia: $I_s := A_{s1.y} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{1.y}\right)^2 \cdot 2 = 0.00001\,m^4$

moment bezwładności betonu: $I_c = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

stopień zbrojenia: $\rho := \frac{A_{s.y}}{A_c} = 0.02$

$K_s := 0$

$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.2\,m$

$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 \cdot mm$

$\phi := 3.1$ współczynnik pełzania

$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20MPa}} = 0.775$

$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.777$

$k_2 := \min\left(0.2, n \cdot \frac{\lambda_{s.y}}{170}\right) = 0.092$

$K_c := \frac{0.3}{1 + 0.5\phi} = 0.118$

$E_{cm} := 27GPa$

$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.2} = 2.25 \times 10^{10} Pa$ $\qquad E_s := 200GPa$

nominlna sztywność $\qquad EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.787 \times 10^6 \frac{kg \cdot m^3}{s^2}$

siła krytyczna $\qquad N_\beta := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} = 5758.257 \cdot kN$ $\qquad N_\beta > N_{Ed} = 1$

$\beta := \frac{\pi^2}{8} = 1.234$

moment ekwiwalentny:

$M_{0Ed.y} := \max(|0.6 \cdot M_{Ed.I.dy} + 0.4 \cdot M_{Ed.I.gy}|, |0.4 \cdot M_{Ed.I.dy}|) = 20.353\, m \cdot kN \cdot m$

moment II rzędu: $\qquad M_{Ed.II.y} := M_{0Ed.y} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_\beta}{N_{Ed}} + -1}\right) = 23.271 \cdot kNm$

przekrój na dole $\qquad M_{Ed.II.y.d} := M_{Ed.I.dy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = -39.246 \cdot kNm$

przekrój na górze $\qquad M_{Ed.II.y.g} := M_{Ed.I.gy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = 49.287 \cdot kNm$

przekrój środek $\qquad M_{Ed.II.y.s} := \frac{M_{Ed.I.dy} - M_{Ed.I.gy}}{2} + M_{Ed.I.gy} - M_{Ed.II.y} = -29.886 \cdot kNm$

ostatecznie

$M_{Ed.II.y} := \max(|M_{Ed.I.dy}|, |M_{Ed.I.gy}|, |M_{Ed.II.y.d}|, |M_{Ed.II.y.g}|, |M_{Ed.II.y.s}|) = 50.882 \cdot kNm$

Oszacowanie nośności NRD:

$e_{tot} := \max\left(\frac{M_{Ed.II.y}}{N_{Ed}}, \frac{b}{30}, 2cm\right) = 0.085\, m$

$e_{s1} := e_{tot} + 0.5 \cdot h - a_{1.y} = 0.197\, m$ $\qquad e_{s2} := e_{tot} - 0.5 \cdot h + a_{2.y} = -0.022\, m$

$B := 1 - \frac{e_{s1}}{d_y} = 0.284$

$$\mu_{s1} := \frac{A_{s1.y} \cdot e_{s1}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.096 \qquad \mu_{s2} := \frac{A_{s2.y} \cdot e_{s2}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = -0.051$$

zakładam ξeff< ξeff.lim, κ=1

$$\xi_{eff.lim} := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.555$$

$$e_{s1} > d_y - a_{2.y} = 0$$

$$\xi_{eff} := B + \sqrt{B^2 + 2 \cdot (\mu_{s1} + \mu_{s2})} = 0.697 \qquad \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0.316$$

$$\xi_{eff} < \frac{2 \cdot a_{2.y}}{d_y} = 0$$

$$\xi_{eff} < \xi_{eff.lim} = 0$$ zakładam $$\kappa_s := \frac{2 \cdot (1 - \xi_{eff})}{1 - \xi_{eff.lim}} + -1 = 0.361$$

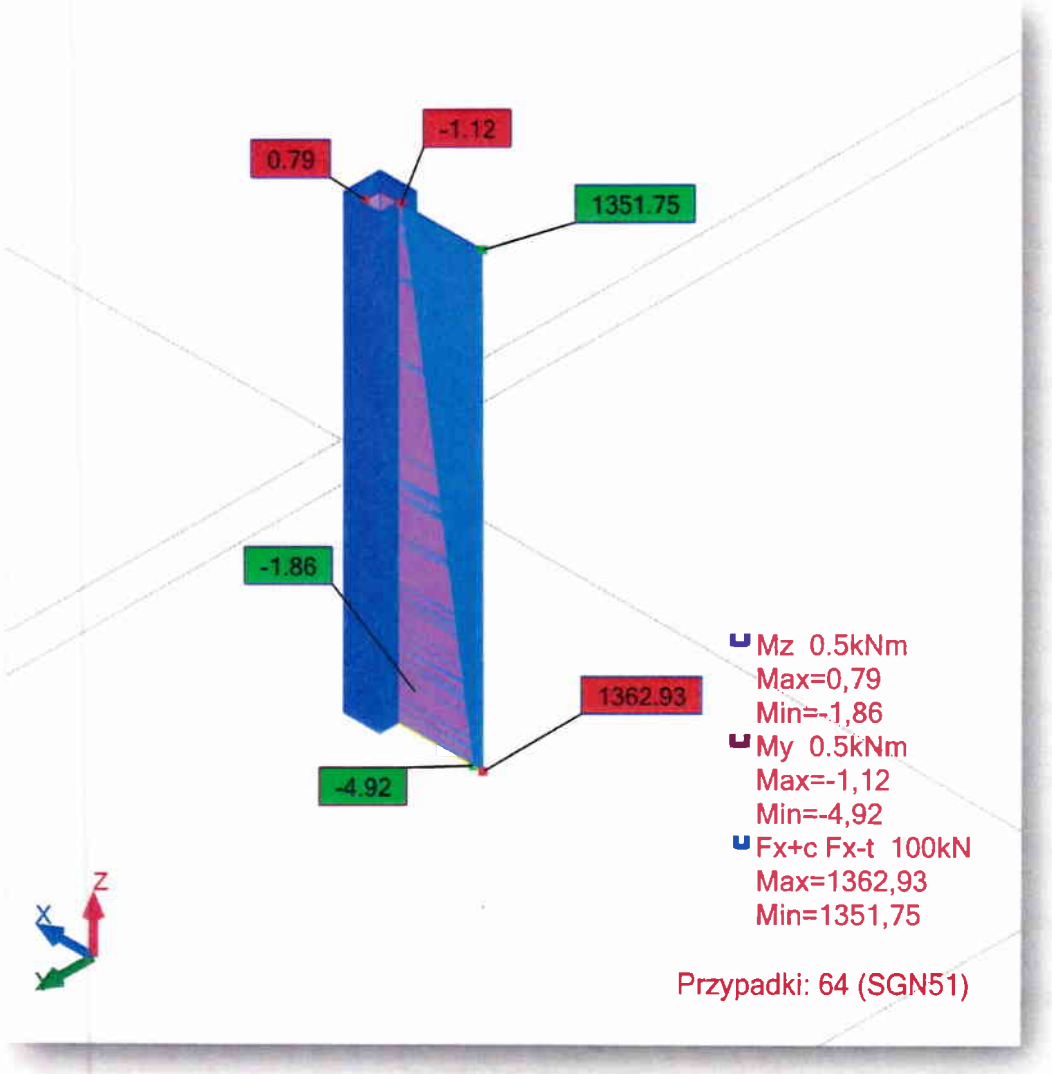
$$C := \frac{2 \cdot \mu_{s1}}{1 - \xi_{eff.lim}} = 0.433$$

$$\xi_{eff} := B - C + \sqrt{(B - C)^2 + 2 \cdot (C - \mu_{s1} - \mu_{s2})} = 0.744$$

$$N_{Rd} := \xi_{eff} \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} + A_{s1.y} \cdot f_{yd} + -A_{s2.y} \cdot f_{yd} \cdot \kappa_s = 455.459 \cdot kN$$

$N_{Rd} > N_{Ed} = 0$ **nośność nie jest wystarczająca**

9.3. Słup wewnętrzny, środkowy o numerze 5.4- maksymalna siła + odpowiadające momenty



Rys. 63. Wykresy Mz, My oraz Fx dla maksymalnej siły i odpowiadających momentów– słupy 5.4

Dane :

$b := 0.3m$ $h := 0.3m$ $A_c := h \cdot b = 0.09\,m^2$ $c_{nom} := 2.5cm$

$d_z := h - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{14} := 14mm$ $\phi_{20} := 20mm$ $\phi_{25} := 25mm$ $\phi_6 := 6mm$

$d_y := b - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{18} := 18mm$

$a_{1.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{2.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{1.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{2.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$N_{Ed} := 1362.93kN$

$M_{Ed.g.z} := 0.79kN \cdot m$ $M_{Ed.d.z} := -1.86kN \cdot m$

$M_{Ed.g.y} := -1.12 \cdot kN \cdot m$ $M_{Ed.d.y} := -4.92 \cdot kN \cdot m$

Stal : 18G2

$f_{yk} := 355MPa$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \cdot MPa$

Beton : C12/15

$f_{ck} := 12MPa$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 8.571 \cdot MPa$

Zbrojenie maksymalne: $A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 3.6 \times 10^{-3}\,m^2$

Zbrojenie minimalne: $A_{s.min} := \max\left(0.002 \cdot A_c, 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 4.415 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku z:

Zrojenie górne: $A_{s1.z} := 2\pi \cdot \left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2 = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.z} := A_{s1.z} = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.z} := A_{s1.z} + A_{s2.z} = 10.179 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku y:

Zrojenie górne: $A_{s1.y} := 2\pi \cdot \left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2 = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.y} := A_{s1.z} = 5.089 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.y} := A_{s1.y} + A_{s2.y} = 10.179 \cdot cm^2$

Smukłość słupa:

$A := 0.7$ $B := 0.3$ $C := 0.3$

$n := \frac{N_{Ed}}{(A_c \cdot f_{cd})} = 1.767$ $\sqrt[2]{n} = 1.329$

$\lambda_{lim} := \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt[2]{n}} = 0.948$

$l := 3.5m$

$l_o := 0.5 \cdot l = 1.75\,m$

$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4} m^4$

$i_y := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.y} := \frac{l_o}{i_y} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.y} = 1$ Słup smukły

Efekty I rzędu:

$\theta_0 := 0.005$

$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{\frac{l_o}{m}}}\right) = 1.512$ $\alpha_h < 1 = 0$

$\alpha_h := 1$

$m := 1$ $\alpha_m := \sqrt[2]{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 1$

$\theta_l := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$

$e_i := \max\left(\frac{l_o}{400}, 2cm, 0.5 \cdot \theta_l \cdot l_o\right) = 0.02\,m$

Kierunek y:

Efekty I rzędu:

$M_{Edi} := N_{Ed} \cdot e_i = 27.259 \cdot kNm$

$M_{Ed.I.gy} := M_{Ed.g.y} - M_{Edi} = -28.38 \cdot kNm$ $\quad M_{Ed.I.dy} := M_{Ed.d.y} - M_{Edi} = -32.179 \cdot kNm$

Efekty II rzędu:

zbrojenie : $A_{s.y} = 10.179 \cdot cm^2$

moment bezwładności zbrojenia: $I_s := A_{s1.y} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{1.y}\right)^2 \cdot 2 = 0.00001\,m^4$

moment bezwładności betonu: $I_c = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

stopień zbrojenia: $\rho := \frac{A_{s.y}}{A_c} = 0.011$

$K_s := 0$

$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.2\,m$

$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 \cdot mm$

$\phi := 3.1$ współczynnik pełzania

$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20MPa}} = 0.775$

$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.767$

$k_2 := \min\left(0.2, n \cdot \frac{\lambda_{s.y}}{170}\right) = 0.2$

$K_c := \frac{0.3}{1 + 0.5\phi} = 0.118$

$E_{cm} := 27GPa$

$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.2} = 2.25 \times 10^{10} Pa$ $\qquad E_s := 200GPa$

nominlna sztywność $\qquad EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.787 \times 10^6 \frac{kg \cdot m^3}{s^2}$

siła krytyczna $\qquad N_\beta := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} = 5758.257 \cdot kN$ $\qquad N_\beta > N_{Ed} = 1$

$\beta := \frac{\pi^2}{8} = 1.234$

moment ekwiwalentny:

$M_{0Ed.y} := \max(|0.6 \cdot M_{Ed.I.dy} + 0.4 \cdot M_{Ed.I.gy}| \cdot |0.4 \cdot M_{Ed.I.dy}|) = 30.659\, m \cdot kN \cdot m$

moment II rzędu: $\qquad M_{Ed.II.y} := M_{0Ed.y} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_\beta}{N_{Ed}} + -1}\right) = 42.387 \cdot kNm$

przekrój na dole $\qquad M_{Ed.II.y.d} := M_{Ed.I.dy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = -10.985 \cdot kNm$

przekrój na górze $\qquad M_{Ed.II.y.g} := M_{Ed.I.gy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = -7.185 \cdot kNm$

przekrój środek $\qquad M_{Ed.II.y.s} := \frac{M_{Ed.I.dy} + M_{Ed.I.gy}}{2} + -M_{Ed.II.y} = -72.666 \cdot kNm$

ostatecznie

$M_{Ed.II.y} := \max(|M_{Ed.I.dy}| \cdot |M_{Ed.I.gy}| \cdot |M_{Ed.II.y.d}| \cdot |M_{Ed.II.y.g}| \cdot |M_{Ed.II.y.s}|) = 72.666 \cdot kNm$

Oszacowanie nośności NRD:

$e_{tot} := \max\left(\frac{M_{Ed.II.y}}{N_{Ed}}, \frac{b}{30}, 2cm\right) = 0.053\, m$

$e_{s1} := e_{tot} + 0.5 \cdot h - a_{1.y} = 0.163\, m$ $\qquad e_{s2} := e_{tot} - 0.5 \cdot h + a_{2.y} = -0.057\, m$

$B := 1 - \frac{e_{s1}}{d_y} = 0.406$

$$\mu_{s1} := \frac{A_{s1.y} \cdot e_{s1}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.132 \qquad \mu_{s2} := \frac{A_{s2.y} \cdot e_{s2}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = -0.046$$

zakładam ξeff< ξeff.lim, κ=1

$$\xi_{eff.lim} := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.555$$

$$e_{s1} > d_y - a_{2.y} = 0$$

$$\xi_{eff} := B + \sqrt{B^2 + 2 \cdot (\mu_{s1} + \mu_{s2})} = 0.987 \qquad \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0.291$$

$$\xi_{eff} < \frac{2 \cdot a_{2.y}}{d_y} = 0$$

$$\xi_{eff} < \xi_{eff.lim} = 0$$ zakładam $$\kappa_s := \frac{2 \cdot (1 - \xi_{eff})}{1 - \xi_{eff.lim}} + -1 = -0.941$$

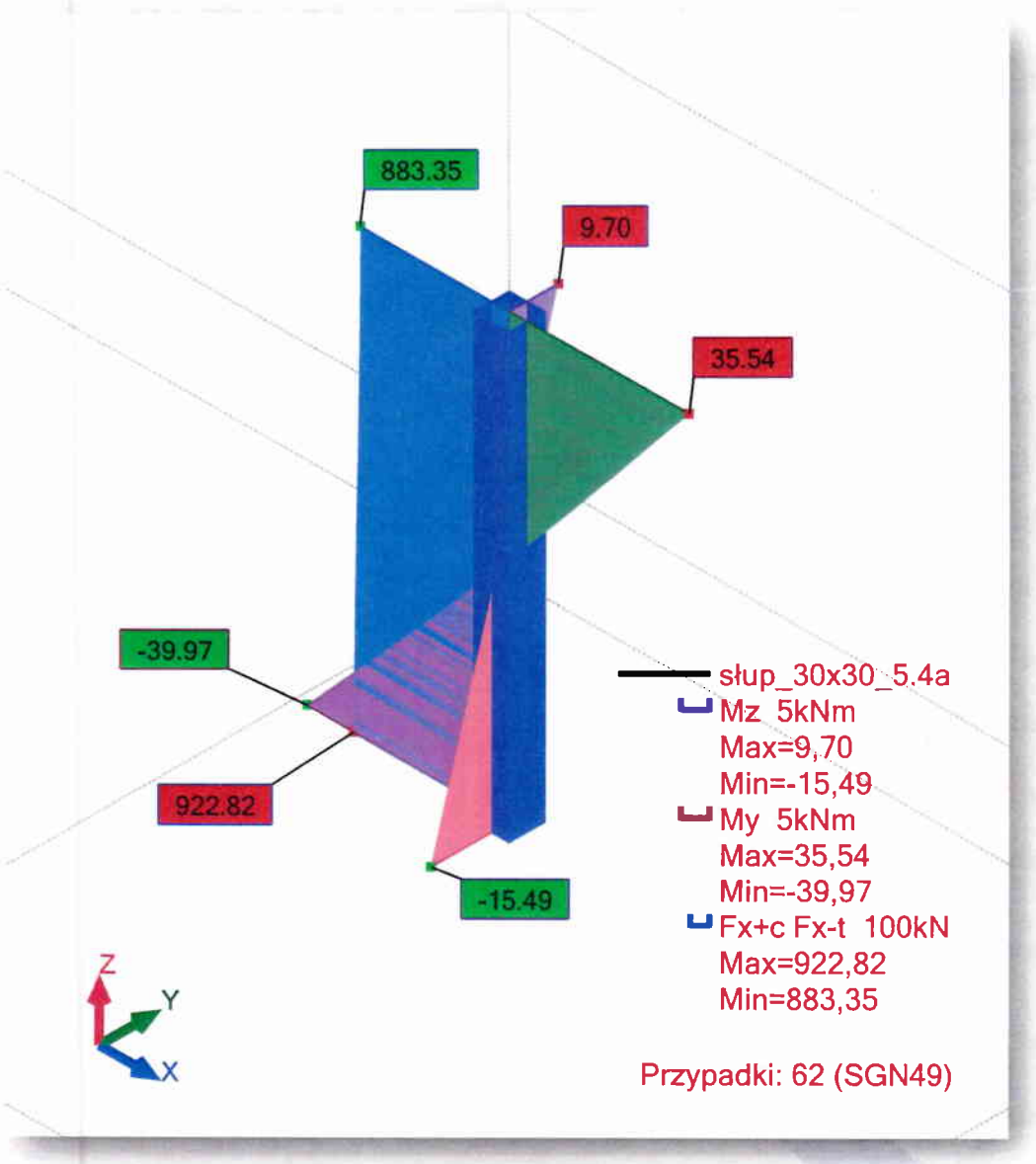
$$C := \frac{2 \cdot \mu_{s1}}{1 - \xi_{eff.lim}} = 0.593$$

$$\xi_{eff} := B - C + \sqrt{(B - C)^2 + 2 \cdot (C - \mu_{s1} - \mu_{s2})} = 0.837$$

$$N_{Rd} := \xi_{eff} \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} + A_{s1.y} \cdot f_{yd} + -A_{s2.y} \cdot f_{yd} \cdot \kappa_s = 896.929 \cdot kN$$

$$N_{Rd} > N_{Ed} = 0$$ **nośność nie jest wystarczająca**

9.4. Słup wewnętrzny, skrajny o numerze 5.4a- maksymalna siła + odpowiadające momenty



Rys. 64. Wykresy Mz, My oraz Fx dla maksymalnej siły i odpowiadających momentów– słupy 5.4a

Dane :

$b := 0.3m$ $h := 0.3m$ $A_c := h \cdot b = 0.09\,m^2$ $c_{nom} := 2.5cm$

$d_z := h - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{14} := 14mm$ $\phi_{20} := 20mm$ $\phi_{25} := 25mm$ $\phi_6 := 6mm$

$d_y := b - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{18} := 18mm$

$a_{1.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{2.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$a_{1.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{14} = 0.038\,m$

$a_{2.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{18} = 0.04\,m$

$N_{Ed} := 922.82kN$

$M_{Ed.g.z} := 9.70kN \cdot m$ $M_{Ed.d.z} := -15.49kN \cdot m$

$M_{Ed.g.y} := -35.54 \cdot kN \cdot m$ $M_{Ed.d.y} := -39.97 \cdot kN \cdot m$

Stal : 18G2

$f_{yk} := 355MPa$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \cdot MPa$

Beton : C12/15

$f_{ck} := 12MPa$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 8.571 \cdot MPa$

Zbrojenie maksymalne: $A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 3.6 \times 10^{-3}\,m^2$

Zbrojenie minimalne: $A_{s.min} := \max\left(0.002 \cdot A_c, 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 2.989 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku z:

Zrojenie górne: $A_{s1.z} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{14}}{2}\right)^2 + \pi \cdot \left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2 = 4.084 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.z} := A_{s1.z} = 4.084 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.z} := A_{s1.z} + A_{s2.z} = 8.168 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku y:

Zrojenie górne: $A_{s1.y} := 2\cdot\left[\pi\cdot\left(\frac{\phi_{14}}{2}\right)^2\right] = 3.079\cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.y} := 4\cdot\left[\pi\cdot\left(\frac{\phi_{18}}{2}\right)^2\right] = 10.179\cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.y} := A_{s1.y} + A_{s2.y} = 13.258\cdot cm^2$

Smukłość słupa:

$A := 0.7$ $B := 0.3$ $C := 0.3$

$n := \frac{N_{Ed}}{(A_c\cdot f_{cd})} = 1.196$ $\sqrt[2]{n} = 1.094$

$\lambda_{lim} := \frac{20\cdot A\cdot B\cdot C}{\sqrt[2]{n}} = 1.152$

$l := 3.5m$

$l_o := 0.5\cdot l = 1.75\,m$

$I_c := \frac{b\cdot h^3}{12} = 6.75\times 10^{-4}\,m^4$

$i_y := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.y} := \frac{l_o}{i_y} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.y} = 1$ Słup smukły

Efekty I rzędu:

$\theta_0 := 0.005$

$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{\frac{l_o}{m}}}\right) = 1.512$ $\alpha_h < 1 = 0$

$\alpha_h := 1$

$m := 1$ $\alpha_m := \sqrt[2]{0.5\cdot\left(1+\frac{1}{m}\right)} = 1$

$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$

$e_i := \max\left(\frac{l_o}{400}, 2cm, 0.5 \cdot \theta_i \cdot l_o\right) = 0.02\,m$

Kierunek y:

Efekty I rzędu:

$M_{Edi} := N_{Ed} \cdot e_i = 18.456 \cdot kNm$

$M_{Ed.I.gy} := M_{Ed.g.y} + M_{Edi} = -17.08 \cdot kNm$ $\quad M_{Ed.I.dy} := M_{Ed.d.y} - M_{Edi} = -58.426 \cdot kNm$

Efekty II rzędu:

zbrojenie : $A_{s.y} = 13.258 \cdot cm^2$

moment bezwładności zbrojenia: $I_s := A_{s1.y} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{1.y}\right)^2 \cdot 2 = 0.00001\,m^4$

moment bezwładności betonu: $I_c = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

stopień zbrojenia: $\rho := \frac{A_{s.y}}{A_c} = 0.015$

$K_s := 0$

$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.2\,m$

$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 \cdot mm$

$\phi := 3.1$ współczynnik pełzania

$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20MPa}} = 0.775$

$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 1.196$

$k_2 := \min\left(0.2, n \cdot \frac{\lambda_{s.y}}{170}\right) = 0.142$

$K_c := \frac{0.3}{1 + 0.5\phi} = 0.118$

$E_{cm} := 27GPa$

$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.2} = 2.25 \times 10^{10} Pa$ $\qquad E_s := 200GPa$

nominlna sztywność $\qquad EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.787 \times 10^6 \frac{kg \cdot m^3}{s^2}$

siła krytyczna $\qquad N_\beta := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} = 5758.257 \cdot kN$ $\qquad N_\beta > N_{Ed} = 1$

$\beta := \frac{\pi^2}{8} = 1.234$

moment ekwiwalentny:

$M_{0Ed.y} := \max(|0.6 \cdot M_{Ed.I.dy} + 0.4 \cdot M_{Ed.I.gy}|, |0.4 \cdot M_{Ed.I.dy}|) = 41.889\, m \cdot kN \cdot m$

moment II rzędu: $\qquad M_{Ed.II.y} := M_{0Ed.y} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_\beta}{N_{Ed}} + -1}\right) = 51.752 \cdot kNm$

przekrój na dole $\qquad M_{Ed.II.y.d} := M_{Ed.I.dy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = -32.55 \cdot kNm$

przekrój na górze $\qquad M_{Ed.II.y.g} := M_{Ed.I.gy} + 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = 8.792 \cdot kNm$

przekrój środek $\qquad M_{Ed.II.y.s} := \frac{M_{Ed.I.dy} - |M_{Ed.I.gy}|}{2} + |M_{Ed.I.gy}| + -M_{Ed.II.y} = -72.423 \cdot kNm$

ostatecznie

$M_{Ed.II.y} := \max(|M_{Ed.I.dy}|, |M_{Ed.I.gy}|, |M_{Ed.II.y.d}|, |M_{Ed.II.y.g}|, |M_{Ed.II.y.s}|) = 72.423 \cdot kNm$

Oszacowanie nośności NRD:

$e_{tot} := \max\left(\frac{M_{Ed.II.y}}{N_{Ed}}, \frac{b}{30}, 2cm\right) = 0.078\, m$

$e_{s1} := e_{tot} + 0.5 \cdot h - a_{1.y} = 0.19\, m$ $\qquad e_{s2} := e_{tot} - 0.5 \cdot h + a_{2.y} = -0.032\, m$

$B := 1 - \frac{e_{s1}}{d_y} = 0.307$

$$\mu_{s1} := \frac{A_{s1.y} \cdot e_{s1}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.093 \qquad \mu_{s2} := \frac{A_{s2.y} \cdot e_{s2}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = -0.051$$

zakładam ξeff< ξeff.lim, κ=1

$$\xi_{eff.lim} := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.555$$

$$e_{s1} > d_y - a_{2.y} = 0$$

$$\xi_{eff} := B + \sqrt{B^2 + 2 \cdot (\mu_{s1} + \mu_{s2})} = 0.73 \qquad \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0.291$$

$$\xi_{eff} < \frac{2 \cdot a_{2.y}}{d_y} = 0$$

$\xi_{eff} < \xi_{eff.lim} = 0$ zakładam $\kappa_s := \frac{2 \cdot (1 - \xi_{eff})}{1 - \xi_{eff.lim}} + -1 = 0.213$

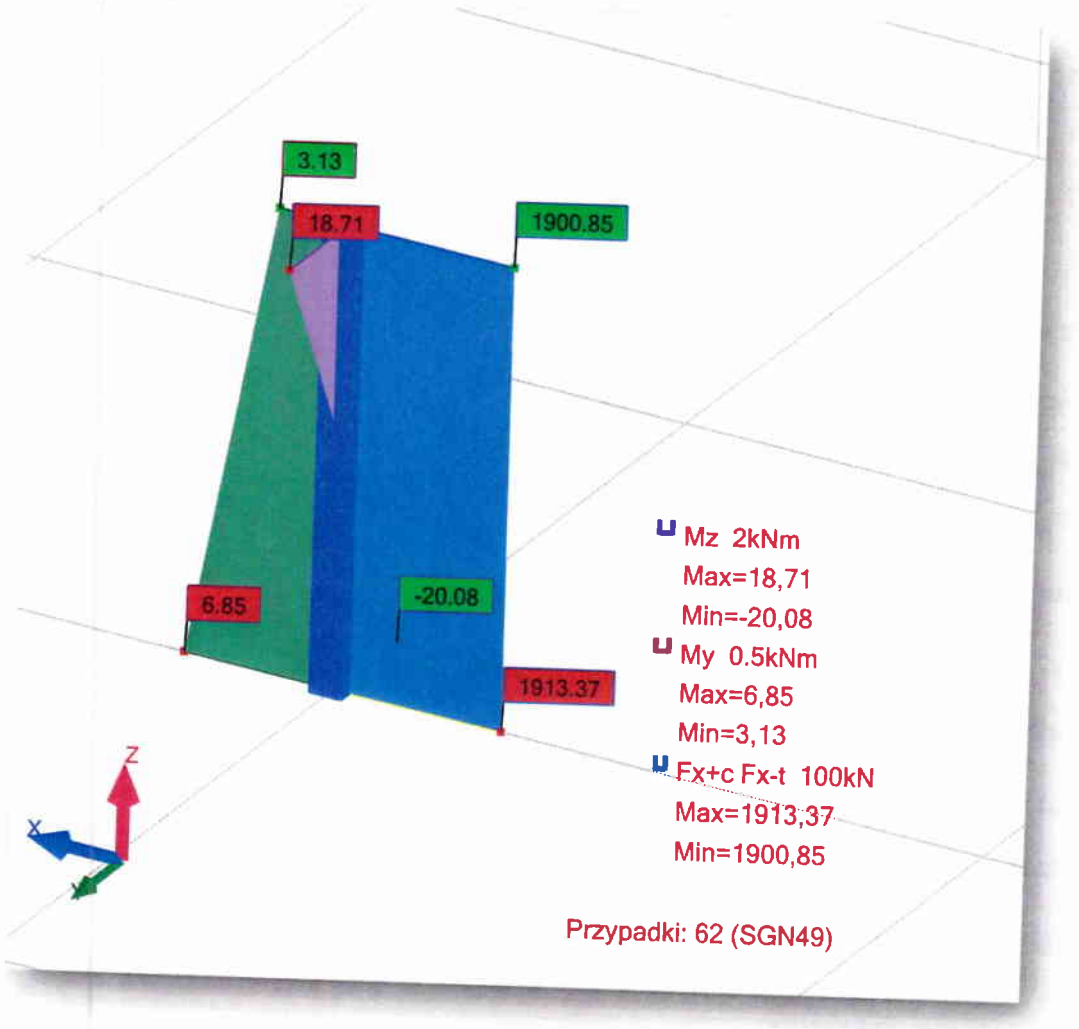
$$C := \frac{2 \cdot \mu_{s1}}{1 - \xi_{eff.lim}} = 0.419$$

$$\xi_{eff} := B - C + \sqrt{(B - C)^2 + 2 \cdot (C - \mu_{s1} - \mu_{s2})} = 0.764$$

$$N_{Rd} := \xi_{eff} \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} + A_{s1.y} \cdot f_{yd} + -A_{s2.y} \cdot f_{yd} \cdot \kappa_s = 567.98 \cdot kN$$

$N_{Rd} > N_{Ed} = 0$ **nośność nie jest wystarczająca**

9.5. Słup środkowy i przydylatacyjny o numerach 7.1, 7.2- maksymalna siła + odpowiadające momenty



Rys. 65. Wykresy Mz, My oraz Fx dla maksymalnej siły i odpowiadających momentów– słupy 7.1, 7.2

Dane :

$b := 0.3m$ $h := 0.3m$ $A_c := h \cdot b = 0.09\,m^2$ $c_{nom} := 2.5cm$

$d_z := h - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{14} := 14mm$ $\phi_{20} := 20mm$ $\phi_{25} := 25mm$ $\phi_6 := 6mm$

$d_y := b - c_{nom} = 0.275\,m$ $\phi_{18} := 18mm$

$a_{1.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{20} = 0.041\,m$

$a_{2.z} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{20} = 0.041\,m$

$a_{1.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{20} = 0.041\,m$

$a_{2.y} := c_{nom} + \phi_6 + 0.5 \cdot \phi_{20} = 0.041\,m$

$N_{Ed} := 1913.37kN$

$M_{Ed.g.z} := 18.71kN \cdot m$ $M_{Ed.d.z} := -20.08kN \cdot m$

$M_{Ed.g.y} := 3.13 \cdot kN \cdot m$ $M_{Ed.d.y} := 6.85 \cdot kN \cdot m$

Stal : 18G2

$f_{yk} := 355MPa$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \cdot MPa$

Beton : C12/15

$f_{ck} := 12MPa$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4} = 8.571 \cdot MPa$

Zbrojenie maksymalne: $A_{s.max} := 0.04 \cdot A_c = 3.6 \times 10^{-3}\,m^2$

Zbrojenie minimalne: $A_{s.min} := \max\left(0.002 \cdot A_c, 0.1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right) = 6.198 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku z:

Zrojenie górne: $A_{s1.z} := 2 \cdot \left[\pi \cdot \left(\frac{\phi_{20}}{2}\right)^2\right] = 6.283 \cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.z} := A_{s1.z} = 6.283 \cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.z} := A_{s1.z} + A_{s2.z} = 12.566 \cdot cm^2$

Zbrojenie słupa w kierunku y:

Zrojenie górne: $A_{s1.y} := 2\cdot\left[\pi\cdot\left(\frac{\Phi_{20}}{2}\right)^2\right] = 6.283\cdot cm^2$

Zbrojenie dolne: $A_{s2.y} := A_{s1.y} = 6.283\cdot cm^2$

Zbrojenie całkowite: $A_{s.y} := A_{s1.y} + A_{s2.y} = 12.566\cdot cm^2$

Smukłość słupa:

$A := 0.7$ $B := 0.3$ $C := 0.3$

$n := \frac{N_{Ed}}{(A_c\cdot f_{cd})} = 2.48$ $\sqrt[2]{n} = 1.575$

$\lambda_{lim} := \frac{20\cdot A\cdot B\cdot C}{\sqrt[2]{n}} = 0.8$

$l := 3.5m$

$l_o := 0.5\cdot l = 1.75\,m$

$I_c := \frac{b\cdot h^3}{12} = 6.75\times 10^{-4}\,m^4$

$i_y := \sqrt[2]{\frac{I_c}{A_c}} = 0.087\,m$

$\lambda_{s.y} := \frac{l_o}{i_y} = 20.207$

$\lambda_{lim} < \lambda_{s.y} = 1$ Słup smukły

Efekty I rzędu:

$\theta_0 := 0.005$

$\alpha_h := \max\left(\frac{2}{3}, \frac{2}{\sqrt[2]{\frac{l_o}{m}}}\right) = 1.512$ $\alpha_h < 1 = 0$

$\alpha_h := 1$

$m := 1$ $\alpha_m := \sqrt[2]{0.5\cdot\left(1+\frac{1}{m}\right)} = 1$

$\theta_l := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.005$

$e_i := \max\left(\frac{l_o}{400}, 2cm, 0.5 \cdot \theta_l \cdot l_o\right) = 0.02\,m$

Kierunek y:

Efekty I rzędu:

$M_{Edi} := N_{Ed} \cdot e_i = 38.267 \cdot kNm$

$M_{Ed.I.gy} := M_{Ed.g.y} + M_{Edi} = 41.4 \cdot kNm$ $\qquad$ $M_{Ed.I.dy} := M_{Ed.d.y} + M_{Edi} = 45.117 \cdot kNm$

Efekty II rzędu:

zbrojenie : $A_{s.y} = 12.566 \cdot cm^2$

moment bezwładności zbrojenia: $I_s := A_{s1.y} \cdot \left(\frac{h}{2} - a_{1.y}\right)^2 \cdot 2 = 0.00001\,m^4$

moment bezwładności betonu: $I_c = 6.75 \times 10^{-4}\,m^4$

stopień zbrojenia: $\rho := \frac{A_{s.y}}{A_c} = 0.014$

$K_s := 0$

$u := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 1.2\,m$

$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 150 \cdot mm$

$\phi := 3.1$ wspolczynnik pełzania

$k_1 := \sqrt[2]{\frac{f_{ck}}{20MPa}} = 0.775$

$n := \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 2.48$

$k_2 := \min\left(0.2, n \cdot \frac{\lambda_{s.y}}{170}\right) = 0.2$

$K_c := \frac{0.3}{1 + 0.5\phi} = 0.118$

$E_{cm} := 27GPa$

$E_{cd} := \frac{E_{cm}}{1.2} = 2.25 \times 10^{10}\,Pa$ $\qquad E_s := 200GPa$

nominlna sztywność $\quad EI := K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.787 \times 10^6 \frac{m^3 \cdot kg}{s^2}$

siła krytyczna $\quad N_\beta := \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_o^2} = 5758.257 \cdot kN$ $\qquad N_\beta > N_{Ed} = 1$

$\beta := \frac{\pi^2}{8} = 1.234$

moment ekwiwalentny:

$M_{0Ed.y} := \max\left(\left|0.6 \cdot M_{Ed.I.dy} + 0.4 \cdot M_{Ed.I.gy}\right| \cdot \left|0.4 \cdot M_{Ed.I.dy}\right|\right) = 43.629\,m \cdot kN \cdot m$

moment II rzędu: $\quad M_{Ed.II.y} := M_{0Ed.y} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_\beta}{N_{Ed}} + -1}\right) = 70.415 \cdot kNm$

przekrój na dole $\quad M_{Ed.II.y.d} := M_{Ed.I.dy} - 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = 9.91 \cdot kNm$

przekrój na górze $\quad M_{Ed.II.y.g} := M_{Ed.I.gy} - 0.5 \cdot M_{Ed.II.y} = 6.19 \cdot kNm$

przekrój środek $\quad M_{Ed.II.y.s} := \frac{M_{Ed.I.dy} + M_{Ed.I.gy}}{2} + M_{Ed.II.y} = 113.673 \cdot kNm$

ostatecznie

$M_{Ed.II.y} := \max\left(\left|M_{Ed.I.dy}\right| \cdot \left|M_{Ed.I.gy}\right| \cdot \left|M_{Ed.II.y.d}\right| \cdot \left|M_{Ed.II.y.g}\right| \cdot \left|M_{Ed.II.y.s}\right|\right) = 113.673 \cdot kNm$

Oszacowanie nośności NRD:

$e_{tot} := \max\left(\frac{M_{Ed.II.y}}{N_{Ed}}, \frac{b}{30}, 2cm\right) = 0.059\,m$

$e_{s1} := e_{tot} + 0.5 \cdot h - a_{1.y} = 0.168\,m$ $\qquad e_{s2} := e_{tot} - 0.5 \cdot h + a_{2.y} = -0.05\,m$

$B := 1 - \frac{e_{s1}}{d_y} = 0.388$

$$\mu_{s1} := \frac{A_{s1.y} \cdot e_{s1}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.168 \qquad \mu_{s2} := \frac{A_{s2.y} \cdot e_{s2}}{b \cdot d_y^{\,2}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = -0.049$$

zakładam ξeff< ξeff.lim, κ=1

$$\xi_{eff.lim} := \frac{0.8 \cdot 0.0035}{0.0035 + \frac{f_{yd}}{E_s}} = 0.555$$

$$e_{s1} > d_y - a_{2.y} = 0$$

$$\xi_{eff} := B + \sqrt{B^2 + 2 \cdot (\mu_{s1} + \mu_{s2})} = 1.01 \qquad \frac{2 \cdot a_{2.z}}{d_z} = 0.298$$

$$\xi_{eff} < \frac{2 \cdot a_{2.y}}{d_y} = 0$$

$\xi_{eff} < \xi_{eff.lim} = 0$ **zakładam** $\kappa_s := -1$ $\xi_{eff} := 1$

$$N_{Rd} := \xi_{eff} \cdot b \cdot d_y \cdot f_{cd} + A_{s1.y} \cdot f_{yd} + -A_{s2.y} \cdot f_{yd} \cdot \kappa_s = 1095.061 \cdot kN$$

$N_{Rd} > N_{Ed} = 0$ **nośność nie jest wystarczająca**

9.6. Wnioski

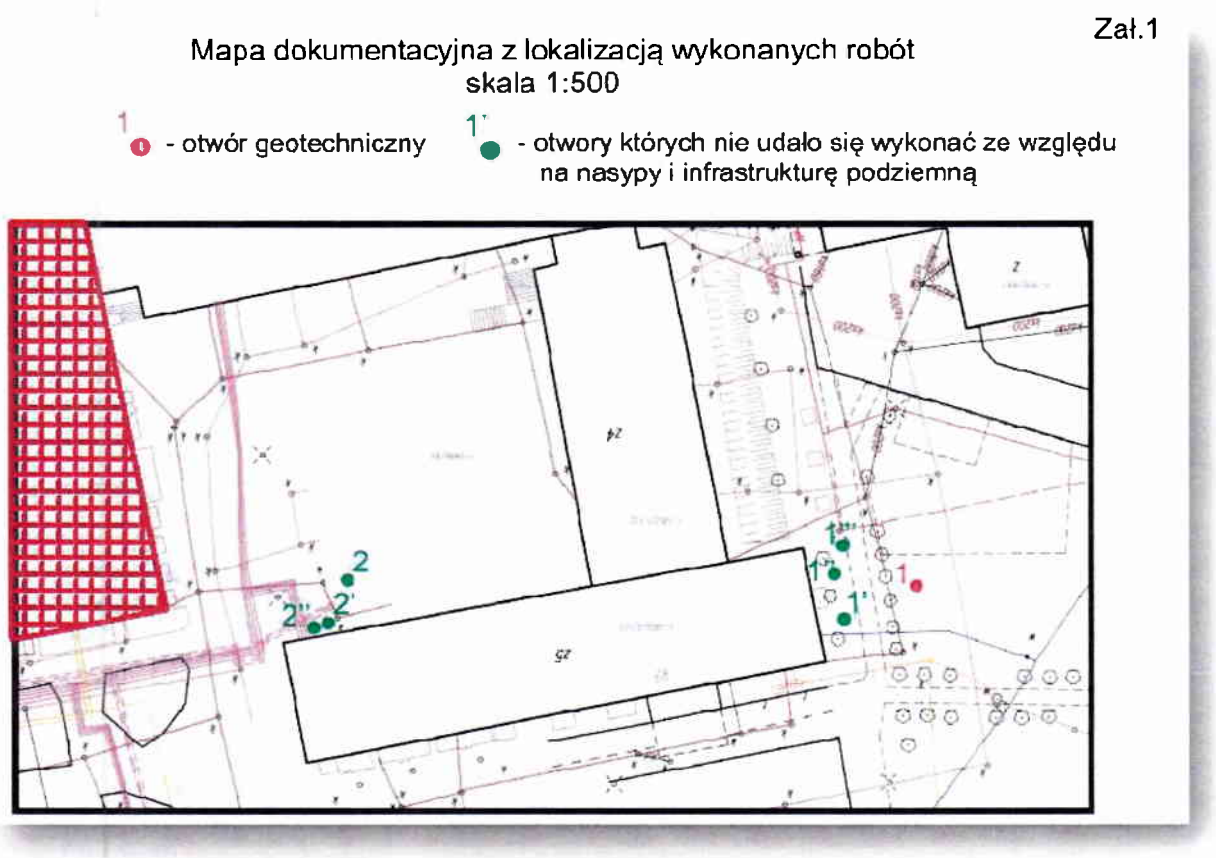
Słupy zostały podzielone na 5 reprezentatywnych grup ze względu na ich umiejscowienie oraz rodzaj i ilość zastosowanego zbrojenia. Dla każdej grupy wybrano słup z maksymalną siłą i odpowiadającymi jej momentami.

W każdym ze słupów stan graniczny nośności został przekroczony, zatem w celu wykonania nadbudowy, wszystkie słupy należy wzmocnić.

10. Sprawdzenie nośności ław pod ściany fundamentowe

10.1. Geologia na podstawie [13]

Nośność fundamentów policzona została z uwzględnieniem podłoża gruntowego z dostępnej opinii technicznej z września 2016 r. Wykonany odwiert jest oddalony od rozpatrywanego budynku, obrazuje to poniższy rysunek.



Rys. 66. Mapa dokumentacyjna z lokalizacją wykonanych robót. [13]
Zaznaczona lokalizacja analizowanego budynku.

GEOGLIF - Joanna Janda ul. Letnia 3 - Brzesko	**KARTA OTWORU GEOTECHNICZNEGO** **Profil numer 1**	Zał.Nr: 2.1 Wiertnica: WSGW

Rejon: Szpital - Brzesko Miejscowość: Brzesko Gmina: Brzesko Województwo: małopolskie	Obiekt: Nadbudowa budynku szpitala Zleceniodawca: "Treger" Projektowanie Konstrukcji Budowlanych Wiercenie: GEOGLIF - Joanna Janda - ul. Letnia 3 - Brzesko Dozór geot.: mgr inż. P. Marecik	System wiercenia: Mechaniczno-obrotowy Rzędna: Skala 1 : 50 Data wiercenia: 2016-09-10

Wiercenie	Głębokość zwierciadła wody [m.p.p.t]	Stratygrafia	Profil litologiczny [m]	Przełot [m]	Opis litologiczny	Symbol gruntu	Warstwa geotechniczna	Wilgotność	Stan gruntu	Wilgotność naturalna %	Granica plastyczności %	Granica płynności %	Stopień plastyczności	Wskaźnik plastyczności %
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
					nasyp (Gleba, piasek średni, gruz ceglany)	nN	I							
			1.0	0.40	pył, jasnobrązowy	Π	IIa	s	pzw	20.71	20.69	27.44	0.00	6.80
			2.0 3.0	1.80	pył, jasnobrązowy		IIb	mw	tpi	22.04		28.23	0.18	7.50
				3.70	pył, jasnoszaro-brązowy									
			4.0	3.90	pył, jasnoszaro-brązowy		IIc	w	pi	24.96	21.40	29.58	0.44	8.20
			5.0	4.80	pył, szaro-brązowy (na głębokość 5,8 m p.p.t. brunatne wkładki części organicznych)		IId		mpi	27.12	21.02	31.58	0.58	10.60
			6.0	6.00										

Rysunek wykonano programem "GeoStar"

Rys. 67. Karta otworu geotechnicznego dla otworu nr 1. [13]

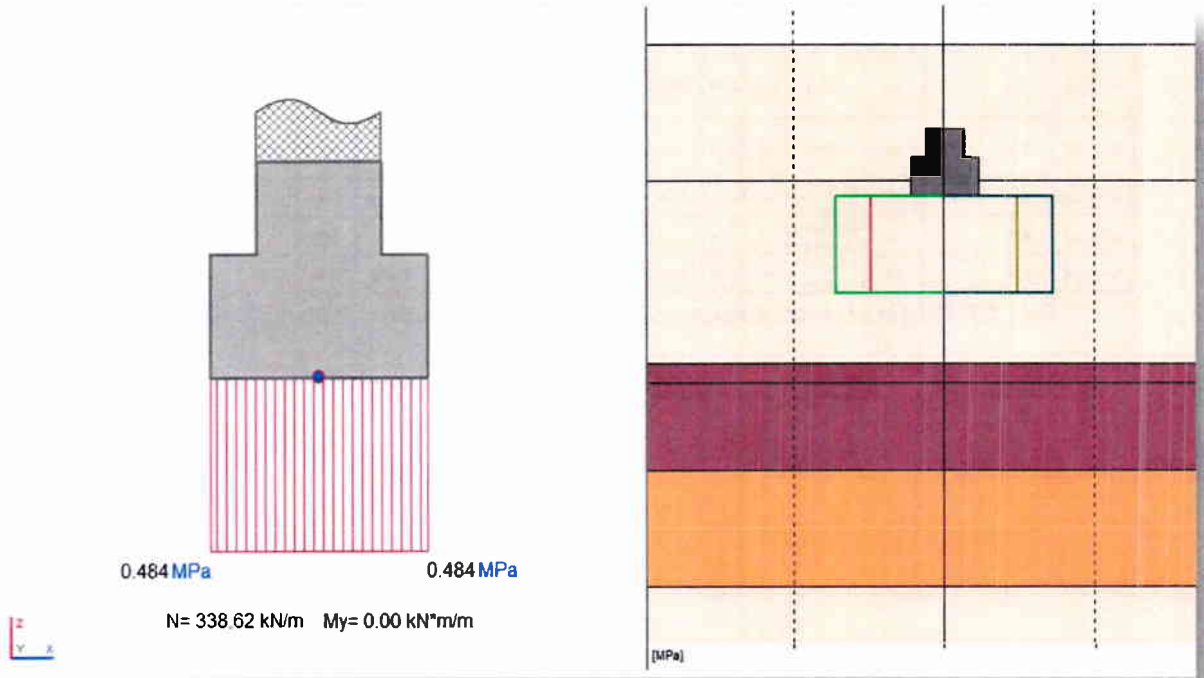
Nr w-wy	Rodzaj gruntu	Stopień plastyczności I_L	Stopień zagęszczenia I_D	Gęstość objętościowa $\rho^{(n)}$ [t·m^{-3}]	Kąt tarcia wewnętrznego $\Phi^{(n)}$ [°]	Kohezja $Cu^{(n)}$ [kPa]	Wilgotność naturalna $W_n^{(n)}$ [%]	Moduł pierwotnego odkształcenia $E_o^{(n)}$ [MPa]	Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej $M_o^{(n)}$ [MPa]
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	nN	Nasypy – warstwa niejednorodna i nieprzewidywalna, nie można podać jej parametrów należy całkowicie usunąć spod projektowanej inwestycji.							
IIa	π	0,00	–	2,05	18° 00'	30,00	20,71	33,846	48,351
IIb	π	0,18	–	2,05	15° 10'	17,84	22,04	21,537	30,768
IIc	π	0,44	–	2,00	11° 00'	9,75	24,96	12,393	17,704
IId	π	0,58	–	1,95	8° 70'	7,23	27,12	9,352	13,360

Rys. 68. Tabele normatywnych uśrednionych parametrów geotechnicznych. [13]

od	do	miąższość warstwy	Symbol	Nazwa Gruntu:	Barwa:	stopień plastyczności:		Kąt tarcia wew.	gęstość objętościowa:	ciężar szkieletu	ciężar objętościowy	Wsp. Tarcia	Spójność	M	Mo	Eo	Wilgotność	Wilgotność naturalna	Grunt spoisty:
[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	IL [-]		[st.]	[t/m3]	[kg/m3]	[kg/m3]	[-]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[%]	[-]
0,0	0,4	0,40	nN	nasyp		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4	1,8	1,40	π	pył	j. brąz	pzw	0,00	18,00	2,05	2670,00	2050,00	0,18	30,00	89,540	48,351	33,85	s	20,71	tak
1,8	3,7	1,90	π	pył	j. brąz	tpl	0,18	15,10	2,05	2670,00	2050,00	0,15	17,84	53,430	30,77	21,54	mw	22,04	tak
3,7	3,9	0,20	π	pył	jasnoszaro-brązowy	tpl	0,18	15,10	2,05	2670,00	2050,00	0,15	17,84	53,430	30,77	21,54	w	22,04	tak
3,9	4,8	0,90	π	pył	jasnoszaro-brązowy	pl	0,44	11,00	2,00	2670,00	2000,00	0,11	9,75	29,40	17,70	12,39	w	24,96	tak
4,8	6,0	1,20	π	pył	szaro-brązowy	mpl	0,58	8,70	1,95	2670,00	1950,00	0,09	7,23	21,87	13,36	9,35	w	27,12	tak

Rys. 69. Tabele przedstawiająca zebrane parametry gruntów występujących w otworze nr 1.

10.2. Obliczenie nośności ławy fundamentowej



Współczynniki globalne:

Nośność	1.06	>	1
Powierzchnia pracy	0	<=	0.1667
Stateczność na poślizg	+INF	>	1
Stateczność na obrót	+INF	>	1
Średnie osiadanie	10.49	>	1
Różnica osiadań	+INF	>	1

Współczynniki dla kombinacji:

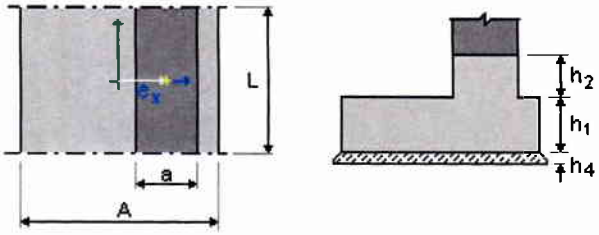
SGN nośność	1.06	>	1
SGN pow. pracy	0	<=	0.1667
SGN poślizg	+INF	>	1
SGN obrót w X-X	+INF	>	1
SGN obrót w Y-Y	+INF	>	1

Kombinacje wymiarujące:

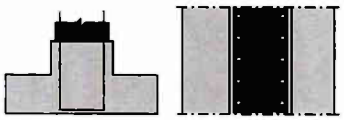
	Stan		Grupa	Nazwa	Opis
1	SGN	A1	1		1.35G1
2	SGN	A1	1		1.00G1
3	SGN	A1	2097184	OBL.1	N=233.88
4	SGN	A1	0	OBL.2	N=233.88
5	SGU		1		1.00G1
6	SGN	*	1		1.35G1
7	SGN	*	1		1.00G1
8	SGN	*	1		1.15G1
9	SGN	*	1		1.00G1
10	SGN	A1*	2097184	OBL.1	N=233.88
11	SGN	A1*	2097184	OBL.2	N=233.88
12	SGU	*	1		1.00G1

Rys. 70. Rezultaty dla obliczania nośności ławy fundamentowej.

10.2.1. Geometria



A = 0,70 (m) a = 0,40 (m)
L = 6,00 (m)
h1 = 0,40 (m) e_x = 0,00 (m)
h2 = 0,30 (m)
h4 = 0,10 (m)



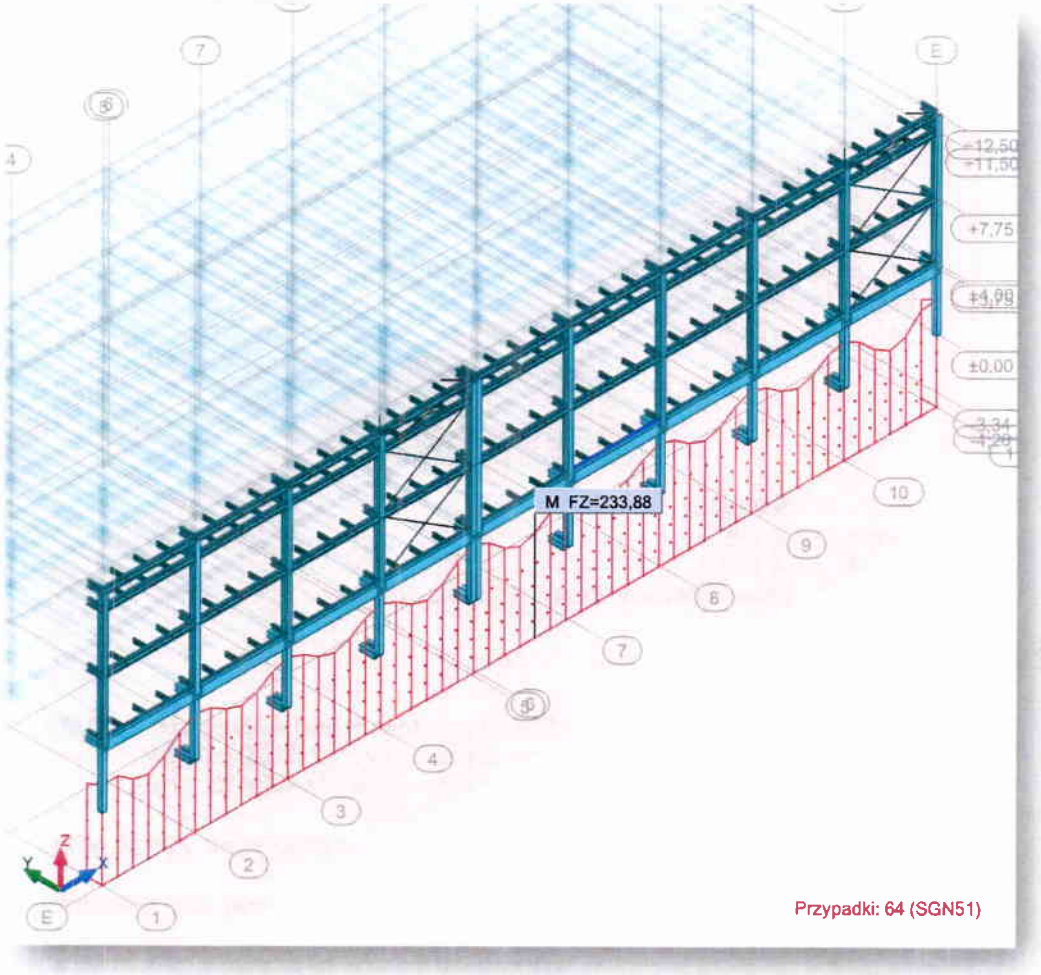
a' = 25,0 (cm)
cnom1 = 6,0 (cm)
cnom2 = 6,0 (cm)
Odchyłki otuliny: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)

10.2.2. Materiały

- Beton — B15;wytrzymałość charakterystyczna: 9,60MPa
  ciężar objętościowy : 2501,36 (kG/m3)
  prostokątny rozkład naprężeń [3.1.7(3)]
- Zbrojenie podłużne : typ A-0 (St0S)
  wytrzymałość charakterystyczna: 220,00 MPa
  Klasa ciągliwości: -
  gałąź pozioma wykresu naprężenie- odkształcenie
- Zbrojenie poprzeczne : typ A-0 (St0S) :
  wytrzymałość charakterystyczna: 220,00 MPa
- Dodatkowe zbrojenie: : typ A-III (RB400W) :
  wytrzymałość charakterystyczna = 400,00 MPa

10.2.3. Obciążenie fundamentu

Fundament został obciążony maksymalną siłą ciągłą z obwiedni, przyjęta wartość jest wartością uśrednioną.



Rys. 71. Maksymalne obciążenie (reakcja) przenoszona na fundament

10.2.4. Wymiarowanie geotechniczne

Założenia :

- Współczynnik redukujący kohezję: 0,00
- Poślizg z uwzględnieniem parcia gruntu: dla kierunków X i Y
- Podejście obliczeniowe: 2
  A1 + M1 + R2
  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00

$\gamma_{c'}$ = 1,00
γ_{cu} = 1,00
γ_{qu} = 1,00
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,40
$\gamma_{R,h}$ = 1,10

Grunt:

Poziom gruntu:	N_1	= -3,34 (m)
Poziom trzonu słupa:	N_a	= -4,20 (m)
Minimalny poziom posadowienia:	N_f	= -5,00 (m)

1. **Pył**
   - Poziom gruntu: -3.34 (m)
   - Miąższość: 1.40 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2090.42 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2722.64 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

2. **Pył**
   - Poziom gruntu: -4.74 (m)
   - Miąższość: 1.90 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 18.0 (Deg)
   - Kohezja: 0.03 (MPa)

3. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.64 (m)
   - Miąższość: 0.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

4. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.84 (m)
   - Miąższość: 0.90 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

5. **Pył**
   - Poziom gruntu: -7.74 (m)
   - Miąższość: 1.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2000.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 11.0 (Deg)
   - Kohezja: 0.01 (MPa)

6. **Pył**
   - Poziom gruntu: -8.94 (m)

- Miąższość: 1.00 (m)
- Ciężar objętościowy: 1950.00 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
- Kohezja: 0.01 (MPa)

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: jednorodne
Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu
1.35 * ciężar gruntu
Wyniki obliczeń: na poziomie posadowienia fundamentu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 22,88 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 338,62 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Analityczna

Mimośród działania obciążenia:
$|e_B|$ = 0,00 (m) $|e_L|$ = 0,00 (m)
Wymiary zastępcze fundamentu:
B' = B - 2$|e_B|$ = 0,70 (m)
L' = L - 2$|e_L|$ = 1,00 (m)
Głębokość posadowienia: Dmin = 1,56 (m)

Współczynniki nośności:
N_γ = 2.77
N_c = 13.10
N_q = 5.26
Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:
i_γ = 1.00
i_c = 1.00
i_q = 1.00
Współczynniki kształtu:
s_γ = 0.79
s_c = 1.27
s_q = 1.22
Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:
b_γ = 1.00
b_c = 1.00
b_q = 1.00
Parametry geotechniczne:
C = 0.03 (MPa)
ϕ = 18,0 (Deg)
γ = 2086.27 (kG/m3)
qu = 0,72 (MPa)
Obliczeniowy opór podłoża gruntowego:
qlim = qu / $\gamma_{R,v}$ = 0.51 (MPa)
$\gamma_{R,v}$ = 1,40

Naprężenie w gruncie: qref = 0.48 (MPa)

<u>Współczynnik bezpieczeństwa: qlim / qref = 1.06 > 1</u>

Odrywanie

Odrywanie w SGN
Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Powierzchnia kontaktu: s = 0,00
s_{lim} = 0,17

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 16,95 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 250,83 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Wymiary zastępcze fundamentu: A_ = 0,70 (m) B_ = 1,00 (m)
Powierzchnia poślizgu: 0,70 (m2)
Współczynnik tarcia fundament - grunt: tan(δ_d) = 0,18
Kohezja: c_u = 0.03 (MPa)
Uwzględnione parcie gruntu:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Wartość siły poślizgu H_d = 0,00 (kN)
Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- na poziomie posadowienia: R_d = 41,04 (kN)
Stateczność na przesunięcie: ∞

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 16,95 (kN)
Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: q = 0,36 (MPa)
Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 2,84 (m)
Naprężenie na poziomie z:
- dodatkowe: σ_{zd} = 0,01 (MPa)
- wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma}$ = 0,09 (MPa)
Osiadanie:
- pierwotne s' = 0,5 (cm)
- wtórne s'' = 0,0 (cm)
- CAŁKOWITE S = 0,5 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: 10.49 > 1

Różnica osiadań

Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Różnica osiadań: S = 0,0 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)

Współczynnik bezpieczeństwa: ∞

Obrót

Wokół osi OY

Kombinacja wymiarująca: **SGN A1 : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 16,95 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 250,83 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 87,79 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Stateczność na obrót: ∞

10.2.5. Wymiarowanie żelbetowe

Założenia

- Środowisko : X0
- Klasa konstrukcji : S1

Analiza przebicia i ścinania

Brak przebicia

Zbrojenie teoretyczne

Stopa:

dolne:

SGN : 1.35G1
My = 9,75 (kN*m) A_{sx}= 5,28 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A_{sy}= 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 5,28 (cm2/m)

górne:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 5,28 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

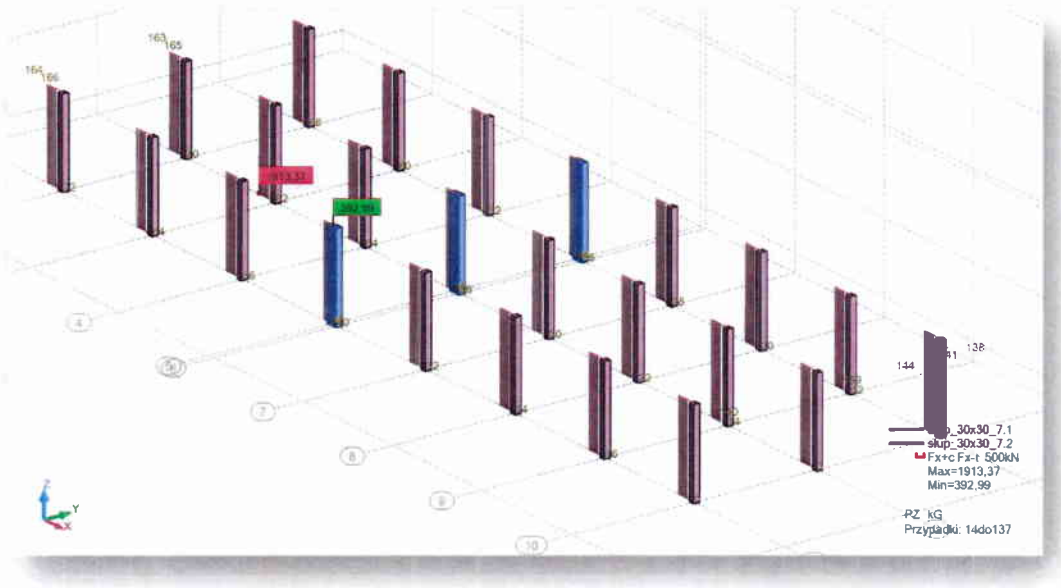
$A_{s\ min}$ = 0,00 (cm2/m)

Zbrojenie dolne ławy fundamentowej: 4Φ10 A_{s1}= 3,14 cm^2/m
Zbrojenie górne ławy fundamentowej: 4Φ10 A_{s2}= 3,14 cm^2/m

10.2.6. Wyniki z analizy

- Wytrzymałość betonu nie spełnia wymagań normowych z uwagi na klasę środowiska: 10 MPa < 12 MPa - E.1(2).
- Wytrzymałość stali zbrojeniowej wykracza poza zakres dopuszczony przez normę: - 3.2.2 (3)
- Współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia dolnego w kierunku osi X: 0.35 < 1.0
- Zbrojenie główne wykonane jest ze stali gładkiej. Z uwagi na brak szczegółowych przepisów weryfikacja zakotwień została przeprowadzona zgodnie z zasadami dla stali żebrowanej
- W stopie użyto za małej średnicy prętów, niezgodnej z wymaganiami normowymi: 6 mm < 8 mm
- $A_{s.1}<A_{s.min}$ - Ilość użytego zbrojenia w ławie jest niewystarczająca

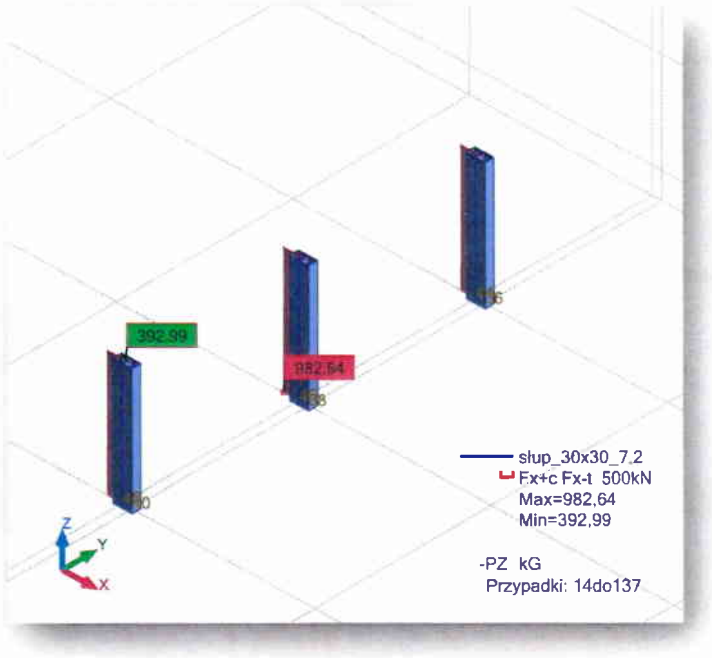
11. Sprawdzenie nośności stóp fundamentowych:



Rys. 72. Słupy piwnicy – maksymalna siła pionowa w węźle nr 62.

Pręt/Węzeł/Przypadek	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
69/ 62/ 62 (K)	1913,37	-9,24	-0,89	-0,03	6,85	-20,08
69/ 63/ 62 (K)	1900,85	-9,24	-0,89	-0,03	3,13	18,70

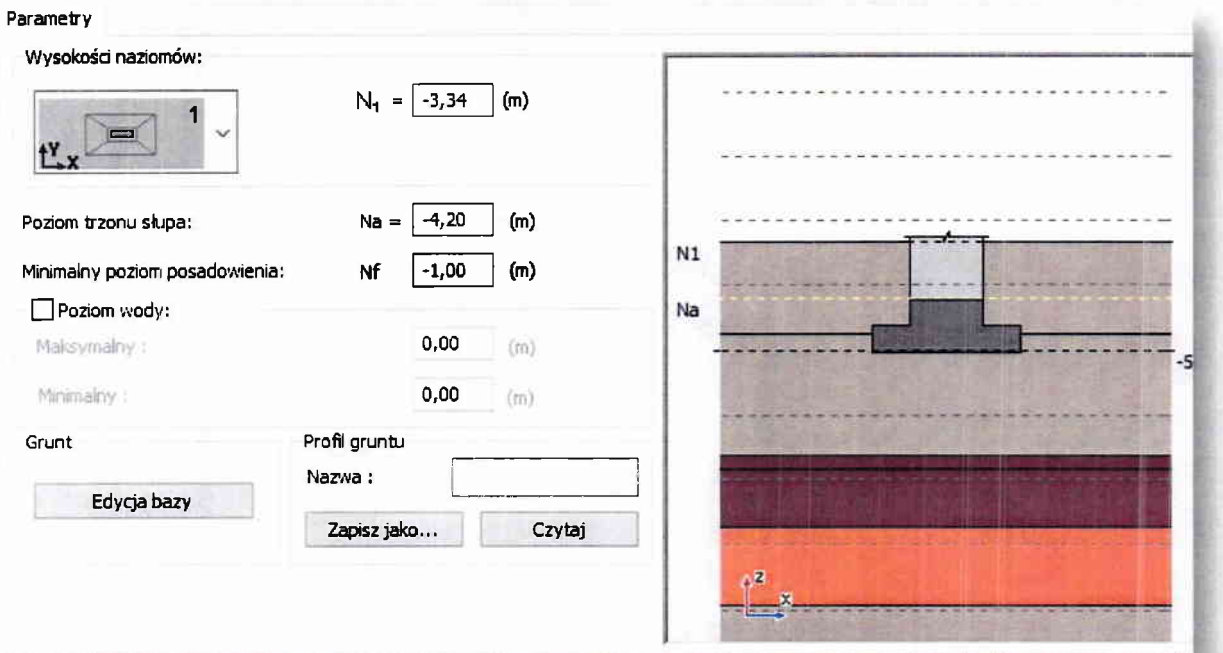
Rys. 73. Słupy piwnicy – maksymalna siła pionowa w węźle nr 62.



Rys. 74. Słupy piwnicy – stopy pod słupy w okolicy dylatacji– maksymalna siła pionowa w węźle nr 46.

Pręt/Węzeł/Przypadek	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
52/ 46/ 62 (K)	982,64	-10,21	9,56	-0,14	-7,82	-22,04
52/ 47/ 62 (K)	970,12	-10,21	9,56	-0,14	32,33	20,84

Rys. 75. Słupy piwnicy – stopy pod słupy w okolicy dylatacji– maksymalna siła pionowa w węźle nr 46.

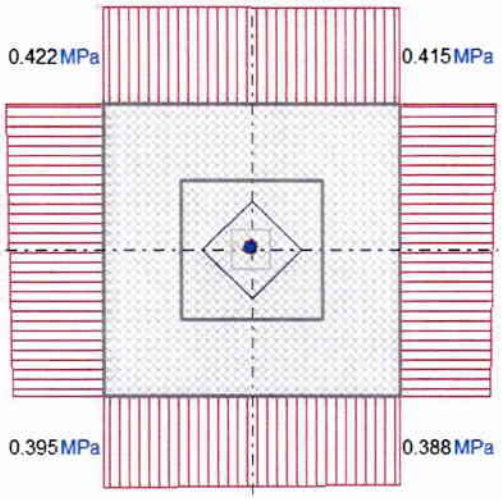


	Typ	Poziom (m)	Miąższość (m)	Kolor	Ciężar objętościowy (kG/m3)	Ciężar właściwy szkieletu	Kąt tarcia (Deg)	Wsp. tarcia	Spójność (MPa)
1	Pył	-3.34	1.40		2090.42	2722.64	14.8	0.22	0.02
2	Pył	-4.74	1.90		2050.00	2670.00	18.0	0.18	0.03
3	Pył	-6.64	0.20		2050.00	2670.00	15.1	0.15	0.02
4	Pył	-6.84	0.90		2050.00	2670.00	15.1	0.15	0.02
5	Pył	-7.74	1.20		2000.00	2670.00	11.0	0.11	0.01
6	Pył	-8.94			1950.00	2670.00	14.8	0.15	0.01
7									

Rys. 76. Parametry gruntów zadane w programie Robot w celu określenia nośności stóp fundamentowych. [13]

11.1 Stopa fundamentowa: Fundament 62

Stopa fundamentowa pod pojedyńczy słup



N= 2632.55 kN Mx= -52.78 kN*m My= -9.99 kN*m

Współczynniki globalne:

Nośność	[illegible]		
Powierzchnia pracy	0.02236	<=	0.3333
Stateczność na poślizg	+INF	>	1
Stateczność na obrót	25.02	>	1
Średnie osiadanie	3.737	>	1
Różnica osiadań	24.47	>	1

Współczynniki dla kombinacji:

SGN nośność	0.9509	>	1
SGN pow. pracy	0.005949	<=	0.3333
SGN poślizg	+INF	>	1
SGN obrót w X-X	87.18	>	1
SGN obrót w Y-Y	316.7	>	1

Kombinacje wymiarujące:

	Stan		Nazwa	Opis
42	SGN	A1	SGN42	N=1602,38 Mx=-20,57 My=-12,20 Fx=-1,60 Fy=9,45
43	SGN	A1	SGN43	N=1621,91 Mx=-0,80 My=11,08 Fx=1,39 Fy=0,72
44	SGN	A1	SGN44	N=1600,65 Mx=-1,00 My=5,96 Fx=0,80 Fy=0,80
45	SGN	A1	SGN45	N=1624,08 Mx=-20,08 My=-6,91 Fx=-1,01 Fy=9,23
46	SGN	A1	SGN46	N=1602,41 Mx=-20,55 My=-12,06 Fx=-1,60 Fy=9,44
47	SGN	A1	SGN47	N=1621,93 Mx=-0,77 My=11,23 Fx=1,38 Fy=0,71
48	SGN	A1	SGN48	N=1600,67 Mx=-0,97 My=6,11 Fx=0,79 Fy=0,79
49	SGN	A1	SGN49	N=1913,37 Mx=-20,08 My=-6,65 Fx=-0,69 Fy=9,24
50	SGN	A1	SGN50	N=1891,69 Mx=-20,55 My=-12,00 Fx=-1,48 Fy=9,44
51	SGN	A1	SGN51	N=1911,22 Mx=-0,78 My=11,28 Fx=1,50 Fy=0,71
52	SGN	A1	SGN52	N=1889,95 Mx=-0,98 My=6,17 Fx=0,91 Fy=0,79
53	SGN	A1	SGN53	N=1711,29 Mx=-20,11 My=-6,90 Fx=-0,88 Fy=9,25
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

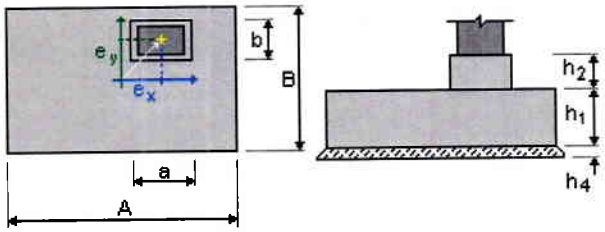
Rys. 77. Wymiarująca kombinacja dla stopy nr 1 w węźle 62

11.1.1 Dane podstawowe

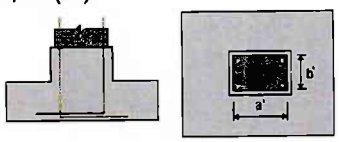
11.1.2 Założenia

- Obliczenia geotechniczne wg normy : PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010
- Obliczenia żelbetu wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008
- Dobór kształtu : bez ograniczeń

11.1.3 Geometria:



A	= 2,30 (m)	a	= 1,10 (m)
B	= 2,30 (m)	b	= 1,10 (m)
h1	= 0,40 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h2	= 0,40 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a' = 30,0 (cm)
b' = 30,0 (cm)
cnom1 = 6,0 (cm)
cnom2 = 6,0 (cm)
Odchyłki otuliny: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)

11.1.4 Materiały

- Beton : B15; wytrzymałość charakterystyczna = 9,60 MPa

  ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m3)
  prostokątny rozkład naprężeń [3.1.7(3)]
- Zbrojenie podłużne : typ A-II (18G2) wytrzymałość charakterystyczna = 355,00 MPa

  Klasa ciągliwości: -
  gałąź pozioma wykresu naprężenie-odkształcenie
- Zbrojenie poprzeczne : typ A-II (18G2) wytrzymałość charakterystyczna = 355,00 MPa
- Dodatkowe zbrojenie: : typ A-II (18G2) wytrzymałość charakterystyczna = 355,00 MPa

11.2 Wymiarowanie geotechniczne

11.2.1 Założenia

- Współczynnik redukujący kohezję: 0,00
- Poślizg z uwzględnieniem parcia gruntu: dla kierunków X i Y
- Podejście obliczeniowe: 2
  A1 + M1 + R2

$\gamma_{\phi'}$ = 1,00
$\gamma_{c'}$ = 1,00
γ_{cu} = 1,00
γ_{qu} = 1,00
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,40
$\gamma_{R,h}$ = 1,10

11.2.2 Grunt:

Poziom gruntu:	N_1	= -3,34 (m)
Poziom trzonu słupa:	N_a	= -4,20 (m)
Minimalny poziom posadowienia:	N_f	= -1,00 (m)

1. **Pył**
   - Poziom gruntu: -3.34 (m)
   - Miąższość: 1.40 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2090.42 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2722.64 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

2. **Pył**
   - Poziom gruntu: -4.74 (m)
   - Miąższość: 1.90 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 18.0 (Deg)
   - Kohezja: 0.03 (MPa)

3. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.64 (m)
   - Miąższość: 0.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

4. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.84 (m)
   - Miąższość: 0.90 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

5. **Pył**
   - Poziom gruntu: -7.74 (m)
   - Miąższość: 1.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2000.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 11.0 (Deg)
   - Kohezja: 0.01 (MPa)

6. **Pył**
   - Poziom gruntu: -8.94 (m)
   - Miąższość: 1.00 (m)
   - Ciężar objętościowy: 1950.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
   - Kohezja: 0.01 (MPa)

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
Kombinacja wymiarująca **SGN : SGN49 N=1913,37 Mx=-20,08 My=-6,85 Fx=-0,89 Fy=9,24**
Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu
1.35 * ciężar gruntu
Wyniki obliczeń: na poziomie stropu warstwy nr 5
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 719,18 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 2632,55 (kN) Mx = -52,78 (kN*m) My = -9,99 (kN*m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Analityczna

Mimośród działania obciążenia:
$|e_B|$ = 0,02 (m) $|e_L|$ = 0,00 (m)
Wymiary zastępcze fundamentu:
$B' = B - 2|e_B|$ = 2,94 (m)
$L' = L - 2|e_L|$ = 2,98 (m)
Głębokość posadowienia: Dmin = 4,40 (m)

Współczynniki nośności:
N_γ = 0.66
N_c = 8.80
N_q = 2.71
Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:
i_γ = 0.99
i_c = 0.99
i_q = 1.00
Współczynniki kształtu:
s_γ = 0.70
s_c = 1.30
s_q = 1.19
Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:
b_γ = 1.00
b_c = 1.00
b_q = 1.00
Parametry geotechniczne:
C = 0.01 (MPa)
ϕ = 11,0 (Deg)
γ = 2062.86 (kG/m3)
qu = 0,41 (MPa)
Obliczeniowy opór podłoża gruntowego:
$q_{lim} = q_u / \gamma_{R,v}$ = 0.29 (MPa)
$\gamma_{R,v}$ = 1,40

Naprężenie w gruncie: qref = 0.31 (MPa)
Współczynnik bezpieczeństwa: qlim / qref = 0.9509 > 1

Odrywanie

Odrywanie w SGN
Kombinacja wymiarująca **SGN : SGN62 N=812,49 Mx=-33,18 My=-20,33 Fx=-2,88 Fy=14,92**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Powierzchnia kontaktu: s = 0,02
s_{lim} = 0,33

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN : SGN64 N=809,59 Mx=-0,55 My=9,96 Fx=1,11 Fy=0,51**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 411,30 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 1220,89 (kN) Mx = -1,80 (kN*m) My = 12,67 (kN*m)
Wymiary zastępcze fundamentu: A_ = 2,71 (m) B_ = 2,71 (m)
Powierzchnia poślizgu: 7,34 (m2)
Współczynnik tarcia fundament - grunt: tan(δd) = 0,15
Kohezja: cu = 0.02 (MPa)
Uwzględnione parcie gruntu:
Hx = 1,11 (kN) Hy = 0,51 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Wartość siły poślizgu Hd = 0,00 (kN)
Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:
- na poziomie posadowienia: Rd = 160,16 (kN)
- w gruncie: Rd = 133,47 (kN)
Stateczność na przesunięcie: ∞

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
Kombinacja wymiarująca **SGU : SGU49 N=1358,73 Mx=-13,48 My=-4,58 Fx=-0,59 Fy=6,22**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 169,16 (kN)
Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: q = 0,29 (MPa)
Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 5,09 (m)
Naprężenie na poziomie z:
- dodatkowe: σzd = 0,03 (MPa)
- wywołane ciężarem gruntu: σzγ = 0,13 (MPa)
Osiadanie:
- pierwotne s' = 1,3 (cm)
- wtórne s" = 0,0 (cm)
- CAŁKOWITE S = 1,3 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: 3.737 > 1

Różnica osiadań

Kombinacja wymiarująca **SGU : SGU50 N=1344,28 Mx=-13,79 My=-8,01 Fx=-0,99 Fy=6,36**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Różnica osiadań: S = 0,2 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: 24.47 > 1

Obrót

Wokół osi OX
Kombinacja wymiarująca **SGN : SGN62 N=812,49 Mx=-33,18 My=-20,33 Fx=-2,88 Fy=14,92**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 169,16 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 981,65 (kN) Mx = -45,11 (kN*m) My = -22,63 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 1128,90 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 45,11 (kN*m)
Stateczność na obrót: 25.02 > 1

Wokół osi OY
Kombinacja wymiarująca: **SGN : SGN62 N=812,49 Mx=-33,18 My=-20,33 Fx=-2,88 Fy=14,92**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 169,16 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 981,65 (kN) Mx = -45,11 (kN*m) My = -22,63 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 1128,90 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 22,63 (kN*m)
Stateczność na obrót: 49.88 > 1

11.3 Wymiarowanie żelbetowe

11.3.1 Założenia

- Środowisko : XC3
- Klasa konstrukcji : S1

11.3.2 Analiza przebicia i ścinania

Przebicie

Kombinacja wymiarująca **SGN : SGN49 N=1913,37 Mx=-20,08 My=-6,85 Fx=-0,89 Fy=9,24**
Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu
1.35 * ciężar gruntu

Obciążenie wymiarujące:
Nr = 2141,74 (kN) Mx = -27,47 (kN*m) My = -7,56 (kN*m)

Długość obwodu krytycznego:	6,06 (m)
Siła przebijająca:	977,28 (kN)
Wysokość użyteczna przekroju	heff = 0,33 (m)
Stopień zbrojenia:	ρ = 0.34 %
Naprężenie ścinające:	0,50 (MPa)
Dopuszczalne naprężenie ścinające:	0,85 (MPa)
Współczynnik bezpieczeństwa:	1.696 > 1

11.3.3 Zbrojenie teoretyczne

Stopa:

dolne:

SGN : SGN51 N=1911,22 Mx=-0,78 My=11,28 Fx=1,50 Fy=0,71
My = 243,77 (kN*m) A_{sx}= 11,27 (cm2/m)

SGN : SGN49 N=1913,37 Mx=-20,08 My=-6,85 Fx=-0,89 Fy=9,24
Mx = 247,91 (kN*m) A_{sy}= 11,48 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 4,29 (cm2/m)

górne:

A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 0,00 (cm2/m)

Trzon słupa:

Zbrojenie podłużne A = 24,20 (cm2) A_{min} = 24,20 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 4,54 (cm2) Asy = 7,56 (cm2)

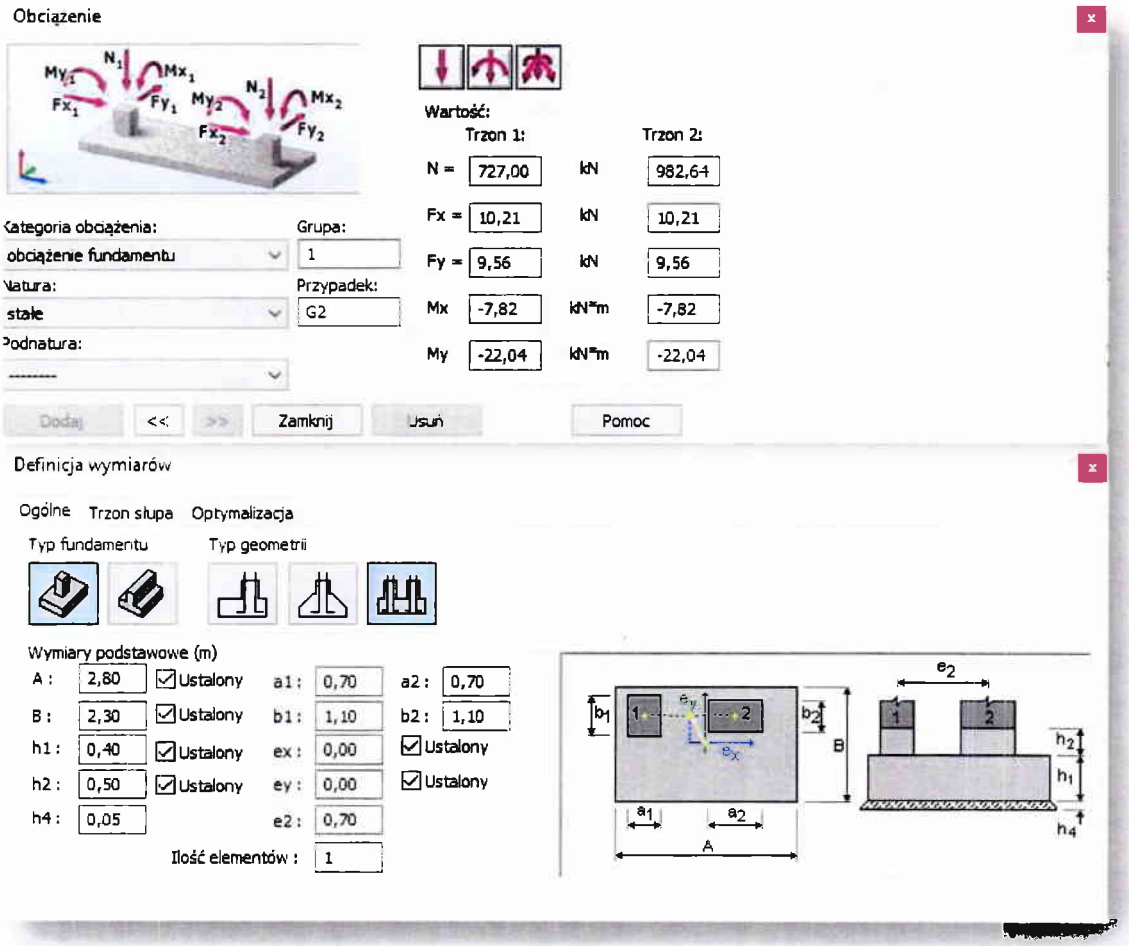
Zbrojenie w stopie fundamentowej w dwóch kierunkach: Φ10 co 20 cm A_{s1}= 3,93 cm²/m

11.3.4 Wnioski z analizy

- Nie jest spełniony warunek na: nośność podłoża
- Wytrzymałość betonu nie spełnia wymagań normowych z uwagi na klasę środowiska: 10 MPa < 30 MPa - E.1(2).
- Wytrzymałość stali zbrojeniowej wykracza poza zakres dopuszczony przez normę: - 3.2.2 (3)
- Współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia dolnego w kierunku osi X: 0.00 < 1.0
- Współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia dolnego w kierunku osi Y: 0.00 < 1.0
- A_{s1}<$A_{s.min}$ - Ilość użytego zbrojenia w ławie jest niewystarczająca

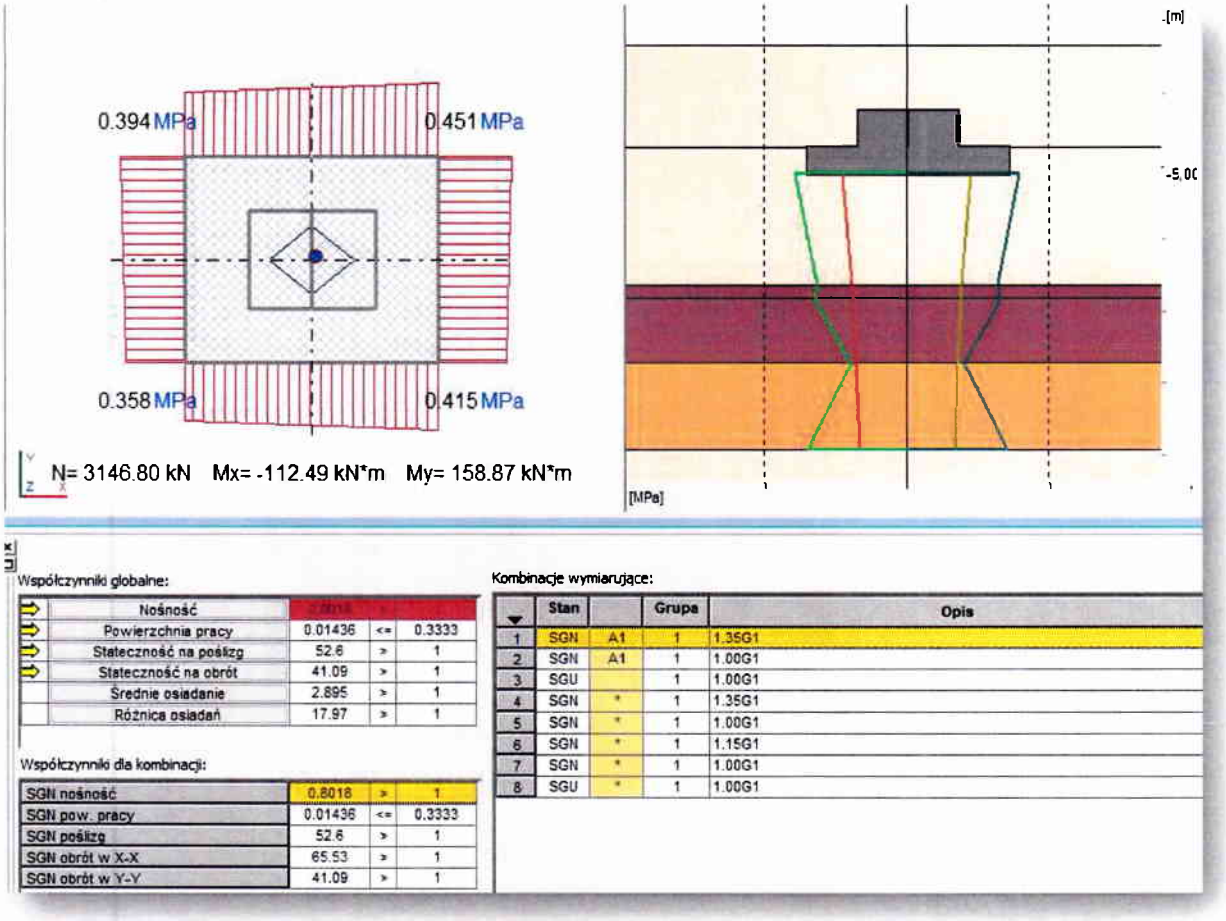
11.4 Stopa fundamentowa: Fundament pod węzeł 52

Stopa fundamentowa pod słupy w okolicy dylatacji



*Rys. 78. Wymiary i obciążenie dla stopy pod słupy w okolicy dylatacji. **

*Maksymalne siły z węzła nr 52 zostały zadane do wymiarowania stopy jako jeden przypadek obciążenia po wcześniejszym podzieleniu ich wartości przez współczynnik 1,35 i zostały wprowadzone jako wartości charakterystyczne obciążeń.



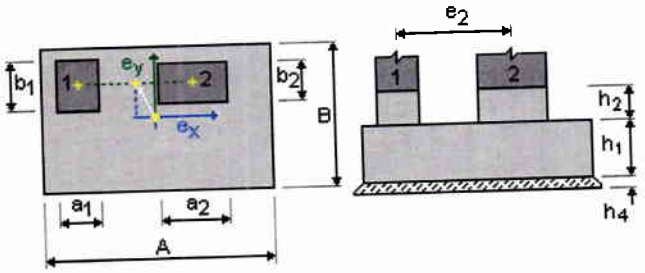
Rys. 79. Rezultaty dla obliczania nośności stopy fundamentowej w okolicy dylatacji.

11.4.1 Dane podstawowe

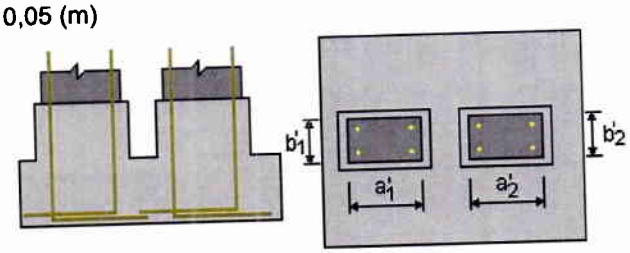
1.1.1 Założenia

- Obliczenia geotechniczne wg normy : PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010
- Obliczenia żelbetu wg normy : PN-EN 1992-1-1:2008
- Dobór kształtu : bez ograniczeń

11.4.2 Geometria:



A	= 2,80 (m)	a1	= 0,70 (m)	a2	= 0,70 (m)
B	= 2,30 (m)	b1	= 1,10 (m)	b2	= 1,10 (m)
h1	= 0,40 (m)	e_2	= 0,70 (m)		
h2	= 0,50 (m)	e_x	= 0,00 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)				



a1'	= 25,0 (cm)	a2'	= 25,0 (cm)
b1'	= 25,0 (cm)	b2'	= 25,0 (cm)

c_{nom1} = 6,0 (cm)
c_{nom2} = 6,0 (cm)
Odchyłki otuliny: Cdev = 1,0(cm), Cdur = 0,0(cm)

11.4.3 Materiały

- Beton : B25; wytrzymałość charakterystyczna = 16,00 MPa

  ciężar objętościowy = 2501,36 (kG/m3)
  prostokątny rozkład naprężeń [3.1.7(3)]
- Zbrojenie podłużne : typ A-IIIN (B500SP) wytrzymałość charakterystyczna = 500,00 MPa

  Klasa ciągliwości: C
  gałąź pozioma wykresu naprężenie-odkształcenie
- Zbrojenie poprzeczne : typ A-IIIN (B500SP) wytrzymałość charakterystyczna = 500,00 MPa
- Dodatkowe zbrojenie: : typ A-III (RB400W) wytrzymałość charakterystyczna = 400,00 MPa

11.4.4 Obciążenia:

Obciążenia fundamentu:

Przypadek	Natura	Grupa	Trzon	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
G1	stałe	1	1	727,00	10,21	9,56	-7,82	-22,04
			2	982,64	10,21	9,56	-7,82	-22,04

Obciążenia naziomu:

Przypadek	Natura	Q1 (kN/m2)

11.4.5 Lista kombinacji

1/	SGN A1 : 1.35G1
2/	SGN A1 : 1.00G1
3/	SGU : 1.00G1
4/*	SGN : 1.35G1
5/*	SGN : 1.00G1
6/*	SGN : 1.15G1
7/*	SGN : 1.00G1
8/*	SGU : 1.00G1

11.5 Wymiarowanie geotechniczne

11.5.1 Założenia

- Współczynnik redukujący kohezję: 0,00
- Poślizg z uwzględnieniem parcia gruntu: dla kierunków X i Y
- Podejście obliczeniowe: 2
  A1 + M1 + R2

$\gamma_{\phi'}$ = 1,00
$\gamma_{c'}$ = 1,00
γ_{cu} = 1,00
γ_{qu} = 1,00
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,40
$\gamma_{R,h}$ = 1,10

11.5.2 Grunt:

Poziom gruntu:	N_1	= -3,34 (m)
Poziom trzonu słupa:	N_a	= -4,20 (m)
Minimalny poziom posadowienia:	N_f	= -5,00 (m)

1. Pył
- Poziom gruntu: -3.34 (m)
- Miąższość: 1.40 (m)
- Ciężar objętościowy: 2090.42 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2722.64 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
- Kohezja: 0.02 (MPa)

2. Pył
- Poziom gruntu: -4.74 (m)
- Miąższość: 1.90 (m)
- Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
- Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
- Kąt tarcia wewnętrznego: 18.0 (Deg)
- Kohezja: 0.03 (MPa)

3. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.64 (m)
   - Miąższość: 0.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

4. **Pył**
   - Poziom gruntu: -6.84 (m)
   - Miąższość: 0.90 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2050.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 15.1 (Deg)
   - Kohezja: 0.02 (MPa)

5. **Pył**
   - Poziom gruntu: -7.74 (m)
   - Miąższość: 1.20 (m)
   - Ciężar objętościowy: 2000.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 11.0 (Deg)
   - Kohezja: 0.01 (MPa)

6. **Pył**
   - Poziom gruntu: -8.94 (m)
   - Miąższość: 1.00 (m)
   - Ciężar objętościowy: 1950.00 (kG/m3)
   - Ciężar właściwy szkieletu: 2670.00 (kG/m3)
   - Kąt tarcia wewnętrznego: 14.8 (Deg)
   - Kohezja: 0.01 (MPa)

11.5.3 Stany graniczne

Obliczenia naprężeń

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.35** * ciężar fundamentu
1.35 * ciężar gruntu
Wyniki obliczeń: na poziomie stropu warstwy nr 5
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 838,79 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 3146,80 (kN) Mx = -112,49 (kN*m) My = 158,87 (kN*m)

Metoda obliczeń naprężenia dopuszczalnego: Analityczna

Mimośród działania obciążenia:
$|e_B|$ = 0,04 (m) $|e_L|$ = 0,05 (m)
Wymiary zastępcze fundamentu:
$B' = B - 2|e_B|$ = 2,89 (m)
$L' = L - 2|e_L|$ = 3,36 (m)
Głębokość posadowienia: Dmin = 4,40 (m)

Współczynniki nośności:
N_γ = 0.66
N_c = 8.80
N_q = 2.71
Współczynniki wpływu nachylenia obciążenia:
i_γ = 0.98
i_c = 0.98
i_q = 0.99
Współczynniki kształtu:
s_γ = 0.74
s_c = 1.26
s_q = 1.16
Współczynniki nachylenia podstawy fundamentu:
b_γ = 1.00
b_c = 1.00
b_q = 1.00
Parametry geotechniczne:
C = 0.01 (MPa)
ϕ = 11,0 (Deg)
γ = 2062.86 (kG/m3)
qu = 0,40 (MPa)
Obliczeniowy opór podłoża gruntowego:
qlim = qu / $\gamma_{R,v}$ = 0.29 (MPa)
$\gamma_{R,v}$ = 1,40

Naprężenie w gruncie: qref = 0.36 (MPa)
Współczynnik bezpieczeństwa: qlim / qref = 0.8018 > 1

Odrywanie

Odrywanie w SGN
Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Powierzchnia kontaktu: s = 0,01
s_{lim} = 0,33

Przesunięcie

Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 218,69 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 2526,70 (kN) Mx = -44,34 (kN*m) My = 86,09 (kN*m)
Wymiary zastępcze fundamentu: A_ = 2,80 (m) B_ = 2,30 (m)
Powierzchnia poślizgu: 6,44 (m2)
Współczynnik tarcia fundament - grunt: tan(δ_d) = 0,18
Kohezja: c_u = 0.03 (MPa)
Uwzględnione parcie gruntu:
Hx = 27,57 (kN) Hy = 25,81 (kN)
Ppx = -27,54 (kN) Ppy = -33,53 (kN)
Pax = 7,83 (kN) Pay = 9,54 (kN)
Wartość siły poślizgu H_d = 7,86 (kN)
Wartość siły zapobiegającej poślizgowi fundamentu:

- na poziomie posadowienia: R_d = 413,46 (kN)
Stateczność na przesunięcie: 52.6 > 1

Osiadanie średnie

Rodzaj podłoża pod fundamentem: warstwowe
Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 218,69 (kN)
Średnie naprężenie od obciążenia wymiarującego: q = 0,30 (MPa)
Miąższość podłoża gruntowego aktywnie osiadającego: z = 6,14 (m)
Naprężenie na poziomie z:
- dodatkowe: σ_{zd} = 0,02 (MPa)
- wywołane ciężarem gruntu: $\sigma_{z\gamma}$ = 0,16 (MPa)

Osiadanie:
- pierwotne s' = 1,7 (cm)
- wtórne s'' = 0,0 (cm)
- CAŁKOWITE S = 1,7 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)

Współczynnik bezpieczeństwa: 2.895 > 1

Różnica osiadań

Kombinacja wymiarująca **SGU : 1.00G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Różnica osiadań: S = 0,3 (cm) < Sadm = 5,0 (cm)
Współczynnik bezpieczeństwa: 17.97 > 1

Obrót

Wokół osi OX
Kombinacja wymiarująca **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 218,69 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 2526,70 (kN) Mx = -44,34 (kN*m) My = 86,09 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 2905,71 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 44,34 (kN*m)
Stateczność na obrót: 65.53 > 1

Wokół osi OY
Kombinacja wymiarująca: **SGN A1 : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe: **1.00** * ciężar fundamentu
1.00 * ciężar gruntu
Ciężar fundamentu i nadległego gruntu: Gr = 218,69 (kN)
Obciążenie wymiarujące:
Nr = 2526,70 (kN) Mx = -44,34 (kN*m) My = 86,09 (kN*m)
Moment stabilizujący: M_{stab} = 3537,38 (kN*m)
Moment obracający: M_{renv} = 86,09 (kN*m)
Stateczność na obrót: 41.09 > 1

11.6 Wymiarowanie żelbetowe

11.6.1 Założenia

- Środowisko : X0
- Klasa konstrukcji : S1

11.6.2 Analiza przebicia i ścinania

Ścinanie

Kombinacja wymiarująca	**SGN : 1.35G1**
Współczynniki obciążeniowe:	**1.35** * ciężar fundamentu
	1.35 * ciężar gruntu
Obciążenie wymiarujące:	
Nr = 2603,24 (kN)	Mx = -44,34 (kN*m) My = 86,09 (kN*m)
Długość obwodu krytycznego:	2,30 (m)
Siła ścinająca:	632,18 (kN)
Wysokość użyteczna przekroju	heff = 0,33 (m)
Powierzchnia ścinania:	A = 0,76 (m2)
Stopień zbrojenia:	ρ = 0.46 %
Naprężenie ścinające:	0,83 (MPa)
Dopuszczalne naprężenie ścinające:	0,44 (MPa)
Współczynnik bezpieczeństwa:	0.5326 > 1

11.6.3 Zbrojenie teoretyczne

Stopa:

dolne:

SGN : 1.35G1
My = 453,79 (kN*m) A_{sx}= 15,06 (cm2/m)

SGN : 1.35G1
Mx = 301,93 (kN*m) A_{sy}= 7,87 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 4,29 (cm2/m)

górne:

A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\,min}$ = 0,00 (cm2/m)

Trzon słupa: 1

Zbrojenie podłużne	A	= 15,40 (cm2)	A_{min}	= 15,40 (cm2)
	A	= 2 * (Asx1 + Asy1)		
	Asx1	= 2,89 (cm2)	Asy1	= 4,81 (cm2)

Trzon słupa: 2

Zbrojenie podłużne	A	= 15,40 (cm2)	A_{min}	= 15,40 (cm2)
	A	= 2 * (Asx2 + Asy2)		

Asx2 = 2,89 (cm2) Asy2 = 4,81 (cm2)

Zbrojenie w stopie fundamentowej w dwóch kierunkach: Φ10 co 20 cm A_{s1}= 3,93 cm^2/m

11.6.4 Wnioski z analizy

- Nie jest spełniony warunek na: nośność podłoża
- Nie jest spełniony warunek na: ścinanie fundamentu
- Współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia dolnego w kierunku osi X: 0.00 < 1.0
- Współczynnik bezpieczeństwa zbrojenia dolnego w kierunku osi Y: 0.00 < 1.0
- $A_{s1}<A_{s.min}$ - Ilość użytego zbrojenia w ławie jest niewystarczająca

12. Wnioski i zalecenia

Na podstawie przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej oraz wizji lokalnej i interpretacji dostępnej dokumentacji **nie można dopuścić możliwość nadbudowy dodatkowych pięter** ze względu na brak nośności elementów konstrukcyjnych: słupów, fundamentów oraz belek. W celu przeniesienia dodatkowych obciążeń konieczne jest wzmocnienie konstrukcji.

Nadbudowa dwóch kondygnacji powoduje zwiększenie wartości obciążenia od wiatru, która jest zależna od wysokości budynku. Zwiększenie tej wartości oddziaływania skutkuje większym wytężeniem belek umiejscowionych w kierunku poprzecznym, które w pierwotnej konstrukcji nie były wymiarowane do przeniesienia takich obciążeń.

Dodatkowe obciążenie od ciężaru nadbudowy przekazane na słupy parteru oraz piwnicy powoduje, że słupy nie spełniają warunków granicznych stanu nośności.

W obszarze budynku ze względu na istniejącą infrastrukturę nie było możliwości wykonania odwiertu. Nośność fundamentów została przekroczona o kilka procent, więc zaleca się wykonanie odwiertu w rozpatrywanym obszarze, gdyż może to w istotny sposób wpłynąć na nośność oraz pracę fundamentów.

Nośność fundamentów nie została spełniona ze względu na zbyt małą nośność podłoża.

Ławy oraz stopy fundamentowe nie spełniają wymaganej nośności ze względu na: zbyt słaby beton, stal o zbyt małej wytrzymałości oraz użytą za małą średnicę prętów zbrojeniowych, nie zgodną z wymaganiami normowymi. Konieczne jest ich wzmocnienie.

13. Załączniki:

13.1. Uprawnienia budowlane projektanta

MAŁOPOLSKA OKRĘGOWA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Kraków, dnia 22 grudnia 2011 r.

MAP OIIB/KK/0054-0177/11

DECYZJA

Na podstawie art.24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów *(Dz. U. z 2001 r. Nr 5 poz. 42, z późn. zm.)*, art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5, art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1 oraz art. 13 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.)*, § 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. z 2006 r. Nr 83 poz. 578 z późn. zm.)* oraz art. 104 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. Kodeks postępowania administracyjnego *(tekst jednolity: Dz. U. z 2000 r. Nr 98, poz. 1071 z późn. zm.)*.

Małopolska Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
stwierdza, że

Pan mgr inż. **Arkadiusz Sebastian Kłapa**
urodzony dnia 02.11.1983 r. w Krakowie
uzyskał

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny MAP/0340/POOK/11

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno - budowlanej.

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu, stwierdziła, że Pan Arkadiusz Kłapa posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w wyżej wymienionej specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane.
Szczegółowy zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

POUCZENIE
Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w Krakowie w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Skład Orzekający
Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

1. Przewodniczący Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej
dr inż. Zygmunt Rawicki

2. Członek Składu Orzekającego
mgr inż. arch. Elżbieta Gabryś

3. Członek Składu Orzekającego
dr inż. Marian Plachecki

13.2. Przynależność projektanta do Izby Inżynierów Budownictwa

POLSKA IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA

Zaświadczenie
o numerze weryfikacyjnym
MAP-RFQ-R5V-8QE *

Pan Arkadiusz Sebastian Kłapa o numerze ewidencyjnym MAP/BO/0042/12
adres zamieszkania ul. Grota-Roweckiego 43/16, 30-348 Kraków
jest członkiem Małopolskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne do dnia 2021-08-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-08-25 roku przez:

Mirosław Boryczko, Przewodniczący Rady Małopolskiej 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 lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.