



Politechnika
Wrocławska

Politechnika Wrocławska
Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

(Zał. 5a do procedury Pr 08)



SPECJALNOŚĆ: INŻYNIERIA BUDOWLANA

INŻYNIERSKA

PRACA DYPLOMOWA

**TYTUŁ: PROJEKT ŻELBETOWEJ
KONSTRUKCJI BUDYNKU
WIELORODZINNEGO**

Autor: Piotr Kopka

Opiekun: dr inż. Czesław Bywalski

Recenzent: dr inż. Dariusz Styś

Rok akademicki: 2016/2017

Spis treści

1. Opis techniczny	5
1.1. Podstawa opracowania	5
1.2. Przedmiot opracowania	5
1.3. Cele pracy	5
1.4. Zakres pracy	6
1.5. Dane ogólne	6
1.6. Warunki gruntowo – wodne	6
1.7. Materiały użyte w konstrukcji	6
1.8. Rozwiązania konstrukcyjne	6
1.8.1. Opis rozwiązań konstrukcyjnych	6
1.8.2. Płyta stropowa PŁ2	7
1.8.3. Słup S1	7
1.8.4. Belka B2	7
1.9. Technologia wykonania	7
1.10. Uwagi	8
2. Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe	8
2.1. Obliczenia płyty stropowej PŁ2	8
2.1.1. Przyjęcie grubości płyty	8
2.1.2. Zebranie obciążeń	8
2.1.3. Obliczenia statyczne MES	17
2.1.4. Sprawdzenie poprawności modelu MES – porównanie z obliczeniami „ręcznymi”	27
2.1.5. Materiały	29
2.1.6. Warunki konstrukcyjne	30
2.1.7. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie	30
2.1.8. Długość zakotwienia i zakładu	34
2.1.10. Przebieg	35
2.1.11. Końcowy współczynnik pełzania	38
2.1.12. Ugięcie	39
2.1.13. Zarysowanie	42
2.1.14. Trzpienie dylatacyjne	44
2.2. Obliczenia słupa S1	45
2.2.1. Dane wyjściowe	45
2.2.2. Smukłość	45
2.2.3. Efektywny współczynnik pełzania	45

2.2.4. Smukłość graniczna	46
2.2.5. Efekty II rzędu	47
2.2.6. Imperfekcje geometryczne	47
2.2.7. Wymiarowanie zbrojenia	47
2.3. Obliczenia belki B2	49
2.3.1. Dane wyjściowe	49
2.3.2. Obliczenia statyczne	49
2.3.3. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie	50
2.3.4. Długość zakotwienia	53
2.3.5. Ścinanie	53
2.3.6. Ścinanie między środkiem, a półką	55
2.3.7. Końcowy współczynnik pełzania	56
2.3.8. Ugięcie i zarysowanie	57

Streszczenie pracy dyplomowej

Tematem pracy dyplomowej inżynierskiej jest projekt żelbetowej konstrukcji budynku wielorodzinnego, czterokondygnacyjnego, podpiwniczego. Projektowanymi elementami są: płyta stropowa dwukierunkowo zbrojona, słup o przekroju prostokątnym oraz belka o przekroju teowym.

Projektowany obiekt składa się z pięciu oddylatowanych części. Zaprojektowano posadowienie na żelbetowej płycie fundamentowej z o grubości 400 mm. W celu zapewnienia równomiernego osiadania oddylatowanych części budynku przewidziano belki dylatacyjne na styku płyt fundamentowych. Pod fundamentami zaprojektowano podkład z betonu klasy C8/10 o grubości 100 mm. Ściany zewnętrzne kondygnacji podziemnej przewidziano jako żelbetowe o grubości 240 mm, a ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych z bloczków silikatowych Silka E24S o grubości 240 mm. Ściany wewnętrzne zaprojektowano z bloczków silikatowych o grubości 120 i 180 mm. Przewidziano żelbetowe słupy o wymiarach przekroju 300 mm x 300 mm. Stropy zaprojektowano jako płyty dwukierunkowo zbrojone o grubości 280 mm oparte na słupach żelbetowych, ścianach zewnętrznych oraz żelbetowej belce o wymiarach przekroju 300 mm x 500 mm. W budynku przewidziano żelbetowe szyby windowe o ścianach o grubości 200 mm, żelbetowe schody, oraz żelbetowe naświetla przy oknach kondygnacji podziemnej o ściankach o grubości 120 mm. Wszystkie żelbetowe elementy konstrukcyjne budynku zaprojektowano jako monolityczne z betonu klasy C30/37 zbrojonego prętami ze stali RB500. Jako izolację przeciwwodną piwnicy przyjęto 2 warstwy papy termozgrzewalnej, jako izolację termiczną ścian budynku przyjęto polistyren ekstrudowany o grubości 150 mm w piwnicy oraz styropian o grubości 150 mm na ścianach kondygnacji nadziemnych. Izolacja termiczna podłóg to styropian EPS100 o grubości 100 mm. Do ocieplenia dachu przyjęto wełnę mineralną twardą o grubości od 200 mm do 330 mm, która pełni również funkcję warstwy tworzącej spadek. Przewidziano pokrycie dachu folią dachową EPDM. Zaprojektowano wykończenie ścian tynkiem cementowo wapiennym o grubości 15 mm od wewnątrz oraz tynkiem silikatowym na siatce o grubości 3 mm od zewnątrz.

Słowa kluczowe

- budynek wielorodzinny
- żelbetowa konstrukcja
- strop płytowo – słupowy

1. Opis techniczny

1.1. Podstawa opracowania

Podstawę opracowania stanowi temat pracy dyplomowej inżynierskiej nr 129/IBB/16 na rok akademicki 2016/2017 wydany przez Zakład Konstrukcji Betonowych pod tytułem „Projekt żelbetowej konstrukcji budynku wielorodzinnego”.

1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest praca dyplomowa inżynierska pod tytułem „Projekt żelbetowej konstrukcji budynku wielorodzinnego”.

1.3. Cele pracy

Zapoznanie się z problemami projektowymi żelbetowych budynków wielorodzinnych oraz rozwiązaniami układów konstrukcyjnych takich budynków.

1.4. Zakres pracy

Zakres pracy obejmuje wykonanie wybranych elementów projektu budowlanego i wykonawczego części budynku wielorodzinnego, czterokondygnacyjnego, podpiwniczzonego o powierzchni użytkowej min. 5000 m².

1.5. Dane ogólne

- przeznaczenie: budynek mieszkalny wielorodzinny
- lokalizacja: Drezdenko
- wymiary: długość: 127,8 m; szerokość: 13,1 m
- liczba kondygnacji: 4, w tym 1 podziemna
- wysokość kondygnacji: 3,06 m
- powierzchnia użytkowa: 5400 m²
- kubatura: 20560 m³

1.6. Warunki gruntowo – wodne

Występujący grunt to piasek gliniasty $I_L = 0,15$. Zwierciadło wody gruntowej znajduje się na głębokości 2,27 m poniżej poziomu terenu. W celu zapewnienia szczelności budynku zaprojektowano posadowienie na płycie fundamentowej.

1.7. Materiały użyte w konstrukcji

Wszystkie żelbetowe elementy konstrukcyjne zaprojektowano z betonu klasy C30/37 zbrojonego prętami ze stali RB500. Ściany nośne murowane zaprojektowano z bloczków silikatowych Silka E24S.

1.8. Rozwiązania konstrukcyjne

1.8.1. Opis rozwiązań konstrukcyjnych

Projektowany obiekt składa się z pięciu oddylatowanych części. Zaprojektowano posadowienie na żelbetowej płycie fundamentowej z o grubości 400 mm. W celu zapewnienia równomiernego osiadania oddylatowanych części budynku przewidziano belki dylatacyjne na styku płyt fundamentowych. Pod fundamentami zaprojektowano podkład z betonu klasy C8/10 o grubości 100 mm. Ściany zewnętrzne kondygnacji podziemnej przewidziano jako żelbetowe o grubości 240 mm, a ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych z bloczków silikatowych Silka E24S o grubości 240 mm. Ściany wewnętrzne zaprojektowano z bloczków silikatowych o grubości 120 i 180 mm. Przewidziano żelbetowe słupy o wymiarach przekroju 300 mm x 300 mm. Stropy zaprojektowano jako płyty dwukierunkowo zbrojone o grubości 280 mm oparte na słupach żelbetowych, ścianach zewnętrznych oraz żelbetowej belce o wymiarach przekroju 300 mm x 500 mm. W budynku przewidziano żelbetowe szyby windowe o ścianach o grubości 200 mm, żelbetowe schody, oraz żelbetowe naświetla przy oknach kondygnacji podziemnej o ściankach o grubości 120 mm. Wszystkie żelbetowe elementy konstrukcyjne budynku zaprojektowano jako monolityczne z betonu klasy C30/37 zbrojonego prętami ze stali RB500. Jako izolację przeciwwodną piwnicy przyjęto 2 warstwy papy termozgrzewalnej, jako izolację termiczną ścian budynku przyjęto polistyren ekstrudowany o grubości 150 mm w piwnicy oraz styropian o grubości 150 mm na ścianach kondygnacji nadziemnych. Izolacja termiczna podłóg to styropian EPS100 o grubości 100 mm. Do ocieplenia dachu przyjęto wełnę mineralną twardą o grubości od 200 mm do 330 mm, która pełni również funkcję warstwy tworzącej spadek. Przewidziano pokrycie dachu folią dachową EPDM. Zaprojektowano wykończenie ścian tynkiem cementowo wapiennym o grubości 15 mm od wewnątrz oraz tynkiem silikatowym na siatce o grubości 3 mm od zewnątrz.

1.8.2. Płyta stropowa PŁ2

Płyte stropową zaprojektowano jako dwukierunkowo zbrojoną, z betonu klasy C30/37. Jej grubość wynosi 280 mm. Przewidziano oparcie na ścianach zewnętrznych z bloczków silikatowych Silka E24S o grubości 240 mm oraz na słupach żelbetowych o przekroju 300 mm x 300 mm z betonu klasy C30/37, a w przypadku pola w osiach 20-21, A-B na ścianach zewnętrznych oraz na belce żelbetowej o przekroju 300 mm x 500 mm z betonu klasy C30/37. Rozpiętość przęseł wynosi 6,3 m w obu kierunkach z wyjątkiem pola w osiach 20-21, A-B, gdzie rozpiętość wynosi 6,3 m x 2,18 m. Otulina zbrojenia wynosi 25 mm. Do zbrojenia przyjęto stal RB500. Zbrojenie dolne płyty zaprojektowano z prętów $\varnothing 10$, zbrojenie górne z prętów $\varnothing 10$ oraz $\varnothing 20$. Jako zbrojenie na przebiecie przyjęto trzpienie dwugłówkowe HDB firmy Halfen. W celu wyeliminowania przesunięcia wysokości oddylatowanych płyt przewidziano zbrojenie krawędzi trzpieniami dylatacyjnymi HSD CRET firmy Halfen.

1.8.3. Słup S1

Słup zaprojektowano jako sztywno zamocowany w płytach stropowych, stropodachowej oraz fundamentowej. Wysokość słupa między kondygnacjami wynosi 3,06 m, a jego przekrój to 300 mm x 300 mm. Przewidziano wykonanie z betonu klasy C30/37 oraz stali RB500. Do zbrojenia przyjęto pręty $\varnothing 16$ jako zbrojenie główne oraz strzemiona $\varnothing 6$. Otulina zbrojenia wynosi 25 mm.

1.8.4. Belka B2

Belkę zaprojektowano jako element jednoprzęsłowy o przekroju 300 mm x 500 mm z betonu klasy C30/30 o rozpiętości 6,3 m oparty na słupie żelbetowym o przekroju 300 mm x 300 mm z betonu klasy C30/37 oraz na ścianie zewnętrznej z bloczków silikatowych Silka E24S o grubości 240 mm. Do zbrojenia przyjęto pręty $\varnothing 12$ jako zbrojenie główne oraz strzemiona $\varnothing 6$. Otulina zbrojenia wynosi 25 mm.

1.9. Technologia wykonania

Deskowanie powinno być nieuszkodzone oraz nie zawierać śniegu, lodu, ani wody. Należy stosować środki antyadhezyjne. Przy odbiorze mieszanki betonowej należy poddać ją ocenie wizualnej. Podczas transportu mieszanki na placu budowy należy chronić ją przed segregacją składników. Mieszanka betonowa nie powinna być układana w temperaturze poniżej 5 °C. Powinno się układać mieszankę betonową w taki sposób, aby zapewnić założoną wytrzymałość betonu, odpowiednią otulinę zbrojenia oraz zapobiec segregacji składników. Należy również zabezpieczyć mieszankę przed niekorzystnym działaniem czynników atmosferycznych. Mieszanka betonowa powinna być układana w deskowaniach i zagęszczana warstwami nie większymi, niż długość wibratora. Do zagęszczania mieszanki przyjęto wibratory węgłne dla belek, ścian i słupów oraz wibratory powierzchniowe dla płyt. Młody beton należy odpowiednio pielęgnować i chronić przed zamarzaniem, szkodliwymi warunkami atmosferycznymi, drganiami, uszkodzeniami. Przyjęto 4 klasę pielęgnacji betonu. Dla tej klasy minimalny czas pielęgnacji przy założeniu temperatury powierzchni betonu pomiędzy 15, a 25 °C oraz wolnego przyrostu wytrzymałości 12 dni. Należy utrzymywać powierzchnię betonu wilgotną poprzez odpowiednie użycie wody i stosować preparaty pielęgnujące lub stosować inne metody pielęgnacji o równoważnej efektywności. Roboty należy wykonywać zgodnie z normą PN-EN 13670 „Wykonywanie konstrukcji z betonu”.

1.10. Uwagi

Na każdym etapie pracy wymagany jest nadzór osoby uprawnionej do kierowania robotami budowlanymi w odpowiednim zakresie.

Należy przeprowadzać systematyczną kontrolę wykonania elementów konstrukcyjnych zgodnie z klasą wykonania 3 według normy PN-EN 13670 „Wykonywanie konstrukcji z betonu”.

2. Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe

2.1. Obliczenia płyty stropowej PŁ2

2.1.1. Przyjęcie grubości płyty

Według [5] i [6]

Klasa konstrukcji: S4

Kategoria zagrożenia ludzi: ZL IV

Klasa odporności pożarowej: D

Wymagana odporność pożarowa stropu: REI30

Minimalna grubość h_s i osiowy wymiar a płyty dla REI30: $h_s = 150$ mm, $a = 10$ mm

Wymiary osiowe płyty: 6,3 m x 6,3 m

Długość przęsła: $l_{eff} = 6,3$ m

Przyjęto stopień zbrojenia: $\rho = 0,5\%$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{lim} = 26$$

$$d = \frac{l_{eff}}{26} = \frac{6,3}{26} = 0,24 \text{ m} \quad (1)$$

Założono $a = 40$ mm

$$h_s = d + a = 0,24 + 0,04 = 0,28 \text{ m} \quad (2)$$

Przyjęto $h_s = 0,28$ m

2.1.2. Zebranie obciążeń

2.1.2.1. Obciążenie śniegiem

Według [3]

Lokalizacja: Drezdenko

Strefa obciążenia śniegiem gruntu: 2

Charakterystyczne obciążenie śniegiem gruntu: $s_k = 0,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nachylenie połaci dachu: $\alpha = 5\% = 2,86^\circ$

Charakterystyczne obciążenie śniegiem dachu:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (3)$$

Współczynnik ekspozycji: $C_e = 1,0$

Współczynnik termiczny: $C_t = 1,0$

Współczynnik kształtu dachu: $\mu_1 = 0,8$ dla $0^\circ < \alpha < 30^\circ$

$$s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 0,9 = 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Zaspy śnieżne

Przy szybie windowym

$$\mu_2 = \gamma \frac{h}{s_k} \quad (4)$$

$$0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

Ciężar objętościowy śniegu: $\gamma = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$h = 0,91 \text{ m}$ – wysokość przeszkody

$$\mu_2 = \gamma \frac{h}{s_k} = 2 * \frac{0,9}{0,9} = 2,02 > 2,0$$

$\mu_2 = 2,0$

Długość zaspy

$$l_s = 2h$$

(5)

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

$$l_s = 2h = 2 * 0,91 = 1,82 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$l_s = 5 \text{ m}$$

$$s = \mu_2 * C_e * C_t * s_k = 2 * 1 * 1 * 0,9 = 1,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Przy kominie

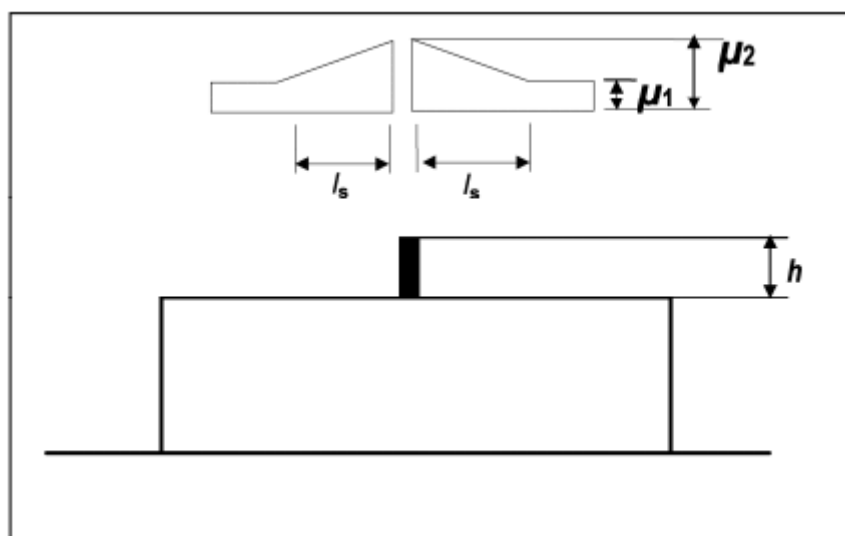
$h = 0,81 \text{ m}$ – wysokość przeszkody

$$\mu_2 = \gamma \frac{h}{s_k} = 2 * \frac{0,81}{0,9} = 1,8$$

$$l_s = 2h = 2 * 0,81 = 1,62 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

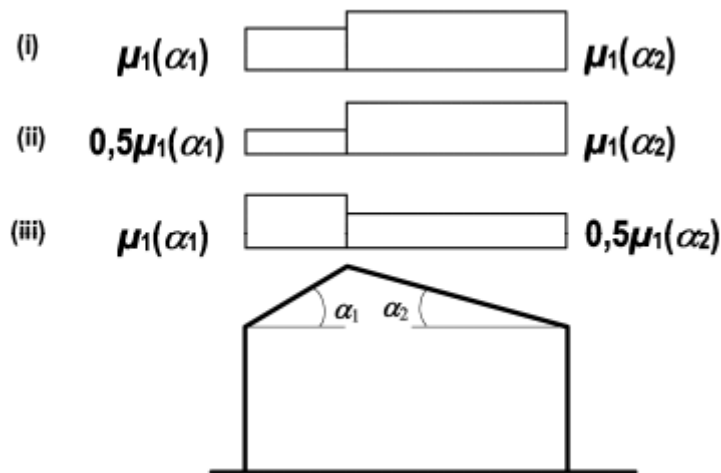
$$l_s = 5 \text{ m}$$

$$s = \mu_2 * C_e * C_t * s_k = 1,8 * 1 * 1 * 0,9 = 1,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Rys. 1. PN-EN 1991-1-3 Rysunek 6.1

Przypadek



Rys. 2. PN-EN 1991-1-3 Rysunek 5.3

2.1.2.2. Obciążenie wiatrem

Według [4]

Lokalizacja: Drezdenko

Strefa wiatrowa: 1

Wysokość nad poziomem morza: $A = 117,60 \text{ m n. p. m.} < 300 \text{ m n. p. m.}$

Kategoria terenu: IV

Podstawowa bazowa prędkość wiatru: $v_{b,0} = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Bazowe ciśnienie prędkości wiatru: $q_{b,0} = 0,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Współczynnik kierunkowy: przyjęto $C_{\text{dir}} = 1,0$

Współczynnik sezonowy: przyjęto $C_{\text{season}} = 1,0$

Bazowa prędkość wiatru

$$v_b = C_{\text{dir}} * C_{\text{season}} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (6)$$

Średnia prędkość wiatru

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (7)$$

Wysokość nad poziomem terenu: $z = 9,55 \text{ m}$

Współczynnik chropowatości

$$c_r(z) = 0,6 * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} = 0,6 * \left(\frac{9,55}{10}\right)^{0,24} = 0,59 \quad (8)$$

Współczynnik orografii: przyjęto $c_0(z) = 1,0$

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 0,59 * 1,0 * 22 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 12,98 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulencja wiatru

$z_{\text{min}} = 10 \text{ m}$ – wysokość minimalna

Intensywność turbulencji

$$I_v(z_{\text{min}}) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (9)$$

$z_0 = 1,0 \text{ m}$ – wymiar chropowatości

Współczynnik turbulencji: przyjęto $k_1 = 1,0$

$$I_v(z_{\text{min}}) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{1}\right)} = 0,43$$

Wartość szczytowa ciśnienia prędkości

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (10)$$

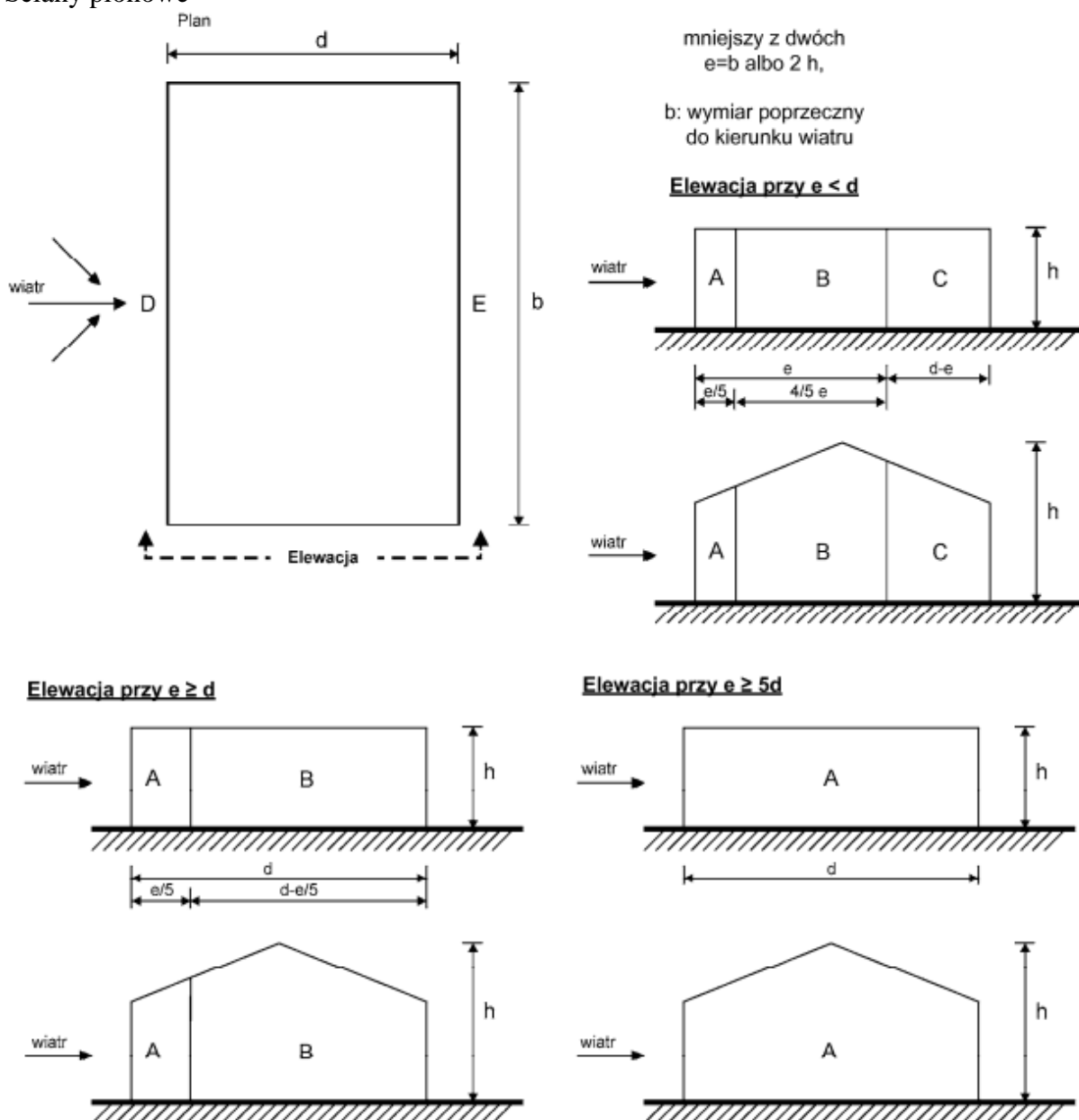
gęstość powietrza: przyjęto $\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = [1 + 7 * 0,43] * \frac{1}{2} * 1,25 * 12,98^2 = 422 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$= 0,422 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ciśnienie wiatru

Ściany pionowe



Rys. 3. PN-EN 1991-1-4 Rysunek 7.5

Wiatr od boku

$$d = 13,14 \text{ m}$$

$$b = 127,82 \text{ m}$$

$$h = 9,55 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{127,82 \text{ m}; 19,1 \text{ m}\} = 19,1 \text{ m} \quad (11)$$

$$d < e < 5d$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9,55}{13,14} = 0,73 \quad (12)$$

$c_{pe,10}$ – współczynnik ciśnienia

Tab. 1. Współczynniki ciśnienia na
ściany pionowe – wiatr od boku

Pole	A	B	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,73	-1,2	-0,8	0,76	-0,43

Wiatr od czoła

$$d = 127,82 \text{ m}$$

$$b = 13,14 \text{ m}$$

$$h = 9,55 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{13,14 \text{ m}; 19,1 \text{ m}\} = 13,14 \text{ m}$$

$$e < d$$

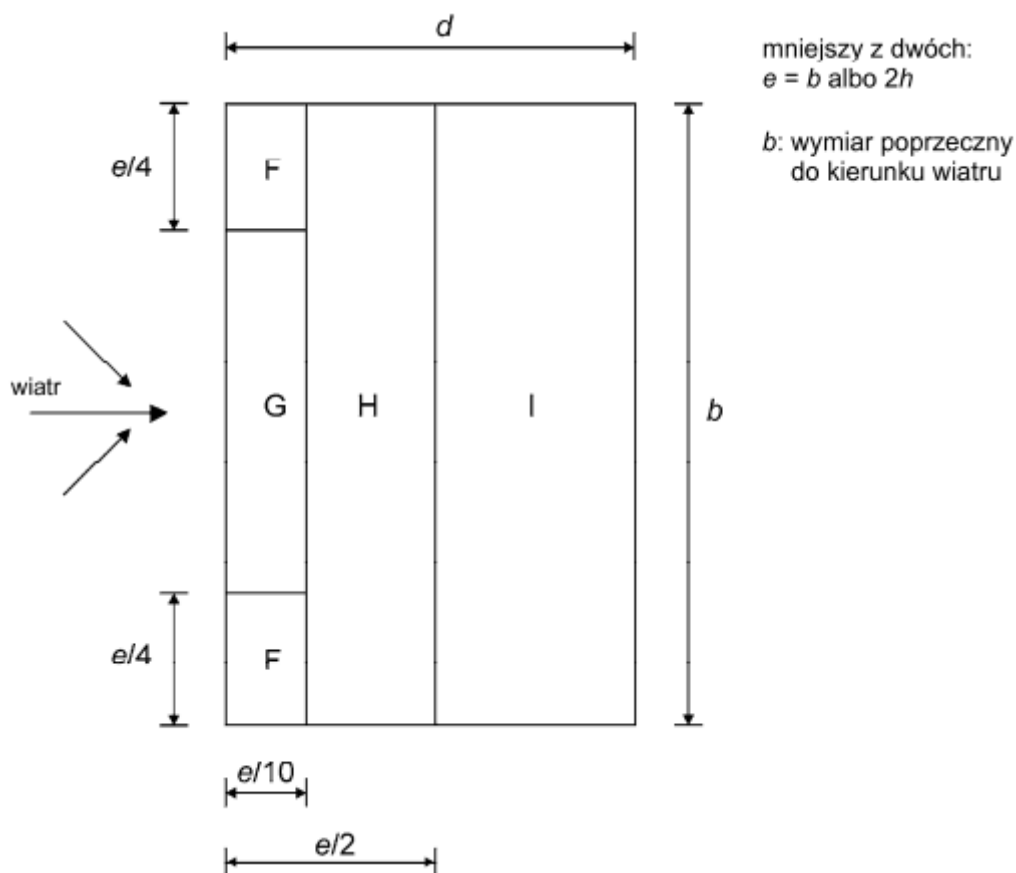
$$\frac{h}{d} = \frac{9,55}{127,82} = 0,07$$

Tab. 2. Współczynniki ciśnienia na
ściany pionowe – wiatr od czoła

Pole	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,07	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Połąc dachowa

Pochylenie dachu $\alpha = 2,86^\circ < 5^\circ$ zatem obliczenia przeprowadzono jak dla dachu płaskiego.



Rys. 4. PN-EN 1991-1-4 Rysunek 7.6

Wiatr od boku

$d = 13,14 \text{ m}$

$b = 127,82 \text{ m}$

$h = 9,55 \text{ m}$

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{127,82 \text{ m}; 19,1 \text{ m}\} = 19,1 \text{ m}$$

Tab. 3. Współczynniki ciśnienia na
połąc dachową – wiatr od boku

Pole			
F	G	H	I
$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
-1,8	-1,2	-0,7	-0,2(0,2)

Wiatr od czoła
 $d = 127,82 \text{ m}$
 $b = 13,14 \text{ m}$
 $h = 9,55 \text{ m}$

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{13,14 \text{ m}; 19,1 \text{ m}\} = 13,14 \text{ m}$$

Tab. 4. Współczynniki ciśnienia na
 połac dachową – wiatr od czoła

Pole			
F	G	H	I
$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
-1,8	-1,2	-0,7	-0,2(0,2)

Ciśnienie wiatru

$$w_e = q_p(z) * c_{pe,10} \quad (13)$$

$$w_e(h) = q_p(z) * c_{pe,10} = 0,422 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * c_{pe,10}$$

Tab. 5. Ciśnienie wiatru

Wiatr od czoła						
Ściany pionowe	Pole	A	B	C	D	E
	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
	$w_e(h) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	-0,506	-0,338	-0,211	0,295	-0,127
Połac dachowa	Pole	F	G	H	I	-
	$c_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2	-
	$w_e(h) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	-0,760	-0,506	-0,295	-0,084	-
Wiatr od boku						
Ściany pionowe	Pole	A	B	C	D	E
	$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-	0,76	-0,43
	$w_e(h) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	-0,506	-0,338	-	0,321	-0,181
Połac dachowa	Pole	F	G	H	I	-
	$c_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	-0,2	-
	$w_e(h) \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right]$	-0,760	-0,506	-0,295	-0,084	-

2.1.2.3. Zebranie obciążeń na płytę stropową

Według [2]

Kategoria użytkowania: A Powierzchnie mieszkalne

Obciążenie użytkowe stropów dla kategorii A: $q_k = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tab. 5. Obciążenia powierzchniowe na płytę stropową

Obciążenie	Ciężar objętościowy [kN/m³]	Obciążenie charakterystyczne [kN/m²]	Współczynnik obciążenia γ _F		Obciążenie obliczeniowe [kN/m²]	
			>1	≤ 1	>1	≤ 1
Stałe g						
gres / panele podłogowe	-	0,48	1,35	1,0	0,65	0,48
wylewka cementowa 50 mm	21	1,05	1,35	1,0	1,42	1,05
styropian EPS 100 100 mm	0,40	0,04	1,35	1,0	0,05	0,04
płyta żelbetowa 280 mm	25	7,00	1,35	1,0	9,45	7,00
tynk cem. – wap. 15 mm	19	0,29	1,35	1,0	0,39	0,29
Razem					11,96	8,86
Zmienne q						
obciążenie użytkowe	-	2,00	1,5	0	3,00	0,00

Tab. 6. Obciążenia liniowe na płytę stropową

Obciążenie	Ciężar objętościowy [kN/m³]	Obciążenie charakterystyczne [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_F		Obciążenie obliczeniowe [kN/m]	
			>1	≤ 1	>1	≤ 1
Stałe g						
ściana z bloczków Silka E18 – grubość 180 mm, wysokość 2780 mm	15	7,51	1,35	1,0	10,14	7,51
ściana z bloczków Silka E12 – grubość 120 mm, wysokość 2780 mm	15	5,00	1,35	1,0	6,75	5,00

2.1.2.4. Zebranie obciążeń na płytę stropodachową

Tab. 7. Obciążenia na płytę stropodachową

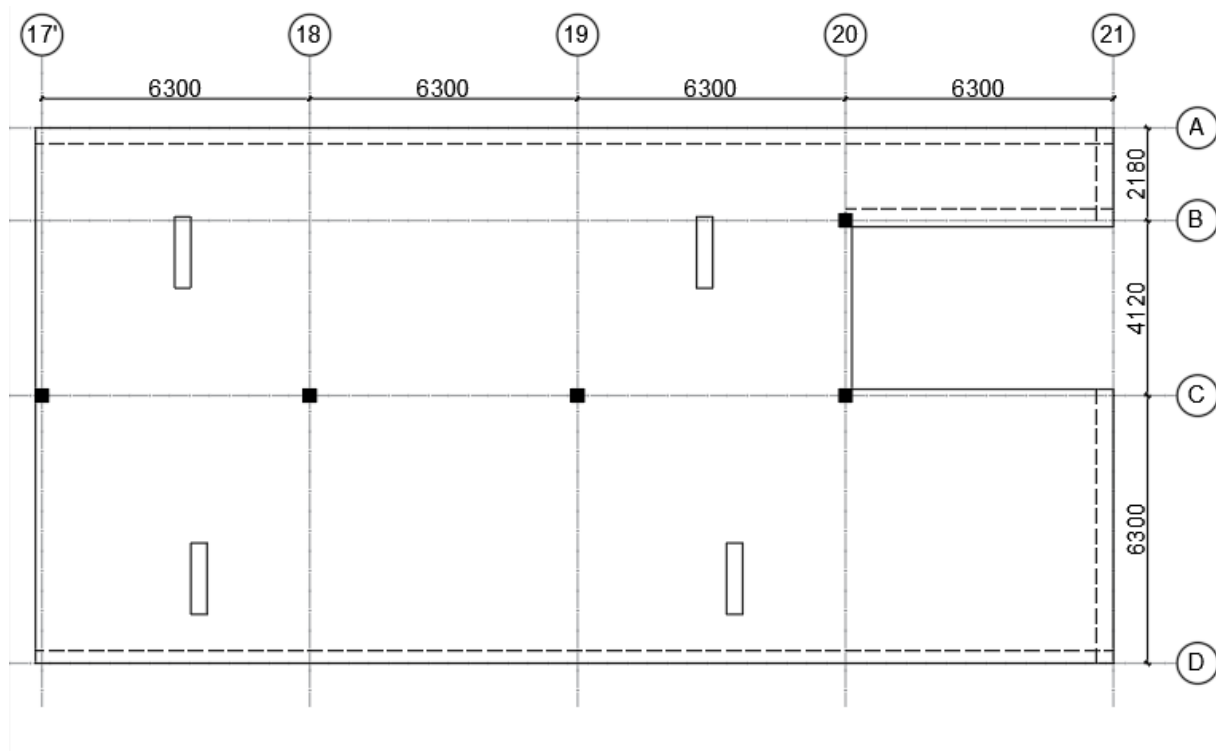
Obciążenie	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Obciążenie charakterystyczne [kN/m ²]	Współczynnik obciążenia γ _F		Obciążenie obliczeniowe [kN/m ²]	
			>1	≤ 1	>1	≤ 1
Stałe g						
membrana dachowa EPDM	-	0,016	1,35	1,0	0,02	0,016
węlna mineralna twarda 200 mm – 330 mm	1,60	0,32 – 0,53	1,35	1,0	0,43 – 0,72	0,32 – 0,53
płyta żelbetowa 280 mm	25	7,00	1,35	1,0	9,45	7,00
tynk cem. – wap. 15 mm	19	0,29	1,35	1,0	0,39	0,29
Razem					10,29 – 10,58	7,63 – 7,84
Zmienne q						
śnieg	-	0,72	1,5	0	1,08	0
zaspą przy szybie windowym	-	1,80	1,5	0	2,70	0
zaspą przy kominie	-	1,62	1,5	0	2,43	0

2.1.2.5. Obciążenie wiatrem na ściany pionowe

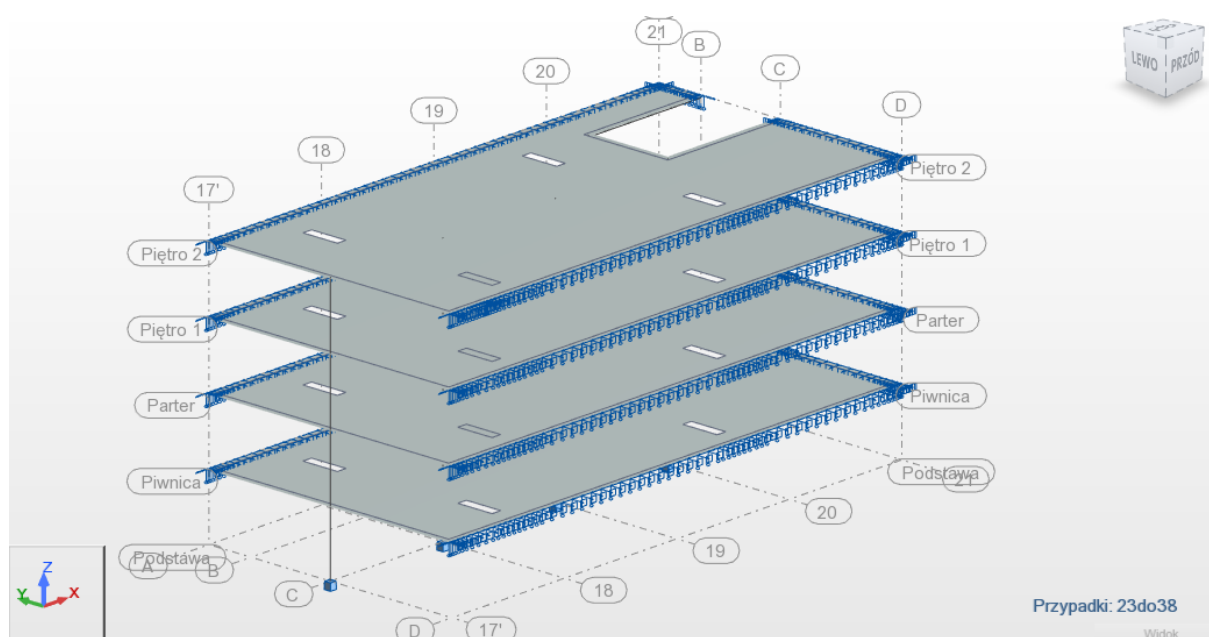
Tab. 7. Obciążenia na płytę stropodachową

Pole	Obciążenie charakterystyczne [kN/m ²]	Obciążenie charakterystyczne PŁ2/PŁ3/PŁ4 [kN/m]	Współczynnik obciążenia γ_F		Obciążenie obliczeniowe PŁ2/PŁ3/PŁ4 [kN/m]	
			>1	≤ 1	>1	≤ 1
Wiatr od czoła						
A	-0,506	-2,32/-1,55/-0,77	1,5	0	-3,48/-2,32/-1,16	0
B	-0,338	-1,55/-1,03/-0,52	1,5	0	-2,33/-1,55/-0,78	0
C	-0,211	-0,97/-0,65/-0,32	1,5	0	-1,45/-0,97/-0,48	0
D	0,295	1,35/0,90/0,45	1,5	0	2,03/1,35/0,68	0
E	-0,127	-0,58/-0,39/-0,19	1,5	0	-0,87/-0,58/-0,29	0
Wiatr od boku						
A	-0,506	-2,32/-1,55/-0,77	1,5	0	-3,48/-2,32/-1,16	0
B	-0,338	-1,55/-1,03/-0,52	1,5	0	-2,33/-1,55/-0,78	0
D	0,321	1,47/0,98/0,49	1,5	0	2,21/1,47/0,74	0
E	-0,181	-0,83/-0,55/-0,28	1,5	0	-1,25/-0,83/-0,42	0

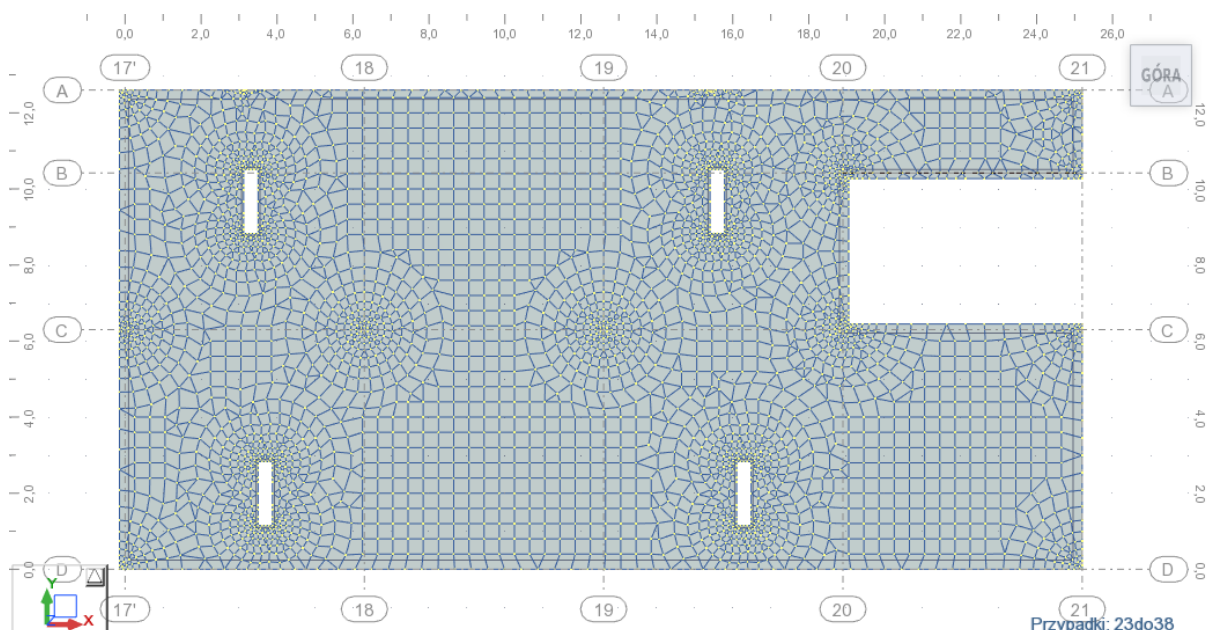
2.1.3. Obliczenia statyczne MES



Rys. 5. Schemat statyczny płyty



Rys. 6. Model MES



Rys. 7. Siatka elementów skończonych

Kombinacje obciążeń
Według [1]

SGN

Kombinacje przyjęto wybierając mniej korzystne wyrażenie według poniższych wzorów

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (14)$$

$$\left\{ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right. \quad (15)$$

SGU

Kombinacja quasi-stała

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (16)$$

G_k – wartość charakterystyczna oddziaływania stałego

Q_k – wartość charakterystyczna oddziaływania zmiennego

$\max \gamma_{G,j} = 1,35$ – współczynnik częściowy

$\min \gamma_{G,j} = 1,0$ – współczynnik częściowy

$\max \xi_j \gamma_{G,j} = 1,15$ – współczynnik częściowy

$\min \xi_j \gamma_{G,j} = 1,0$ – współczynnik częściowy

$\gamma_Q = 1,5$ – współczynnik częściowy

$\Psi_0 = 0,7$ – współczynnik wartości kombinacyjnej dla obciążenia zmiennego użytkowego kategorii A

$\Psi_0 = 0,5$ – współczynnik wartości kombinacyjnej dla obciążenia śniegiem

$\Psi_0 = 0,6$ – współczynnik wartości kombinacyjnej dla obciążenia wiatrem

$\Psi_2 = 0,3$ – współczynnik wartości prawie stałej dla obciążenia zmiennego użytkowego kategorii A

$\Psi_2 = 0,2$ – współczynnik wartości prawie stałej dla obciążenia śniegiem

$\Psi_2 = 0$ – współczynnik wartości prawie stałej dla obciążenia wiatrem

Tab. 8. Obciążenia

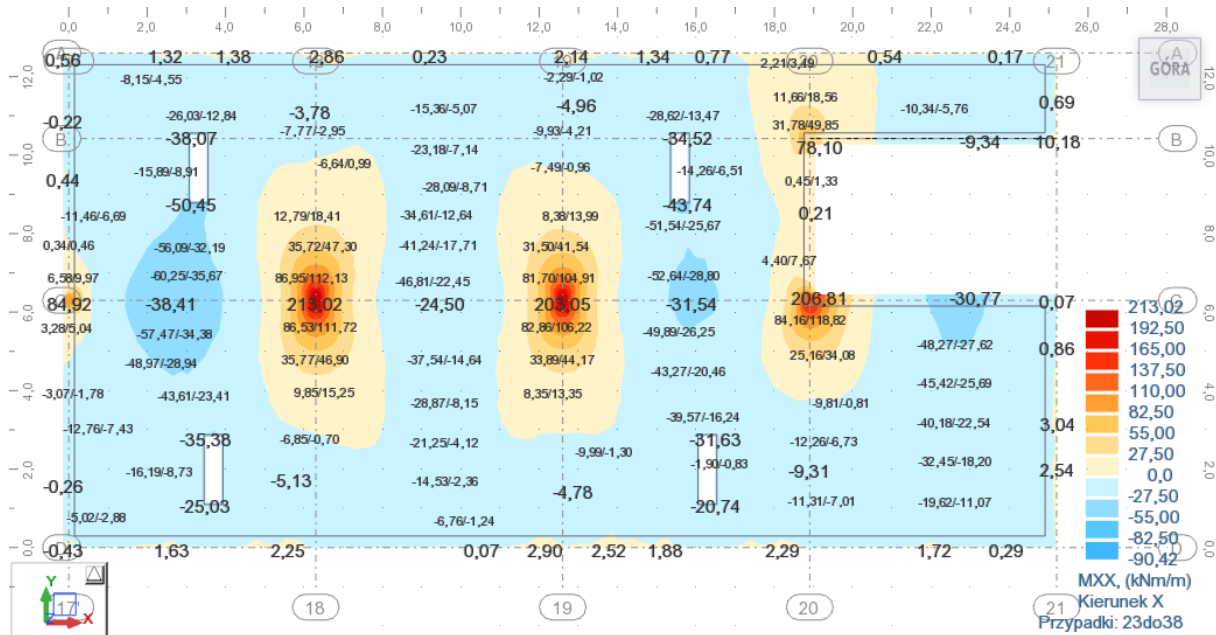
Nr obciążenia	Obciążenie
1	Obciążenia stałe w osiach 17'-18 A-C
2	Obciążenia stałe w osiach 17'-18 C-D
3	Obciążenia stałe w osiach 18-19 A-C
4	Obciążenia stałe w osiach 18-19 C-D
5	Obciążenia stałe w osiach 19-20 A-C
6	Obciążenia stałe w osiach 19-20 C-D
7	Obciążenia stałe w osiach 20-21 A-B
8	Obciążenia stałe w osiach 20-21 C-D
9	Obciążenie użytkowe w osiach 17'-18 A-C
10	Obciążenie użytkowe w osiach 17'-18 C-D
11	Obciążenie użytkowe w osiach 18-19 A-C
12	Obciążenie użytkowe w osiach 18-19 C-D
13	Obciążenie użytkowe w osiach 19-20 A-C
14	Obciążenie użytkowe w osiach 19-20 C-D
15	Obciążenie użytkowe w osiach 20-21 A-B
16	Obciążenie użytkowe w osiach 20-21 C-D
17	Obciążenie śniegiem na połąć C-D
18	Obciążenie śniegiem na połąć A-C
19	Zaspy śnieżne na połąci C-D
20	Zaspy śnieżne na połąci A-C
21	Wiatr od boku
22	Wiatr od czoła

Tab. 9. Kombinacje obciążeń SGN

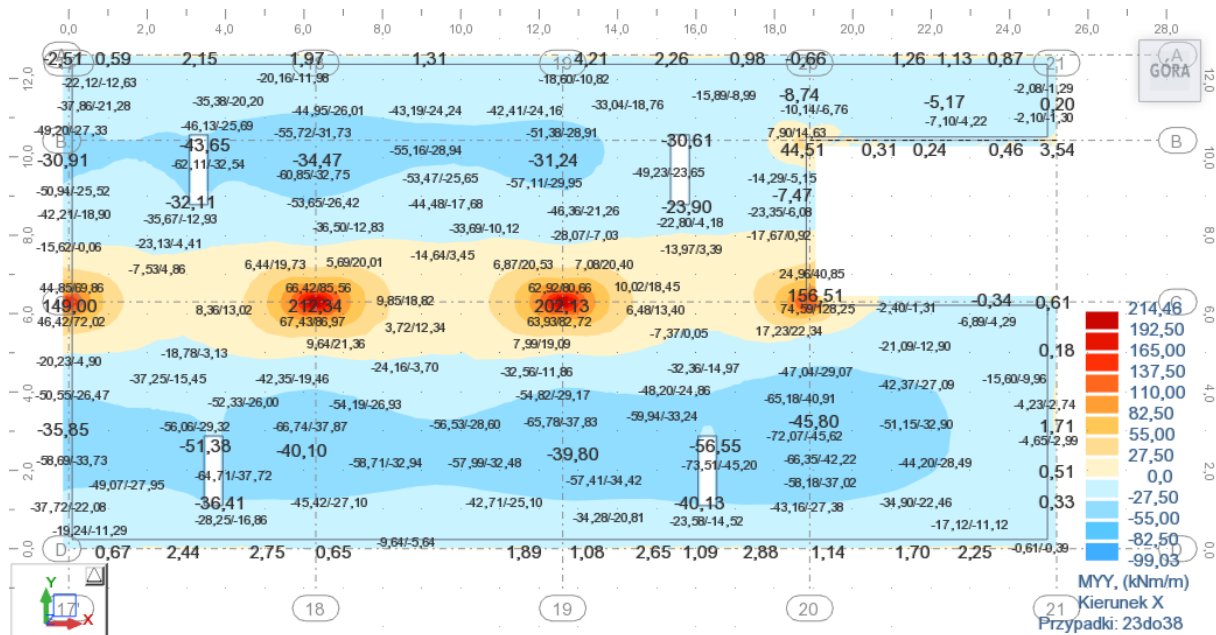
Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombi	Natura przypadku	Definicja
23 (K)	17'-18, 19-20 X	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6)*1.35+(3+4+7+8)*1.00+(9+10+13+14)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
24 (K)	17'-18, 19-20 X	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6)*1.15+(3+4+7+8)*1.00+(9+10+13+14)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
25 (K)	18-19, 20-21 X	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6)*1.00+(3+4+7+8)*1.35+(11+12+15+16)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
26 (K)	18-19, 20-21 X	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6)*1.00+(3+4+7+8)*1.15+(11+12+15+16)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
27 (K)	18 X a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+7+8)*1.35+(5+6)*1.00+(9+10+11+12+15+16)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
28 (K)	18 X b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+7+8)*1.15+(5+6)*1.00+(9+10+11+12+15+16)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
29 (K)	19 X a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+7+8)*1.00+(3+4+5+6)*1.35+(11+12+13+14)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
30 (K)	19 X b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+7+8)*1.00+(3+4+5+6)*1.15+(11+12+13+14)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
31 (K)	20 X a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6+7+8)*1.35+(3+4)*1.00+(9+10+13+14+15+16)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
32 (K)	20 X b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+5+6+7+8)*1.15+(3+4)*1.00+(9+10+13+14+15+16)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
33 (K)	A-C Y a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+3+5+7)*1.35+(2+4+6+8)*1.00+(9+11+13+15)*1.05+17*0.38+(18+20)*0.75+21*0.90$
34 (K)	A-C Y b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+3+5+7)*1.15+(2+4+6+8)*1.00+(9+11+13+15)*1.50+17*0.38+(18+20)*0.75+21*0.90$
35 (K)	C-D Y a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(2+4+6+8)*1.35+(1+3+5+7)*1.00+(10+12+14+16)*1.05+18*0.38+(17+19)*0.75+21*0.90$
36 (K)	C-D Y b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(2+4+6+8)*1.15+(1+3+5+7)*1.00+(10+12+14+16)*1.50+18*0.38+(17+19)*0.75+21*0.90$
37 (K)	max a	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.35+(9+10+11+12+13+14+15+16)*1.05+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$
38 (K)	max b	Kombinacja	SGN	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.15+(9+10+11+12+13+14+15+16)*1.50+(17+18+19+20)*0.75+21*0.90$

Tab. 10. Kombinacje obciążeń SGU

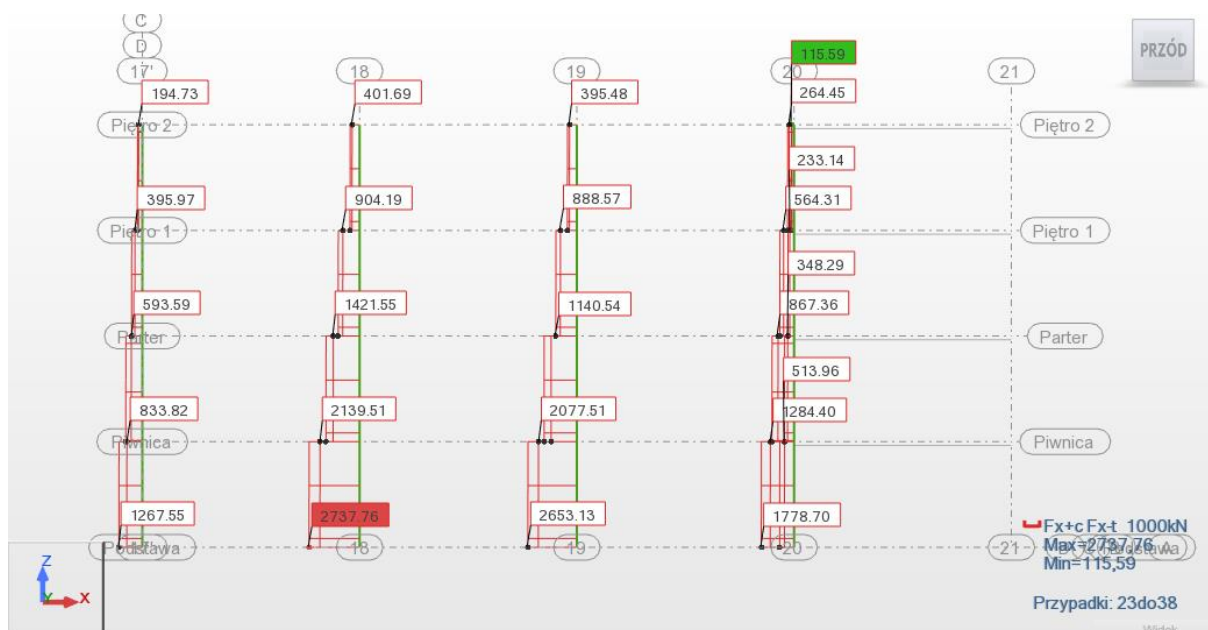
Kombinacja	Nazwa	Typ analizy	Typ kombi	Natura przypadku	Definicja
23 (K)	17'-18, 19-20 X	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+10+13+14)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
24 (K)	18-19, 20-21 X	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(11+12+15+16)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
25 (K)	18 X	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+10+11+12+15+16)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
26 (K)	19 X	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(11+12+13+14)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
27 (K)	20 X	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+10+13+14+15+16)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
28 (K)	A-C Y	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+11+13+15)*0.30+17*0.10+(18+20)*0.20$
29 (K)	C-D Y	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(10+12+14+16)*0.30+18*0.10+(17+19)*0.20$
30 (K)	C Y	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+10+11+12+13+14+15+16)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$
31 (K)	max	Kombinacja linio	SGU	Konstrukcyjn	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00+(9+10+11+12+13+14+15+16)*0.30+(17+18+19+20)*0.20$



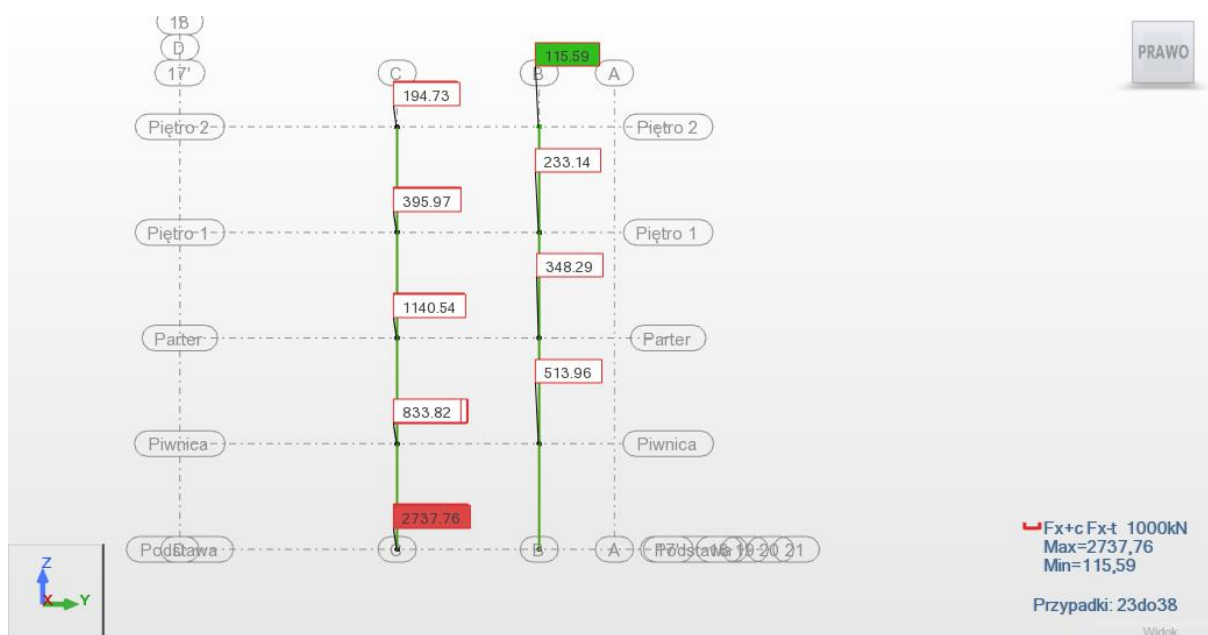
Rys. 8. Obwiednia momentów zginających w stropie SGN – kierunek X



Rys. 9. Obwiednia momentów zginających w stropie SGN – kierunek Y



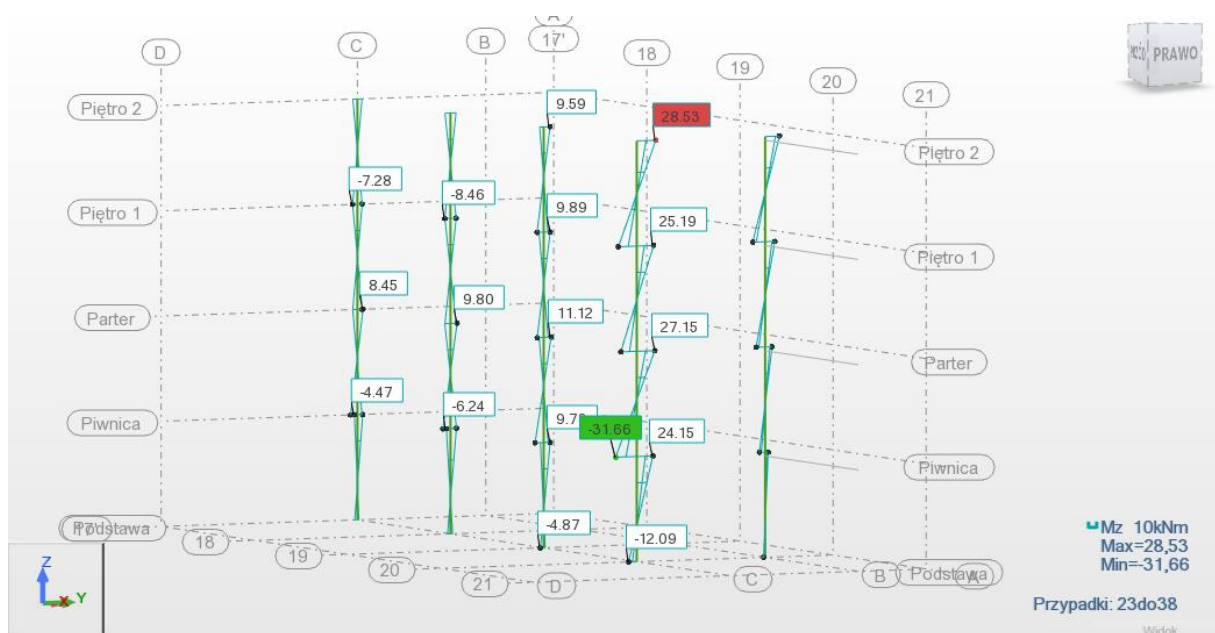
Rys. 10. Siły osiowe w słupach SGN 1



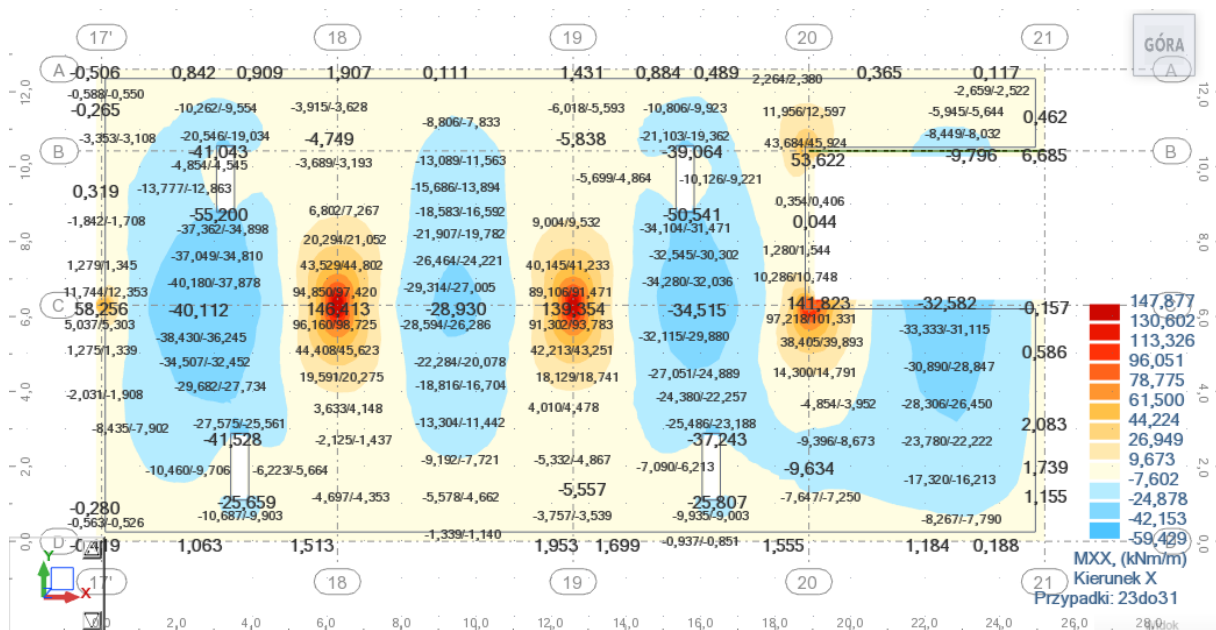
Rys. 11. Siły osiowe w słupach SGN 2



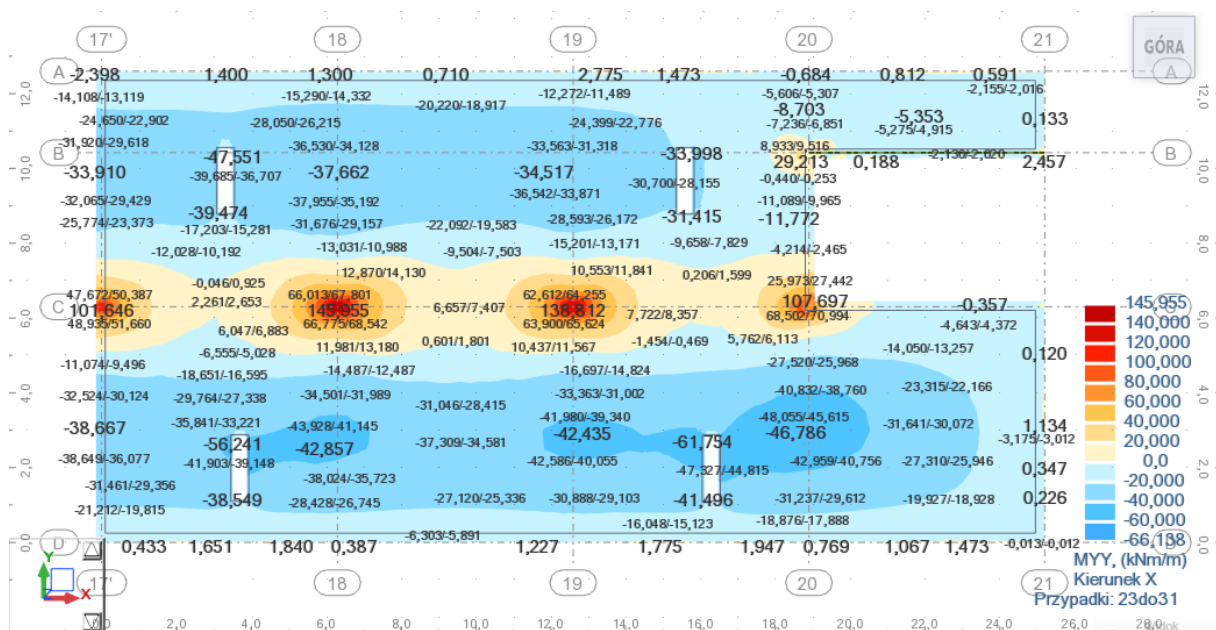
Rys. 12. Obwiednia momentów zginających M_y w słupach SGN



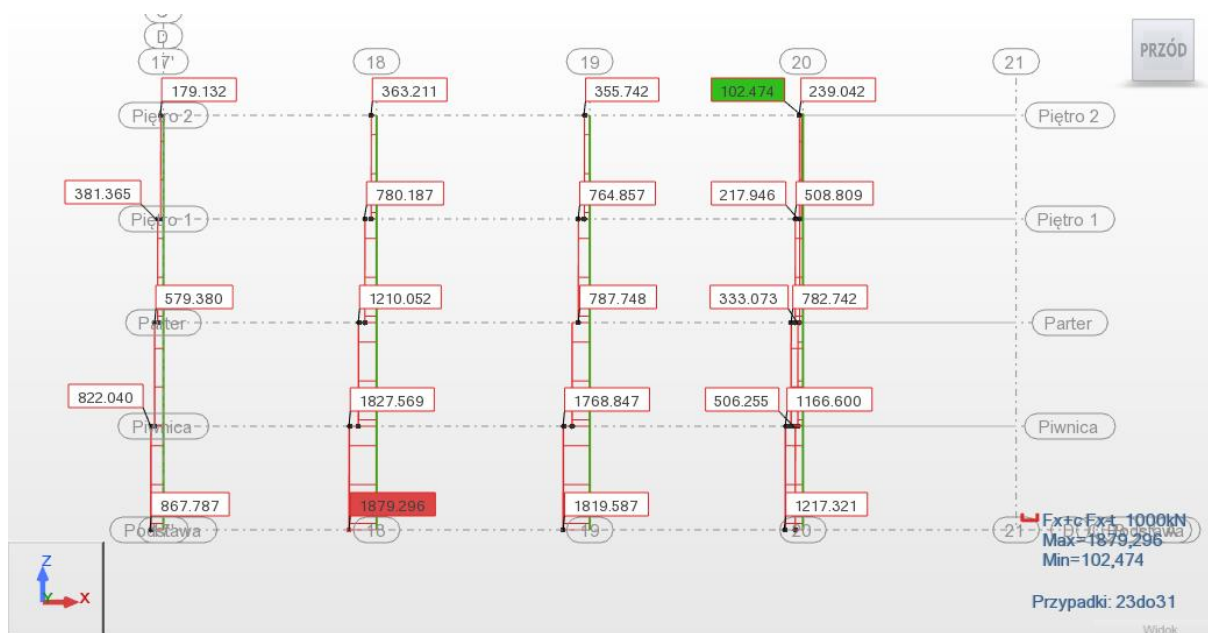
Rys. 13. Obwiednia momentów zginających M_z w słupach SGN



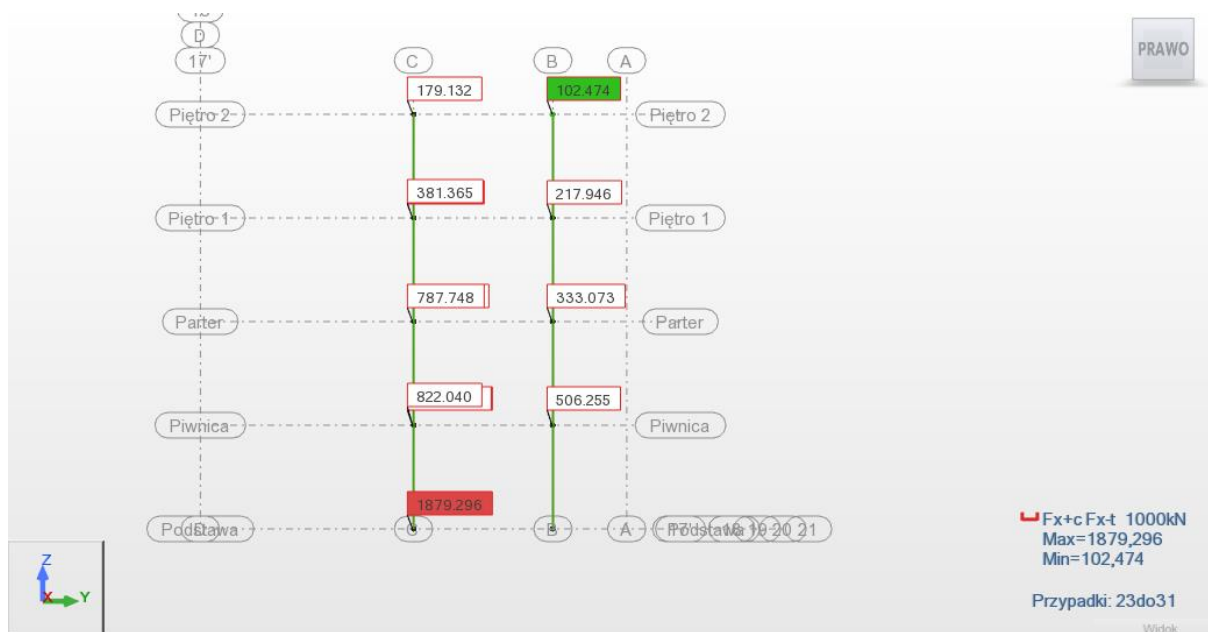
Rys. 14. Obwiednia momentów zginających w stropie SGU – kierunek X



Rys. 15. Obwiednia momentów zginających w stropie SGU – kierunek Y



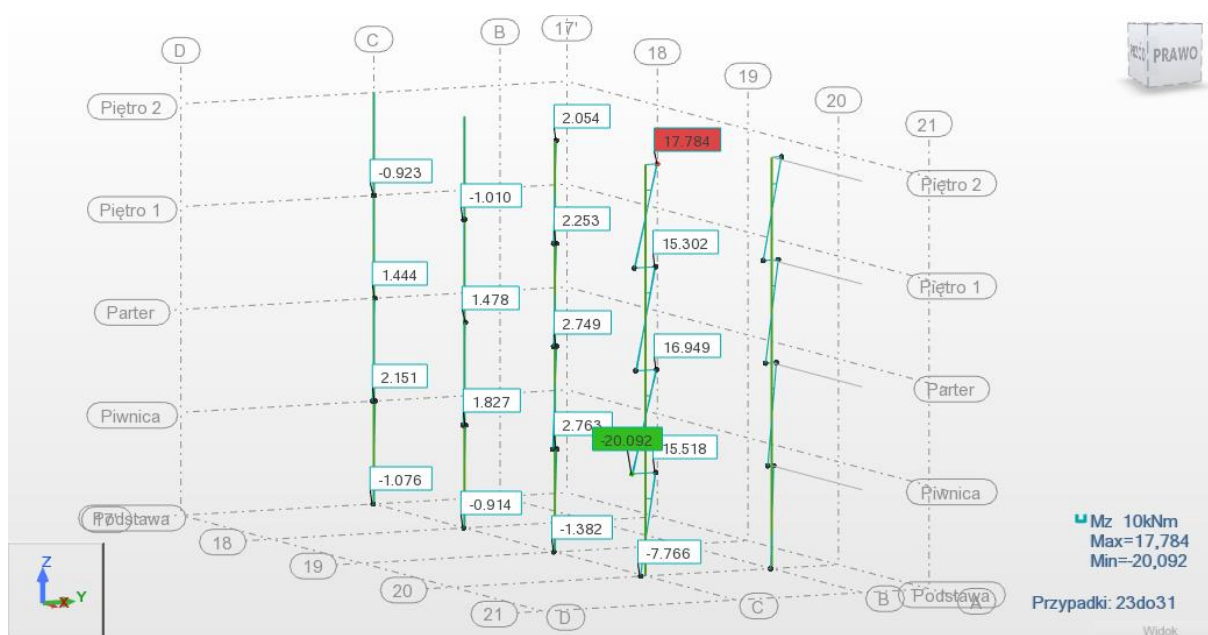
Rys. 16. Siły osiowe w słupach SGU 1



Rys. 17. Siły osiowe w słupach SGU 2



Rys. 18. Obwiednia momentów zginających M_y w słupach SGU



Rys. 19. Obwiednia momentów zginających M_z w słupach SGU

2.1.4. Sprawdzenie poprawności modelu MES – porównanie z obliczeniami „ręcznymi”

Sprawdzenie przeprowadzono dla pola płyty w osiach 18-19 C-D dla obciążenia ciężarem własnym.

2.1.4.1. Obliczenia „ręczne”

Obliczenia przeprowadzono według [9]

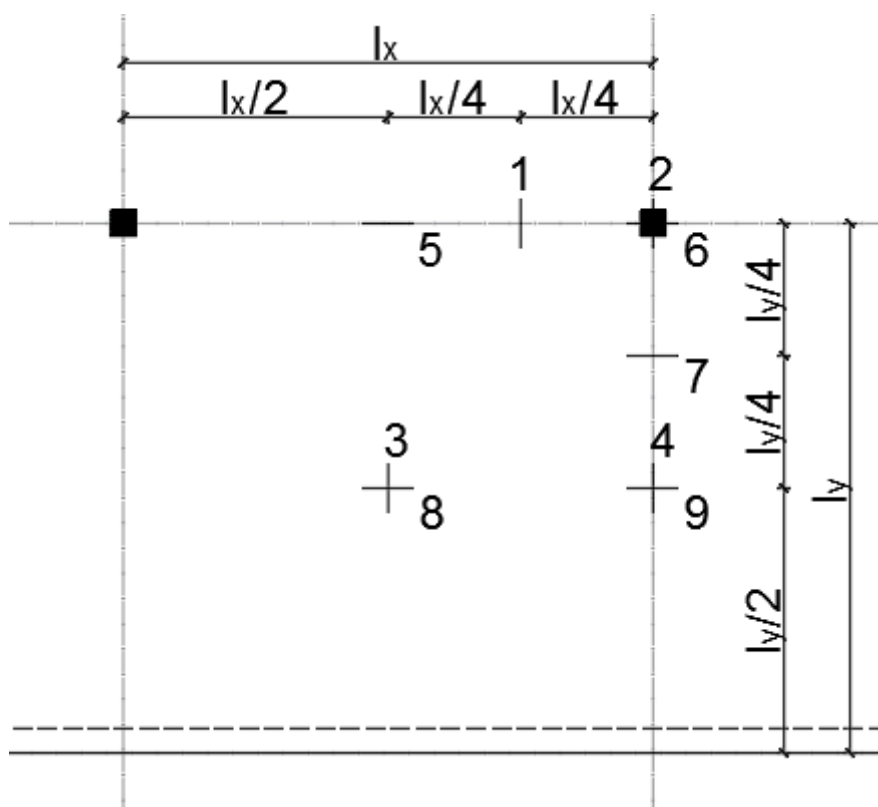
$$m_{k,g} = \alpha_{k,g} * g l_x^2 \quad (17)$$

$m_{k,g}$ – moment zginający

$\alpha_{k,g}$ – współczynnik do obliczania momentów zginających

$g = 9,45 \text{ kN/m}^2$ – obliczeniowy ciężar własny płyty

$l_x = 6,3 \text{ m}$ – rozpiętość płyty

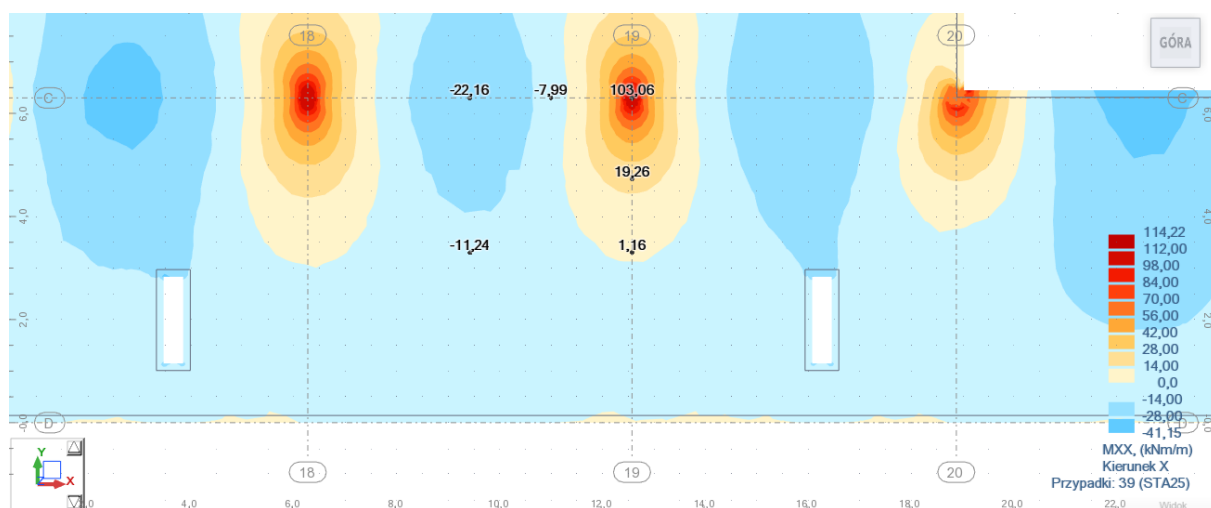


Rys. 20. Punkty obliczeniowe

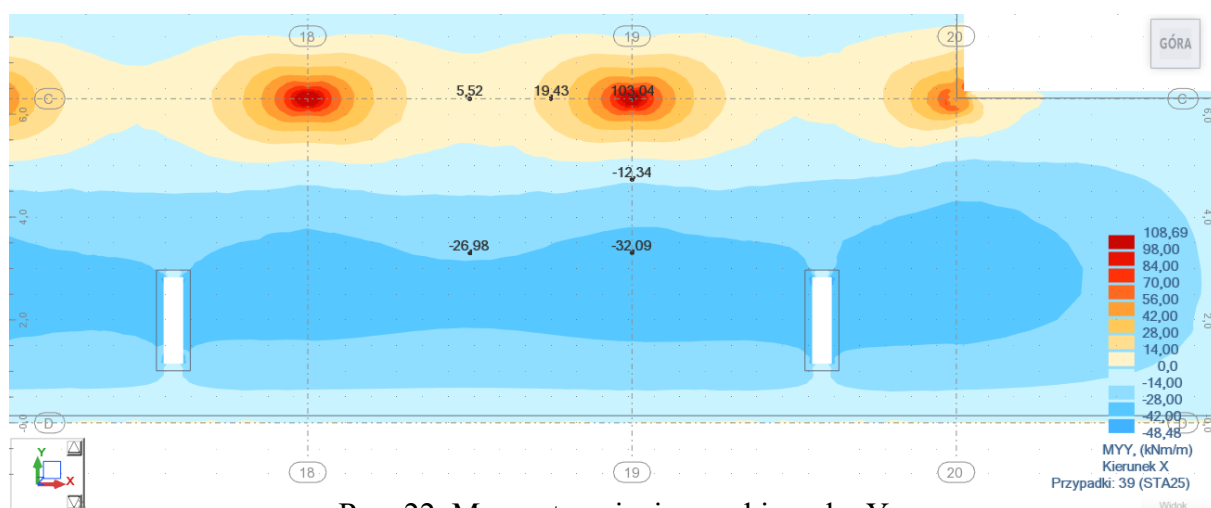
Tab. 11. Momenty zginające
obliczone „ręcznie”

punkt	α_g	$m_{k,g}$ [kNm /m]
1	-0,062	-23,25
2	-0,301	-112,90
3	0,071	26,63
4	0,080	30,01
5	0,057	21,38
6	-0,272	-102,02
7	-0,056	-21,00
8	0,030	11,25
9	-0,003	-1,13

2.1.4.2. Obliczenia MES



Rys. 21. Momenty zginające w kierunku X



Rys. 22. Momenty zginające w kierunku Y

2.1.4.3. Porównanie wyników obliczeń MES i „ręcznych”

Tab. 12. Porównanie wyników obliczeń
MES i „ręcznych”

Porównanie wyników obliczeń MES i "ręcznych"			
Punkt	Moment zginający [kNm/m]		Różnica [%]
	MES	"ręcznie"	
1	-19,43	-23,25	16
2	-103,04	-112,90	9
3	26,98	26,63	1
4	32,09	30,01	7
5	22,16	21,38	4
6	-103,06	-102,02	1
7	-19,26	-21,00	8
8	11,24	11,25	0
9	-1,16	-1,13	3

Wyniki uzyskane przy pomocy MES i obliczeń „ręcznych” są zbliżone. Maksymalna różnica momentów zginających obliczonych obiema metodami wynosi 16 %, zatem przyjęty model MES uznano za poprawny.

2.1.5. Materiały

Stal zbrojeniowa: RB500

$f_{yk} = 500$ MPa – charakterystyczna granica plastyczności

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78$ MPa – obliczeniowa granica plastyczności

$E_s = 210$ GPa – moduł sprężystości stali

Beton: C30/37

$f_{ck} = 30$ MPa – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43$ MPa – obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie

$f_{ctm} = 2,9$ MPa – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie osiowe

$E_{cm} = 32$ GPa – moduł sprężystości betonu

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38$ MPa – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie

$f_{ctk,0,05} = 2$ MPa kwantyl 5 % wytrzymałości betonu na rozciąganie osiowe

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{2}{1,4} = 1,43$ MPa – obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie

2.1.6. Warunki konstrukcyjne

Według [5]

- 1) Maksymalny rozstaw prętów zbrojenia głównego: $s_{\max, \text{slabs}} = \min\{2h; 250 \text{ mm}\} = \min\{2 * 280 \text{ mm}; 250 \text{ mm}\} = 250 \text{ mm}$
- 2) Połowa obliczonego zbrojenia przęsłowego musi być doprowadzona do podpór i zakotwiona.
- 3) Zbrojenie górne musi być w stanie przenieść co najmniej 25% momentu przęsłowego ze względu na częściowe utwierdzenie na krawędziach.
- 4) Przy słupach wewnętrznych na odległości 0,125 szerokości płyty po każdej stronie słupa musi znajdować się zbrojenie górne równe połowie zbrojenia, które jest wymagane do przeniesienia całego ujemnego momentu zginającego od połowy płyty z jednej strony słupa do połowy płyty z drugiej strony słupa.
- 5) Nad słupami wewnętrznymi powinny znajdować się co najmniej 2 pręty zbrojenia dolnego płyty w każdym kierunku przechodzące przez te słupy.

2.1.7. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie

Według [5]

2.1.7.1. Zbrojenie górne

Podpora na przecięciu osi 19 i C

Określenie wysokości obliczeniowej płyty

$$d_x = h_f - a - \text{wysokość obliczeniowa płyty w kierunku X} \quad (18)$$

Przyjęto zbrojenie prętami Ø20

$h_f = 0,28 \text{ m}$ – wysokość płyty

Klasa ekspozycji: XC1

$c_{\min} = 15 \text{ mm}$ – minimalna otulina zbrojenia

$\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$ – odchyłka otuliny

Nominalna otulina zbrojenia

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} = 15 + 10 = 25 \text{ mm} \quad (19)$$

Odległość od krawędzi płyty do środka zbrojenia

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset = 25 + \frac{20}{2} + 20 = 55 \text{ mm} \quad (20)$$

$$d_x = h_f - a = 0,28 - 0,055 = 0,225 \text{ m}$$

Określenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia na 1 m szerokości płyty

$$A_{s, \min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} * b_t * d \\ 0,0013 * b_t * d \end{cases} \quad (21)$$

$b_t = 1 \text{ m}$ – szerokość strefy rozciąganej

$$A_{s, \min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 1 * 0,225 = 0,000339 \text{ m}^2 = 3,39 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 1 * 0,225 = 0,000293 \text{ m}^2 = 2,93 \text{ cm}^2 \end{cases} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c \quad (22)$$

$$A_c = h_f * b_t = 0,28 * 1 = 0,28 \text{ m}^2 \quad (23)$$

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 * 0,28 = 0,0112 \text{ m}^2 = 112 \text{ cm}^2$$

Obliczenie zbrojenia

$M_{Ed} = 203,05 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający

Parametr do obliczenia zbrojenia

$$A = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2} = \frac{203,05}{21430 * 1 * 0,225^2} = 0,18716 \quad (24)$$

Względny zasięg strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,18716} = 0,20900 \quad (25)$$

Stopień zbrojenia

$$\rho = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \xi_{eff} = \frac{21,43}{434,78} * 0,20900 = 0,01030 \quad (26)$$

Wymagane pole zbrojenia

$$A_{s1} = \rho * b * d = 0,01030 * 1 * 0,225 = 0,002318 \text{ m}^2 = 23,18 \text{ cm}^2 \quad (27)$$

Przyjęto pręty Ø20 co 11 cm

Pole przekroju przyjętego zbrojenia

$$A_{s,prov} = 9,09 * \pi * \left(\frac{2}{2}\right)^2 = 28,56 \text{ cm}^2 \quad (28)$$

Zasięg strefy ściskanej

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} * A_{s,prov}}{f_{cd} * b} = \frac{434,78 * 0,002856}{21,43 * 1} = 0,05794 \text{ m} \quad (29)$$

Obliczeniowa nośność przekroju

$$M_{Rd} = f_{cd} * b * x_{eff} * \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 21430 * 1 * 0,05794 * \left(0,225 - \frac{0,05794}{2}\right) = 243,41 \text{ kNm} \quad (30)$$

2.1.7.2. Zbrojenie dolne

Przeszło pomiędzy osiami 17'-18

Określenie wysokości obliczeniowej płyty

$d_x = h_f - a$ – wysokość obliczeniowa płyty w kierunku X

Przyjęto zbrojenie prętami Ø10

$h_f = 0,28 \text{ m}$ – wysokość płyty

Klasa ekspozycji: XC1

$c_{min} = 15 \text{ mm}$ – minimalna otulina zbrojenia

$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ – odchyłka otuliny

Nominalna otulina zbrojenia

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$$

Odległość od krawędzi płyty do środka zbrojenia

$$a = c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset = 25 + \frac{10}{2} + 10 = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = h_f - a = 0,28 - 0,04 = 0,24 \text{ m}$$

Określenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia na 1 m szerokości płyty

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \\ 0,0013 * b_t * d \end{cases}$$

$b_t = 1 \text{ m}$ – szerokość strefy rozciąganej

$$A_{s,\min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 1 * 0,24 = 0,000362 \text{ m}^2 = 3,62 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * b_t * d = 0,0013 * 1 * 0,24 = 0,000312 \text{ m}^2 = 3,12 \text{ cm}^2 \end{cases} = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\max} = 0,04A_c$$

$$A_c = h_f * b_t = 0,28 * 1 = 0,28 \text{ m}^2$$

$$A_{s,\max} = 0,04A_c = 0,04 * 0,28 = 0,0112 \text{ m}^2 = 112 \text{ cm}^2$$

Obliczenia zbrojenia

$M_{Ed} = 61,21 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający

Parametr do obliczenia zbrojenia

$$A = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2} = \frac{61,21}{21430 * 1 * 0,24^2} = 0,04959$$

Względny zasięg strefy ściskanej

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,04959} = 0,05088$$

Stopień zbrojenia

$$\rho = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \xi_{eff} = \frac{21,43}{434,78} * 0,05088 = 0,00251$$

Wymagane pole zbrojenia

$$A_{s1} = \rho * b * d = 0,00251 * 1 * 0,24 = 0,000602 \text{ m}^2 = 6,02 \text{ cm}^2$$

Przyjęto pręty Ø10 co 11 cm

Pole przekroju przyjętego zbrojenia

$$A_{s,\text{prov}} = 9,09 * \pi * \left(\frac{1}{2}\right)^2 = 7,14 \text{ cm}^2$$

Zasięg strefy ściskanej

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} * A_{s,\text{prov}}}{f_{cd} * b} = \frac{434,78 * 0,000714}{21,43 * 1} = 0,01449 \text{ m}$$

Obliczeniowa nośność przekroju

$$M_{Rd} = f_{cd} * b * x_{eff} * \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 21430 * 1 * 0,01449 * \left(0,24 - \frac{0,01449}{2}\right) = 72,26 \text{ kNm}$$

2.1.7.3. Wyniki obliczeń zbrojenia

Tab. 13. Wyniki obliczeń zbrojenia

	M_{Ed}	A	ξ_{eff}	ρ	A_{sI}	Zbrojenie prętami o średnicy	A_s pojedynczego pręta	Przyjęta liczba prętów na 1 m szerokości płyty	Rozstaw prętów	$A_{s,prov}$	x_{eff}	M_{Rd}
	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[cm ²]	[mm]	[cm ²]	[szt.]	[cm]	[cm ²]	[m]	[kNm]
X PRZ 17'-18	61,21	0,04959	0,05088	0,00251	6,02	10	0,79	9,09	11	7,14	0,01449	72,26
X PRZ 18-19	48,60	0,03937	0,04018	0,00198	4,75	10	0,79	7,14	14	5,61	0,01138	57,15
X PRZ 19-20	53,31	0,04319	0,04416	0,00218	5,22	10	0,79	7,69	13	6,04	0,01226	61,43
X PRZ 20-21	50,70	0,04107	0,04195	0,00207	4,96	10	0,79	7,69	13	6,04	0,01226	61,43
X POD 17' C	84,92	0,07827	0,08160	0,00402	9,05	20	3,14	4,00	25	12,57	0,02550	115,97
X POD 18 C	213,02	0,19635	0,22071	0,01088	24,48	20	3,14	9,09	11	28,56	0,05794	243,41
X POD 19 C	203,05	0,18716	0,20900	0,01030	23,18	20	3,14	9,09	11	28,56	0,05794	243,41
X POD 20 C	206,81	0,19063	0,21340	0,01052	23,67	20	3,14	9,09	11	28,56	0,05794	243,41
Y PRZ A-C	60,85	0,04543	0,04651	0,00229	5,73	10	0,79	8,33	12	6,54	0,01328	69,25
Y PRZ C-D	72,07	0,05381	0,05534	0,00273	6,82	10	0,79	10,00	10	7,85	0,01593	82,65
Y POD 17' C	149,00	0,11583	0,12345	0,00608	14,91	20	3,14	5,56	18	17,45	0,03541	172,48
Y POD 18 C	212,34	0,16507	0,18155	0,00895	21,92	20	3,14	8,33	12	26,18	0,05311	248,64
Y POD 19 C	202,13	0,15714	0,17191	0,00847	20,76	20	3,14	7,69	13	24,17	0,04903	231,66
Y POD 20 C	156,51	0,12167	0,13014	0,00641	15,72	20	3,14	5,88	17	18,48	0,03749	181,79

2.1.8. Długość zakotwienia i zakładu

Według [5]

Długość zakotwienia - zbrojenie górne

Graniczne naprężenie przyczepności

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad (31)$$

$\eta_1 = 1,0$ – współczynnik zależny od jakości warunków przyczepności i pozycji pręta w czasie betonowania

$\eta_2 = 1,0$ – współczynnik zależny od średnicy pręta

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,43 = 3,22 \text{ MPa}$$

Naprężenie obliczeniowe w stali

$$\sigma_{sd} = \frac{1}{2} * f_{yd} = \frac{1}{2} * 434,78 = 217,39 \text{ MPa} \quad (32)$$

Podstawowa wymagana długość zakotwienia

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{20}{4} * \frac{217,39}{3,22} = 340 \text{ mm} \quad (33)$$

Minimalna długość zakotwienia

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}, 10\phi, 100 \text{ mm}\} = 200 \text{ mm} \quad (34)$$

Obliczeniowa długość zakotwienia

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} \quad (35)$$

$$\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 = 1,0 \quad (36)$$

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = 1 * 340 = 340 \text{ mm}$$

Przyjęto $l_{bd} = 340 \text{ mm}$

Długość zakotwienia - zbrojenie dolne

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,43 = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{10}{4} * \frac{434,78}{3,22} = 340 \text{ mm}$$

$$l_{b,min} = \max\{0,3l_{b,rqd}, 10\phi, 100 \text{ mm}\} = 102 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 = 1,0$$

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,rqd} = 1 * 340 = 340 \text{ mm}$$

Przyjęto $l_{bd} = 340 \text{ mm}$

Długość zakładu - zbrojenie dolne

Minimalna długość zakładu

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}, 15\phi, 200 \text{ mm}\} = 200 \text{ mm} \quad (37)$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} \quad (38)$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} = 1,5 * 340 = 510 \text{ mm}$$

Przyjęto $l_0 = 510 \text{ mm}$

Długość zakładu - zbrojenie górne

Minimalna długość zakładu

$$l_{0,min} = \max\{0,3 * \alpha_6 * l_{b,rqd}, 15\phi, 200 \text{ mm}\} = 300 \text{ mm}$$

Obliczeniowa długość zakładu

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd}$$

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$l_0 = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * \alpha_6 * l_{b,rqd} = 1,5 * 340 = 510 \text{ mm}$$

Przyjęto $l_0 = 510 \text{ mm}$

2.1.9. Ścinanie przy podporach linowych

Według [5]

$$V_{Ed} = 41,92 \text{ kN}$$

Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d \quad (39)$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b * d} \leq 0,02 \quad (40)$$

$$A_{sl} = 0,000339 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b * d} = \frac{0,000339}{1 * 0,25} = 0,00136 < 0,02$$
$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,129 \quad (41)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1,89 < 2,0 \quad (42)$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d = \left[0,129 * 1,89 * (100 * 0,00136 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 1000 * 250 = 97397 \text{ N} = 97,40 \text{ kN} > V_{Ed} = 41,92 \text{ kN}$$

Zbrojenie na ścinanie przy podporach liniowych nie jest wymagane.

2.1.10. Przebicie

Przyjęto zbrojenie bolcami dwugłówkowymi HDB firmy Halfen.

Obliczenia przeprowadzono według [14]

Słup na przecięciu osi 17' i C

Warunek nośności

$$\beta * V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (43)$$

$\beta = 1,4$ – dla słupa krawędziowego

$V_{Ed} = 433,70 \text{ kN}$ – obliczeniowa siła przebijająca

Nośność płyty bez zbrojenia na przebicie

Wysokość użyteczna płyty

$$d_m = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (44)$$

$d_x = 0,225 \text{ m}$ – wysokość obliczeniowa płyty w kierunku X

$d_y = 0,245 \text{ m}$ – wysokość obliczeniowa płyty w kierunku Y

$$d_m = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{0,225 + 0,245}{2} = 0,235 \text{ m}$$

$c_x = c_y = 0,30 \text{ m}$ – wymiary słupa w kierunkach X i Y

Podstawowy obwód kontrolny w odległość $2d$ od słupa

$$u_1 = 3 * c + \frac{1}{2} * 2 * \pi * 2d = 3 * 0,3 + \frac{1}{2} * 2 * \pi * 2 * 0,235 = 2,377 \text{ m} \quad (45)$$

Obliczeniowe naprężenia ścinające na podstawowym obwodzie kontrolnym

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,4 * \frac{433,70}{2,377 * 0,235} = 1087 \text{ kPa} \quad (46)$$

Naprężenia graniczne w płycie bez zbrojenia na przebicie

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (47)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 < 2,0$$

Obwód słupa

$$u_o = 4c = 4 * 0,30 = 1,2 \text{ m} \quad (48)$$

$$\frac{u_o}{d_m} = \frac{1,2}{0,235} = 5,11 > 4 \rightarrow C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (49)$$

Stopień zbrojenia płyty

$$\rho_l = \min \begin{cases} \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lx}} \\ 0,02 \\ 0,5 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \end{cases} \quad (50)$$

$$\rho_{lx} = \frac{4 * \pi * \left(\frac{0,02}{2}\right)^2}{0,235 * 1} = 0,00535 \quad (51)$$

$$\rho_{ly} = \frac{5,56 * \pi * \left(\frac{0,02}{2}\right)^2}{0,235 * 1} = 0,00743 \quad (52)$$

$$\rho_l = \min \begin{cases} \sqrt{\rho_{ly}\rho_{lx}} = \sqrt{0,00743 * 0,00535} = 0,00630 \\ 0,02 \\ 0,5 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,5 * \frac{21,43}{434,78} = 0,025 \end{cases} = 0,00630$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0,12 * 1,92 * (100 * 0,00630 * 30)^{\frac{1}{3}} = 0,614 \text{ MPa} < v_{Ed} = 1,087 \text{ MPa}$$

Wymagane jest zbrojenie na przebicie.

Maksymalna nośność na przebicie

$$v_{Rd,max} = 1,96 v_{Rd,c} = 1,96 * 0,614 = 1,203 \text{ MPa} < v_{Ed} = 1,087 \text{ MPa} \quad (53)$$

Warunek spełniony.

Zewnętrzny obwód kontrolny dla zbrojenia HDB

$$u_{out} = 3 * c + \frac{1}{2} * 2\pi * (l_s + 1,5 d_m) \quad (54)$$

l_s – odległość ostatniego trzpienia HDB od krawędzi słupa

$d_m = 0,235 \text{ m}$ – wysokość obliczeniowa płyty

Napężenia ścinające na zewnętrznym obwodzie

$$v_{Ed,out} = \beta \frac{v_{Ed}}{u_{out} d_m} \quad (55)$$

Napężenia graniczne na zewnętrznym obwodzie kontrolnym

$$v_{Rd,c,out} = \frac{0,15}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (56)$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c,out} \quad (57)$$

$$\beta_{red} \frac{v_{Ed}}{u_{out} d_m} \leq \frac{0,15}{\gamma_c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (58)$$

$$\beta_{red} = \max \begin{cases} k_\beta * \beta \\ 1,10 \end{cases} \quad (59)$$

$$k_\beta = \frac{1}{1,2 + \frac{\beta * l_s}{20 * d}} = \frac{1}{1,2 + \frac{1,40 * 0,64}{20 * 0,235}} = 0,72 \quad (60)$$

$$\beta_{red} = \max \begin{cases} k_\beta * \beta \\ 1,10 \end{cases} = \max \begin{cases} 0,72 * 1,40 = 1,01 \\ 1,10 \end{cases} = 1,10$$

$$u_{out,req} = \frac{\beta_{red} * v_{Ed} * \gamma_c}{d_m * 0,15 * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}}} = \frac{1,10 * 0,434 * 1,5}{0,235 * 0,15 * 1,92 * (100 * 0,00630 * 30)^{\frac{1}{3}}} = 3,97 \text{ m} \quad (61)$$

$$u_{out} = 3 * c + \frac{1}{2} * 2\pi * (l_s + 1,5 d_m)$$

$$3,97 = 3 * 0,3 + \frac{1}{2} * 2\pi * (l_s + 1,5 * 0,235) = 0,9 + 1,11 + 3,14l_s$$

$$l_{s,req} = 0,62 \text{ m}$$

Wymagane zbrojenie w strefie C – w odległości 1,125 d_m od słupa

$$A_{s,req} = V_{Ed} * \beta * \frac{\eta}{f_{yd}} \quad (62)$$

$\eta = 1,035$ – współczynnik zależny od d_m

$$A_{s,req} = V_{Ed} * \beta * \frac{\eta}{f_{yd}} = 0,434 * 1,1 * \frac{1,035}{434,78} = 0,001136 \text{ m}^2 = 11,36 \text{ cm}^2$$

Przyjęto zbrojenie trzpieniami Ø14

Wymaga liczba trzpieni w strefie C

Liczba trzpieni

$$n_{c,total} = \frac{A_{s,req}}{A_{anchor}} \quad (63)$$

Pole przekroju pojedynczego trzpienia

$$A_{anchor} = \pi * \left(\frac{d}{2}\right)^2 = \pi * \left(\frac{1,4}{2}\right)^2 = 1,54 \text{ cm}^2 \quad (64)$$

$$n_{c,total} = \frac{A_{s,req}}{A_{anchor}} = \frac{11,36}{1,54} \approx 8$$

Zasięg strefy C

$$1,125 d_m = 1,125 * 0,235 = 0,264 \text{ m} \quad (65)$$

Minimalna długość ciągu trzpieni: l_{s,req} = 0,62 m

Odległość pierwszego trzpienia od krawędzi słupa

$$0,35d_m - 0,50d_m = 82 \text{ mm} - 118 \text{ mm} \quad (66)$$

Przyjęto 85 mm

Maksymalna odległość między trzpieniami w ciągu

$$0,75d_m = 176 \text{ mm} \quad (67)$$

Przyjęto 170 mm

Przyjęto 5 trzpieni w ciągu co 17 cm, pierwszy w odległości 8,5 cm od słupa

n_c = 2 – liczba trzpieni w ciągu w strefie C

m_c = 5 – liczba ciągów trzpieni wokół podpory – przyjęto z warunków geometrycznych

Warunek nośności

$$V_{Rd,sy} = m_c * n_c * A_{anchor} * \frac{f_{yd}}{\eta} \geq V_{Ed} * \beta \quad (68)$$

$$V_{Rd,sy} = 5 * 2 * 0,001154 * \frac{434,78}{1,035} = 647 \text{ kN} > 434 * 1,4 = 608 \text{ kN}$$

Warunek spełniony.

Przyjęto 5 ciągów zbrojenia, w każdym ciągu element Halfen HDB-14/235-2/340 oraz HDB-14/235-3/510.

Obliczenia „ręczne” dają wyniki zgodne z otrzymanymi z programu Halfen HDB, do zwymiarowania zbrojenia na przebiecie pozostałych słupów posłużono się tym programem, wyniki obliczeń w załącznikach 18-22.

2.1.11. Końcowy współczynnik pękania

Według [5]

Współczynnik pękania

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (69)$$

Podstawowy współczynnik pękania

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (70)$$

Współczynnik zależny od wilgotności względnej otoczenia

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 \text{ dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (71)$$

Współczynnik zależny od średniej wytrzymałości betonu

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73 \quad (72)$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (73)$$

$t_0 = 28$ dni – wiek betonu w chwili obciążenia

$t = 18250$ dni – wiek betonu w rozważanej chwili (50 lat)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = 0,49$$

Miarodajny wymiar elementu

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} \quad (74)$$

Pole przekroju poprzecznego – przyjęto pole przekroju poprzecznego 1 m płyty

$$A_c = 280 * 1000 = 280000 \text{ mm}^2 \quad (75)$$

Obwód elementu kontaktujący się z atmosferą

$$u = 2 * 1000 = 2000 \text{ mm} \quad (76)$$
$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 280000}{2000} = 280 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od rozwoju pękania w czasie

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (77)$$

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ dla } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa} \quad (78)$$

$RH = 60\%$ - wilgotność względna otoczenia

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,7} = 0,94 \quad (79)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,2} = 0,98 \quad (80)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,5} = 0,96 \quad (81)$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 = 1,5 * [1 + (0,012 * 60)^{18}] * 280 + 280 * 0,96 = 690 < 1500 * 0,96 = 1440$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 28}{690 + 18250 - 28} \right]^{0,3} = 0,989$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{60}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{280}} * 0,94 \right) * 0,98 = 1,54$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,54 * 2,73 * 0,49 = 2,06$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,06 * 0,989 = 2,04$$

2.1.12. Ugięcie

Według [5] i [10]

Efektywny moduł sprężystości betonu

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)} = \frac{32}{1+2,04} = 10,526 \text{ GPa} \quad (82)$$

Efektywny stosunek modułów sprężystości

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{210}{10,526} = 19,95 \quad (83)$$

Wskaźnik wytrzymałościowy 1 m płyty (pominięto stal zbrojeniową)

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,28^2}{6} = 0,01307 \text{ m}^3 \quad (84)$$

Moment rysujący

$$M_{cr} = f_{ctm} * W = 2900 * 0,01307 = 37,90 \text{ kNm} \quad (85)$$

$M_{Ed,x} = 40,11 \text{ kNm} > M_{cr}$ – przekrój ulegnie zarysowaniu

$M_{Ed,y} = 46,79 \text{ kNm} > M_{cr}$ – przekrój ulegnie zarysowaniu

Charakterystyki geometryczne

Kierunek X

Faza I – przekrój niezarysowany

Pole przekroju sprowadzonego

$$A_I = b * h + \alpha_{e,eff} * A_{s1} \quad (86)$$

Moment statyczny przekroju sprowadzonego

$$S_I = b * h * \frac{h}{2} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * d \quad (87)$$

Odległość do środka ciężkości przekroju sprowadzonego

$$y_I = \frac{S_I}{A_I} \quad (88)$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + b * h * \left(\frac{h}{2} - y_I\right) + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_I)^2 \quad (89)$$

$b = 1 \text{ m}$ – szerokość przekroju

$h = 0,28 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$A_{s1} = 0,000628 \text{ m}^2$ – pole przekroju zbrojenia dolnego

$d = 0,240 \text{ m}$ – odległość do środka ciężkości zbrojenia dolnego

$$A_I = b * h + \alpha_{e,eff} * A_{s1} = 1 * 0,28 + 19,95 * 0,000628 = 0,293 \text{ m}^2$$

$$S_I = b * h * \frac{h}{2} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * d = 1 * 0,28 * \frac{0,28}{2} + 19,95 * 0,000628 * 0,240 = 0,04221 \text{ m}$$

$$y_I = \frac{S_I}{A_I} = \frac{0,04221}{0,293} = 0,144 \text{ m}$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + b * h * \left(y_I - \frac{h}{2}\right) + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_I)^2 = \frac{1 * 0,28^3}{12} + 1 * 0,28 * \left(0,144 - \frac{0,280}{2}\right) + 19,95 * 0,000628 * (0,240 - 0,144)^2 = 0,003065 \text{ m}^4$$

Faza II – przekrój zarysowany

$$y_{II} = d * \sqrt{\left(\alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b*d}\right)^2 + 2 * \alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b*d} - \alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b*d}} = 0,240 * \sqrt{\left(19,95 * \frac{0,000628}{1*0,240}\right)^2 + 2 * 19,95 * \frac{0,000628}{1*0,240} - 19,95 * \frac{0,000628}{1*0,240}} = 0,066 \text{ m} \quad (90)$$

$$I_{II} = \frac{b*y_{II}^3}{3} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_{II})^2 = \frac{1*0,066^3}{3} + 19,95 * 0,000628 * (0,240 - 0,066)^2 = 0,0004751 \text{ m}^4 \quad (91)$$

$$M_{Ed} = 40,11 \text{ kNm}$$

Sztywność elementu na zginanie w fazie I

$$B_I = E_{c,eff} * I_I = 10526000 * 0,003065 = 32262 \text{ kNm}^2 \quad (92)$$

Sztywność elementu na zginanie w fazie II

$$B_{II} = E_{c,eff} * I_{II} = 10526000 * 0,0004751 = 5001 \text{ kNm}^2 \quad (93)$$

$\beta = 0,5$ – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

Sztywność elementu częściowo zarysowanego

$$B = \frac{B_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 \left(1 - \frac{B_{II}}{B_I}\right)} = \frac{5001}{1 - 0,5 * \left(\frac{37,90}{40,11}\right)^2 \left(1 - \frac{5001}{32262}\right)} = 8030 \text{ kNm}^2 \quad (94)$$

Współczynnik wyrażający wpływ rodzaju obciążenia i warunków brzegowych

$$\alpha_k = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_{Ed}}\right) \quad (95)$$

$$M_A = 58,26 \text{ kNm}$$

$$M_B = 146,41 \text{ kNm}$$

$$\alpha_k = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_{Ed}}\right) = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{58,26 + 146,41}{10 * 40,11}\right) = 0,051$$

$$a = \alpha_k * \frac{M_{Ed} * l_{eff}^2}{B} = 0,051 * \frac{40,11 * 6,3^2}{8030} = 0,010 \text{ m} < a_{dop} = \frac{1}{250} = \frac{6,3}{250} = 0,025 \text{ m} \quad (96)$$

Warunek spełniony.

Kierunek Y

Faza I – przekrój niezarysowany

Pole przekroju sprowadzonego

$$A_I = b * h + \alpha_{e,eff} * A_{s1}$$

Moment statyczny przekroju sprowadzonego

$$S_I = b * h * \frac{h}{2} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * d$$

Odległość do środka ciężkości przekroju sprowadzonego

$$y_I = \frac{S_I}{A_I}$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + b * h * \left(\frac{h}{2} - y_I\right) + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_I)^2$$

$b = 1 \text{ m}$ – szerokość przekroju

$h = 0,28 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$A_{s1} = 0,000707 \text{ m}^2$ – pole przekroju zbrojenia dolnego

$d = 0,250 \text{ m}$ – odległość do środka ciężkości zbrojenia dolnego

$$A_I = b * h + \alpha_{e,eff} * A_{s1} = 1 * 0,28 + 19,95 * 0,000707 = 0,294 \text{ m}^2$$

$$S_I = b * h * \frac{h}{2} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * d = 1 * 0,28 * \frac{0,28}{2} + 19,95 * 0,000707 * 0,250 = 0,04273 \text{ m}$$

$$y_I = \frac{S_I}{A_I} = \frac{0,04273}{0,294} = 0,145 \text{ m}$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + b * h * \left(y_I - \frac{h}{2}\right) + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_I)^2 = \frac{1 * 0,28^3}{12} + 1 * 0,28 * \left(0,144 - \frac{0,280}{2}\right) + 19,95 * 0,000628 * (0,240 - 0,144)^2 = 0,003065 \text{ m}^4$$

Faza II – przekrój zarysowany

$$y_{II} = d * \sqrt{\left(\alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b * d}\right)^2 + 2 * \alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b * d} - \alpha_{e,eff} * \frac{A_{s1}}{b * d}} = 0,250 * \sqrt{\left(19,95 * \frac{0,000707}{1 * 0,250}\right)^2 + 2 * 19,95 * \frac{0,000707}{1 * 0,250} - 19,95 * \frac{0,000707}{1 * 0,250}} = 0,071 \text{ m}$$

$$I_{II} = \frac{b * y_{II}^3}{3} + \alpha_{e,eff} * A_{s1} * (d - y_{II})^2 = \frac{1 * 0,071^3}{3} + 19,95 * 0,000707 * (0,250 - 0,071)^2 = 0,0005712 \text{ m}^4$$

$$M_{Ed} = 46,79 \text{ kNm}$$

Sztywność elementu na zginanie w fazie I

$$B_I = E_{c,eff} * I_I = 10526000 * 0,003385 = 35631 \text{ kNm}^2$$

Sztywność elementu na zginanie w fazie II

$$B_{II} = E_{c,eff} * I_{II} = 10526000 * 0,0005712 = 6012 \text{ kNm}^2$$

$\beta = 0,5$ – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

Sztywność elementu częściowo zarysowanego

$$B = \frac{B_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 \left(1 - \frac{B_{II}}{B_I}\right)} = \frac{6012}{1 - 0,5 * \left(\frac{37,90}{46,79}\right)^2 \left(1 - \frac{6012}{35631}\right)} = 8266 \text{ kNm}^2$$

Współczynnik wyrażający wpływ rodzaju obciążenia i warunków brzegowych

$$\alpha_k = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_{Ed}}\right)$$

$$M_A = 0 \text{ kNm}$$

$$M_B = 107,70 \text{ kNm}$$

$$\alpha_k = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_{Ed}}\right) = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{107,70}{10 * 46,79}\right) = 0,080$$

$$a = \alpha_k * \frac{M_{Ed} * l_{eff}^2}{B} = 0,080 * \frac{46,79 * 6,3^2}{8266} = 0,018 \text{ m} < a_{dop} = \frac{l}{250} = \frac{6,3}{250} = 0,025 \text{ m}$$

Warunek spełniony.

2.1.13. Zarysowanie

Według [5] i [10]

Podpora na przecięciu osi 18 i C

Szerokość rozwarcia rysy

$$w_k = s_{rmax} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (97)$$

Różnica średniego odkształcenia zbrojenia i średniego odkształcenia betonu między rysami

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (98)$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągającym

$$\sigma_s = \frac{M}{A_{s1} * (d - \frac{y_{II}}{3})} \quad (99)$$

$$M = 146,41 \text{ kNm} > M_{cr} = 37,90 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = 26,18 \text{ cm}^2 = 0,002618 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_{s1} * (d - \frac{y_{II}}{3})} = \frac{146,41}{0,002618 * (0,245 - \frac{0,066}{3})} = 250782 \text{ kPa}$$

Efektywny stopień zbrojenia

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (100)$$

Efektywna strefa rozciągana

$$A_{c,eff} = 2,5(h - d) * b = 2,5 * (0,28 - 0,245) * 1 = 0,088 \text{ m}^2 \quad (101)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{0,002618}{0,088} = 0,0298$$

$k_t = 0,4$ – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

$$\begin{aligned} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \\ &= \frac{250782 - 0,4 * \frac{2900}{0,0298} * (1 + 19,95 * 0,0298)}{210000000} = 0,000899 > 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \\ &= 0,6 * \frac{250782}{210000000} = 0,000717 \\ &5(c + 0,5\emptyset) \geq s \end{aligned} \quad (102)$$

$c = 0,025 \text{ m}$ – otulina zbrojenia

$\emptyset = 0,02 \text{ m}$ – średnica prętów zbrojeniowych

$s = 0,12 \text{ m}$ – rozstaw prętów

$$5(c + 0,5\emptyset) = 5 * (0,025 + 0,5 * 0,02) = 0,175 \text{ m} > s = 0,12 \text{ m}$$

Maksymalny rozstaw rys

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,17 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 3,4 * 0,025 + 0,17 * \frac{0,02}{0,0298} = 0,199 \text{ m} \quad (103)$$

$$\begin{aligned} w_k &= s_{rmax} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,199 * 0,000899 = 0,00018 \text{ m} = 0,18 \text{ mm} < w_{k,lim} \\ &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Warunek spełniony.

Przęsło C-D na osi 20

Szerokość rozwarcia rysy

$$w_k = s_{rmax} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Różnica średniego odkształcenia zbrojenia i średniego odkształcenia betonu między rysami

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Naprężenie w zbrojeniu rozciągany

$$\sigma_s = \frac{M}{A_{s1} * \left(d - \frac{y_{II}}{3}\right)}$$

$$M = 46,79 \text{ kNm} > M_{cr} = 37,90 \text{ kNm}$$

$$A_{s1} = 7,85 \text{ cm}^2 = 0,000785 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_{s1} * \left(d - \frac{y_{II}}{3}\right)} = \frac{46,79}{0,000785 * \left(0,25 - \frac{0,066}{3}\right)} = 261426 \text{ kPa}$$

Efektywny stopień zbrojenia

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Efektywna strefa rozciągana

$$A_{c,eff} = 2,5(h - d) * b = 2,5 * (0,28 - 0,25) * 1 = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{0,000785}{0,075} = 0,0105$$

$k_t = 0,4$ – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia

$$\begin{aligned} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff})}{E_s} \\ &= \frac{261426 - 0,4 * \frac{2900}{0,0105} * (1 + 19,95 * 0,0105)}{210000000} = 0,000609 < 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s} \\ &= 0,6 * \frac{261426}{210000000} = 0,000747 \end{aligned}$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,000747$$

$$5(c + 0,5\emptyset) \geq s$$

$c = 0,025 \text{ m}$ – otulina zbrojenia

$\emptyset = 0,01 \text{ m}$ – średnica prętów zbrojeniowych

$s = 0,10 \text{ m}$ – rozstaw prętów

$$5(c + 0,5\emptyset) = 5 * (0,025 + 0,5 * 0,01) = 0,15 \text{ m} > s = 0,10 \text{ m}$$

Maksymalny rozstaw rys

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,17 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 3,4 * 0,025 + 0,17 * \frac{0,01}{0,0105} = 0,247 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} w_k &= s_{rmax} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,247 * 0,000747 = 0,00018 \text{ m} = 0,18 \text{ mm} < w_{k,lim} \\ &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Warunek spełniony.

2.1.14. Trzpienie dylatacyjne

Według [14]

Tab. 14. Obciążenie dla trzpieni dylatacyjnych

Płyta po lewej stronie dylatacji – obciążenie maksymalne			
Obciążenie	Obciążenie charakterystyczne	Współczynnik	Obciążenie obliczeniowe $\left[\frac{kN}{m}\right]$
ciężar własny płyty + podłoga	$8,86 \frac{kN}{m^2} * 2 m = 17,72 \frac{kN}{m}$	1,35	23,92
ściana z bloczków Silka E18	$7,51 \frac{kN}{m}$	1,35	10,14
obciążenie użytkowe	$2 \frac{kN}{m^2} * 2 = 4 \frac{kN}{m}$	1,5	6
Razem			40,06
Płyta po prawej stronie dylatacji – obciążenie minimalne			
ciężar własny płyty + podłoga	$8,86 \frac{kN}{m^2} * 2 m = 17,72 \frac{kN}{m}$	1,0	17,72
Razem			17,72
Różnica		$40,06 - 17,72 = 22,34 \frac{kN}{m}$	

W celu dobrania trzpieni dylatacyjnych posłużono się programem Halfen HSD CRET. Wyniki obliczeń w załączniku 23.

2.2. Obliczenia słupa S1

2.2.1. Dane wyjściowe

Przekrój poprzeczny: $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}$

Wysokość słupa: $l = 3,06 \text{ m}$

Beton: C30/37

Stal: RB500

$N_{Ed} = 1267,55 \text{ kN}$ – obliczeniowa siła ściskająca

$M_{Ed} = 36,23 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający

2.2.2. Smukłość

Według [5]

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (104)$$

$\mu = 1,0$ – współczynnik wyboczeniowy

Długość efektywna słupa

$$l_0 = \mu * l = 1 * 3,06 = 3,06 \text{ m} \quad (105)$$

Promień bezwładności

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (106)$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3^4}{12} = 0,000675 \text{ m}^4 \quad (107)$$

$$A = bh = 0,3^2 = 0,09 \text{ m}^2 \quad (108)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,000675}{0,09}} = 0,087 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3,06}{0,087} = 35,17$$

2.2.3. Efektywny współczynnik pełzania

Według [5]

Końcowy współczynnik pełzania

Współczynnik pełzania

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Podstawowy współczynnik pełzania

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

Współczynnik zależny od wilgotności względnej otoczenia

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 \text{ dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Współczynnik zależny od średniej wytrzymałości betonu

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

$t_0 = 28 \text{ dni}$ – wiek betonu w chwili obciążenia

$t = 18250 \text{ dni}$ – wiek betonu w rozważanej chwili (50 lat)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = 0,49$$

Miarodajny wymiar elementu

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u}$$

Pole przekroju poprzecznego – przyjęto pole przekroju poprzecznego 1 m płyty

$$A_c = 300 * 300 = 90000 \text{ mm}^2$$

Obwód elementu kontaktujący się z atmosferą

$$u = 4 * 300 = 1200 \text{ mm}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 90000}{1200} = 150 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od rozwoju pełzania w czasie

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ dla } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

RH = 60% - wilgotność względna otoczenia

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,7} = 0,94$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,2} = 0,98$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,5} = 0,96$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 = 1,5 * [1 + (0,012 * 60)^{18}] * 150 + 250 * 0,96 = 466 < 1500 * 0,96 = 1440$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 28}{466 + 18250 - 28} \right]^{0,3} = 0,992$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{60}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{150}} * 0,94 \right) * 0,98 = 1,67$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,67 * 2,73 * 0,49 = 2,23$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,23 * 0,992 = 2,21$$

Efektywny współczynnik pełzania

$$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{0,Ed,p}}{M_{0,Ed}} \quad (109)$$

$M_{0,Ed} = 36,23 \text{ kNm}$ – obliczeniowy moment zginający według teorii I rzędu

$M_{0,Ed,p} = 24,95 \text{ kNm}$ – moment zginający według teorii I rzędu wywołany prawie stałą kombinacją obciążeń

$$\varphi_{eff} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{0,Ed,p}}{M_{0,Ed}} = 2,21 * \frac{24,95}{36,23} = 1,52$$

2.2.4. Smukłość graniczna

Według [5]

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} \quad (110)$$

Względna siła normalna

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} = \frac{1267,55}{0,09 * 21430} = 0,66 \quad (111)$$

$$A = \frac{1}{1+0,2*\varphi_{eff}} = \frac{1}{1+0,2*1,51} = 0,77 \quad (112)$$

$$B = 1,1$$

$$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} \quad (113)$$

$$M_{01} = 18,14 \text{ kNm}$$

$$M_{02} = -36,23 \text{ kNm}$$

$$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 + \frac{18,14}{36,23} = 2,20$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 * 0,77 * 1,1 * 2,20}{\sqrt{0,66}} = 45,87$$

2.2.5. Efekty II rzędu

$$\lambda = 35,17 < \lambda_{lim} = 45,87$$

Nie ma potrzeby uwzględniania efektów II rzędu.

2.2.6. Imperfekcje geometryczne

Według [5]

Mimośród od imperfekcji

$$e_i = 0,5 * \theta_l * l_o \quad (114)$$

Kąt pochylenia

$$\theta_l = \theta_o * \alpha_h * \alpha_m \quad (115)$$

$$\theta_o = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h * \alpha_m = 1,0$$

$$\theta_l = \theta_o * \alpha_h * \alpha_m = \frac{1}{200} * 1,0 = \frac{1}{200}$$

$$e_i = 0,5 * \theta_l * l_o = 0,5 * \frac{1}{200} * 3,06 = 0,00765 \text{ m}$$

Mimośród

$$e_1 = \max \left\{ \frac{h}{30}, 20, e_i \right\} = \max \left\{ \frac{300}{30}, 20, 8 \right\} = 20 \text{ mm} \quad (116)$$

2.2.7. Wymiarowanie zbrojenia

Według [5]

$\xi_{eff,lim} = 0,493$ – graniczny względny zasięg strefy ściskanej

Wysokość użyteczna przekroju

$$d = h - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_p}{2} \quad (117)$$

$h = 0,3 \text{ m}$ – wysokość przekroju

$c_{nom} = 0,025 \text{ m}$ – nominalna otulina zbrojenia

$\phi_s = 0,006 \text{ m}$ – przyjęto strzemiona $\phi 6$

$\phi_p = 0,016 \text{ m}$ – przyjęto zbrojnie prętami $\phi 16$

$$d = h - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_p}{2} = 0,3 - 0,025 - 0,006 - \frac{0,016}{2} = 0,261 \text{ m}$$

Graniczny zasięg strefy ściskanej

$$x_{eff,lim} = \xi_{eff,lim} * d = 0,493 * 0,261 = 0,129 \text{ m} \quad (118)$$

Zasięg strefy ściskanej

$$x_{eff} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * b} = \frac{1267,55}{21430 * 0,3} = 0,197 \text{ m} \quad (119)$$

$$x_{eff} = 0,197 \text{ m} > x_{eff,lim} = 0,129 \text{ m}$$

$$x_{eff} = a_2 + \sqrt{(a_2)^2 + \frac{2 \cdot N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{cd} \cdot b}} \quad (120)$$

Odległość do środka ciężkości zbrojenia

$$a_1 = a_2 = h - d = 0,3 - 0,261 = 0,039 \text{ m} \quad (121)$$

$$e_0 = e_e + e_1 = \frac{M_{0,Ed}}{N_{Ed}} + e_1 = \frac{36,23}{1267,55} + 0,02 = 0,049 \text{ m} \quad (122)$$

$$e_{s1} = e_0 + 0,5h - a_1 = 0,049 + 0,5 \cdot 0,3 - 0,039 = 0,160 \text{ m} \quad (123)$$

$$e_{s2} = d - e_{s1} - a_2 = 0,261 - 0,160 - 0,039 = 0,062 \text{ m} \quad (124)$$

$$x_{eff} = a_2 + \sqrt{(a_2)^2 + \frac{2 \cdot N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{cd} \cdot b}} = 0,039 + \sqrt{(0,039)^2 + \frac{2 \cdot 1267,55 \cdot 0,062}{21430 \cdot 0,3}} = 0,200 \text{ m}$$

$$x_{eff} = 0,200 \text{ m} < d = 0,261 \text{ m}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff})}{f_{yd} \cdot (d - a_2)} = \frac{1267,55 \cdot 0,160 - 21430 \cdot 0,3 \cdot 0,200 \cdot (0,261 - 0,5 \cdot 0,200)}{434780 \cdot (0,261 - 0,039)} = -0,00004 < 0 \quad (125)$$

Zbrojenie jest obliczeniowo zbędne.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}}, \max \left\{ \frac{0,10 \cdot 1267,55}{434780} = 0,000292 \text{ m}^2, 0,002 \cdot 0,09 = 0,000180 \text{ m}^2 \right\} \right\} = 0,000292 \text{ m}^2 = 2,92 \text{ cm}^2 \quad (126)$$

Przyjęto 4Ø16 o $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Zbrojenie poprzeczne

Przyjęto strzemiona dwucięte Ø6

Rozstaw strzemion

Maksymalny rozstaw strzemion

$$s_{cl,max} = \min\{20\phi_p, b, 400\} = \min\{320, 300, 400\} = 300 \text{ mm} \quad (127)$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 300 \text{ mm}$.

Na odcinkach równych wymiarowi przekroju słupa (0,3 m) powyżej i poniżej połączenia słupa z płytą oraz w miejscach zakładu prętów przyjęto $s' = 0,6s = 0,6 \cdot 300 = 180 \text{ mm}$.

2.3. Obliczenia belki B2

2.3.1. Dane wyjściowe

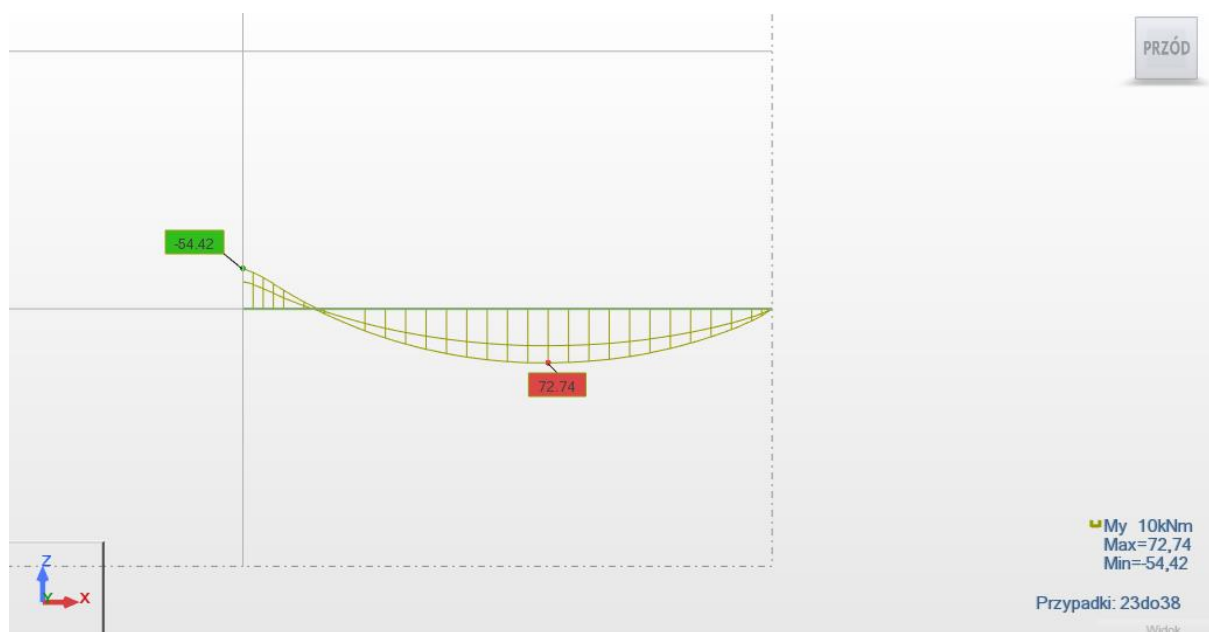
Przekrój poprzeczny: $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$

Długość belki: $l_{\text{eff}} = 6,3 \text{ m}$

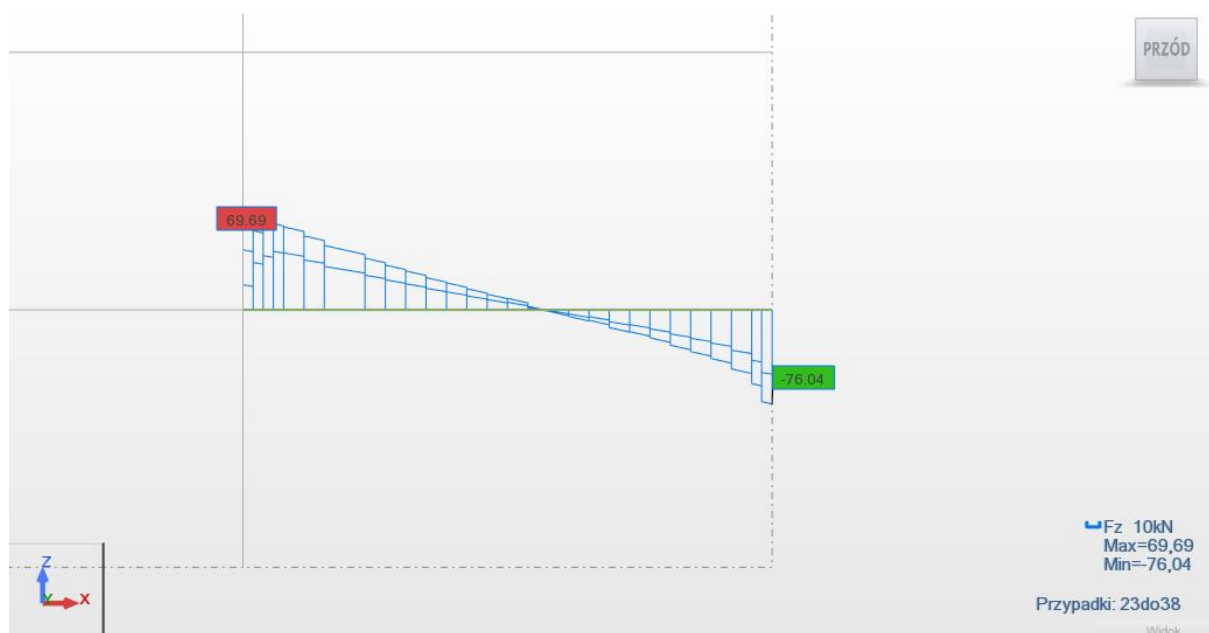
Beton: C30/37

Stal: RB500

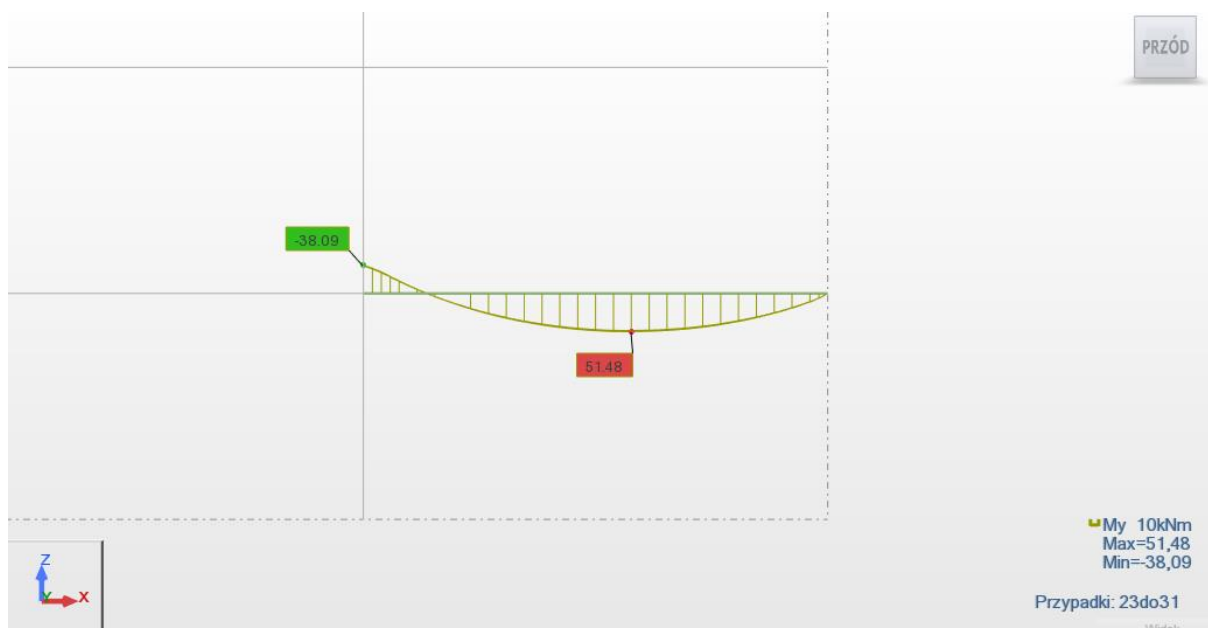
2.3.2. Obliczenia statyczne



Rys. 23. Obwiednia momentów zginających SGN



Rys. 24. Obwiednia sił tnących SGN



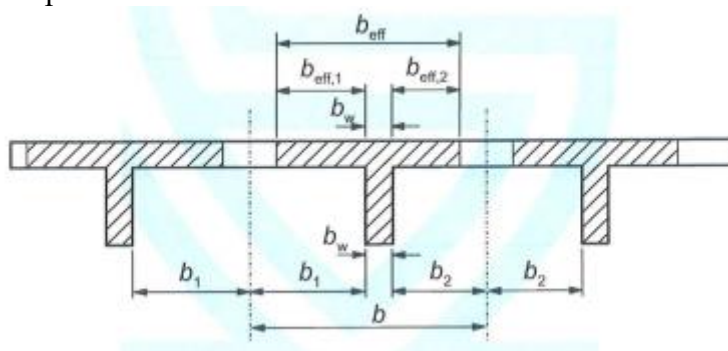
Rys. 25. Obwiednia momentów zginających SGU

2.3.3. Wymiarowanie zbrojenia na zginanie

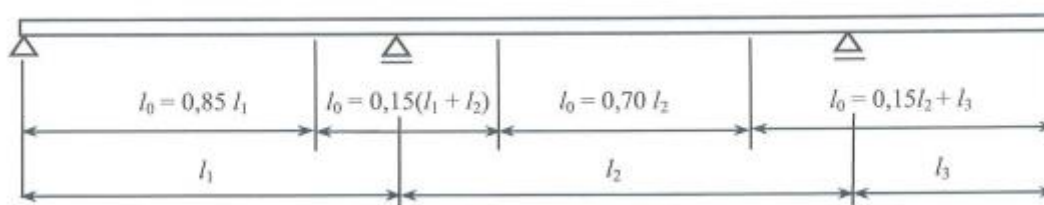
Według [5]

Przekrój w przęśle

Efektywna szerokość pólki



Rys. 26. PN-EN 1992-1-1 Rysunek 5.3



Rys. 27. PN-EN 1992-1-1 Rysunek 5.2

$$b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w \leq b = 1,255 \text{ m} \quad (128)$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \min(0,2l_0; b_i) \quad (129)$$

$$l_1 = 6,3 \text{ m}$$

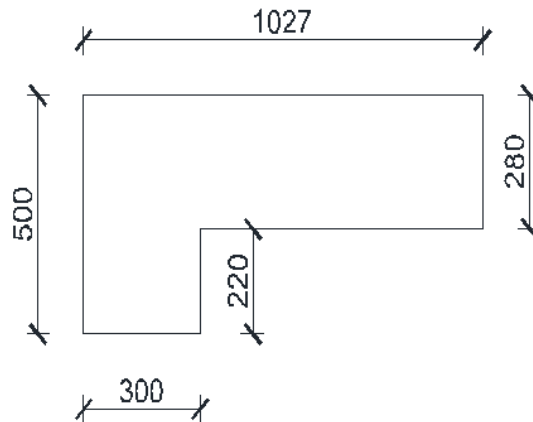
$$l_0 = 0,85 * l_1 = 0,85 * 6,3 = 5,36 \text{ m} \quad (130)$$

$$b_1 = \frac{1,91}{2} = 0,955 \text{ m} \quad (131)$$

$$b_{\text{eff},1} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 0,2 * 0,955 + 0,1 * 5,36 = 0,727 \text{ m} < \min(0,2l_0; b_1)$$

$$= \min(0,2 * 5,36; 0,955) = 1,072 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} + b_w = 0,727 + 0,3 = 1,027 \text{ m} < b = 1,255 \text{ m}$$



Rys. 28. Przekrój belki

Określenie wysokości obliczeniowej belki

$d = h - a$ – wysokość obliczeniowa belki

Przyjęto zbrojenie prętami $\varnothing 12$

$h = 0,50 \text{ m}$ – wysokość belki

$c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia

Odległość od krawędzi belki do środka zbrojenia

$$a = c_{\text{nom}} + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing_s = 25 + \frac{12}{2} + 6 = 37 \text{ mm}$$

$$d = h - a = 0,50 - 0,037 = 0,463 \text{ m}$$

Określenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia

$$A_{s,\text{min}} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} * b_w * d \\ 0,0013 * b_w * d \end{cases}$$

$b_w = 0,3 \text{ m}$ – szerokość środnika

$$A_{s,\text{min}} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{\text{ctm}}}{f_{yk}} * b_w * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 0,3 * 0,463 = 0,000209 \text{ m}^2 = 2,09 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * b_w * d = 0,0013 * 0,3 * 0,463 = 0,000181 \text{ m}^2 = 1,81 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$= 2,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{max}} = 0,04A_c$$

$$A_c = h * b_w = 0,50 * 0,3 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$A_{s,\text{max}} = 0,04A_c = 0,04 * 0,15 = 0,006 \text{ m}^2 = 60 \text{ cm}^2$$

Sprawdzenie teowości

$$M_{\text{Rd}} = f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} h_f (d - 0,5h_f) = 21430 * 1,027 * 0,28 * (0,463 - 0,5 * 0,28) = 1990,46 \text{ kNm} > M_{\text{Ed}} = 72,74 \text{ kNm} \quad (132)$$

Przekrój jest pozornie teowy.

Obliczenie zbrojenia

$$-0,5f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} x_{\text{eff}}^2 + f_{\text{cd}} b_{\text{eff}} d x_{\text{eff}} - M_{\text{Ed}} = 0 \quad (133)$$

$$-0,5 * 21430 * 1,027 * x_{eff}^2 + 21430 * 1,027 * 0,463 * x_{eff} - 72,74 = 0$$

$$x_{eff} = 0,007194 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} b_{eff} x_{eff}}{f_{yd}} = \frac{21,43 * 1,027 * 0,007194}{434,78} = 0,000364 \text{ m}^2 = 3,64 \text{ cm}^2 \quad (134)$$

Przyjęto 4 pręty Ø12

Pole przekroju przyjętego zbrojenia

$$A_{s,prov} = 4 * \pi * \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Zasięg strefy ściskanej

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} * A_{s,prov}}{f_{cd} * b_{eff}} = \frac{434,78 * 0,000452}{21,43 * 1,027} = 0,008929 \text{ m}$$

Obliczeniowa nośność przekroju

$$M_{Rd} = f_{cd} * b_{eff} * x_{eff} * \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 21430 * 1,027 * 0,008929 * \left(0,463 - \frac{0,008929}{2}\right)$$

$$= 90,11 \text{ kNm}$$

Przekrój nad podporą

Określenie wysokości obliczeniowej belki

$$d = h - a - \text{wysokość obliczeniowa belki}$$

Przyjęto zbrojenie prętami Ø12

$h = 0,50 \text{ m}$ – wysokość belki

$c_{nom} = 25 \text{ mm}$ – nominalna otulina zbrojenia

Odległość od krawędzi belki do środka zbrojenia

$$a = c_{nom} + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset_{pł} = 25 + \frac{12}{2} + 20 = 51 \text{ mm}$$

$$d = h - a = 0,50 - 0,051 = 0,449 \text{ m}$$

Określenie minimalnego i maksymalnego zbrojenia na 1 m szerokości płyty

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_w * d \\ 0,0013 * b_w * d \end{cases}$$

$b_w = 0,3 \text{ m}$ – szerokość środnika

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_w * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 0,3 * 0,449 = 0,000203 \text{ m}^2 = 2,03 \text{ cm}^2 \\ 0,0013 * b_w * d = 0,0013 * 0,3 * 0,449 = 0,000175 \text{ m}^2 = 1,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$= 2,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c$$

$$A_c = h * b_w = 0,50 * 0,3 = 0,15 \text{ m}^2$$

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 * 0,15 = 0,006 \text{ m}^2 = 60 \text{ cm}^2$$

Obliczenia zbrojenia

$$M_{Ed} = 54,42 \text{ kNm}$$

Parametr do obliczenia zbrojenia

$$A = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * b * d^2} = \frac{54,42}{21430 * 0,3 * 0,449^2} = 0,04199$$

Względny zasięg strefy ściskanej

$$\xi_{\text{eff}} = 1 - \sqrt{1 - 2A} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,04199} = 0,04291$$

Stopień zbrojenia

$$\rho = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * \xi_{\text{eff}} = \frac{21,43}{434,78} * 0,04291 = 0,002115$$

Wymagane pole zbrojenia

$$A_{s1} = \rho * b * d = 0,002115 * 0,3 * 0,449 = 0,000285 \text{ m}^2 = 2,85 \text{ cm}^2$$

Przyjęto 3 pręty Ø12

Pole przekroju przyjętego zbrojenia

$$A_{s,\text{prov}} = 3 * \pi * \left(\frac{1,2}{2}\right)^2 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Zasięg strefy ściskanej

$$x_{\text{eff}} = \frac{f_{yd} * A_{s,\text{prov}}}{f_{cd} * b} = \frac{434,78 * 0,000339}{21,43 * 0,3} = 0,02293 \text{ m}$$

Obliczeniowa nośność przekroju

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} * b * x_{\text{eff}} * \left(d - \frac{x_{\text{eff}}}{2}\right) = 21430 * 0,3 * 0,02293 * \left(0,449 - \frac{0,02293}{2}\right) \\ &= 64,50 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2.3.4. Długość zakotwienia

Według [5]

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,43 = 3,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$l_{b,\text{rqd}} = \frac{\phi}{4} * \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} * \frac{434,78}{3,22} = 405 \text{ mm}$$

$$l_{b,\text{min}} = \max\{0,3l_{b,\text{rqd}}, 10\phi, 100 \text{ mm}\} = 122 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 = 1,0$$

$$l_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * l_{b,\text{rqd}} = 1 * 405 = 405 \text{ mm}$$

Przyjęto $l_{bd} = 410 \text{ mm}$

2.3.5. Ścinanie

Według [5] i [12]

Podpora lewa

$$V_{Ed} = 69,69 \text{ kN}$$

Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b * d} \leq 0,02$$

$$A_{sl} = 0,000339 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{0,000339}{0,3 * 0,449} = 0,0025 < 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,129$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{449}} = 1,67 < 2,0$$

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d = \left[0,129 * 1,67 * (100 * 0,0025 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 300 * 449 = 56802 \text{ N} = 56,80 \text{ kN} < V_{Ed} = 69,69 \text{ kN}$$

Wymagane jest zbrojenie poprzeczne.

Przyjęto zbrojenie strzemionami dwuciętymi Ø6

$$A_{sw} = 2 * \pi * \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 = 0,57 \text{ cm}^2 \quad (135)$$

$l_s = 0,88 \text{ m}$ – długość odcinka, na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne
 $\text{ctg}\theta \in < 1,2 >$ – θ – kąt nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym

Ramię sił w modelu kratownicowym

$$z = 0,9d \quad (136)$$

$$l_{s,max} = 0,9 * d * 2 = 1,8 * 0,449 = 0,81 \text{ m} \quad (137)$$

$$l_{s,min} = 0,9 * d = 0,9 * 0,449 = 0,40 \text{ m} \quad (138)$$

$$l_{s1} = 0,48 \text{ m}$$

$$V_{Ed1} = 66 \text{ kN}$$

$$s_1 = \frac{A_{sw} * f_{yd} * z * \text{ctg}\theta}{V_{Ed1}} = \frac{0,00057 * 434780 * 0,48}{66} = 0,180 \text{ m} \quad (139)$$

$$l_{s2} = 0,40 \text{ m}$$

$$V_{Ed2} = 57 \text{ kN}$$

$$s_2 = \frac{A_{sw} * f_{yd} * z * \text{ctg}\theta}{V_{Ed2}} = \frac{0,00057 * 434780 * 0,40}{57} = 0,174 \text{ m}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 0,17 \text{ m}$

Maksymalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta} \quad (140)$$

$a_{cw} = 1,0$ – dla elementów niesprężonych, współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskany

Współczynnik wyrażający redukcję wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528 \quad (141)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta} = \frac{1 * 0,3 * 0,9 * 0,449 * 0,528 * 21430}{2 + 0,5} = 548,69 \text{ kN}$$

$$> V_{Ed} = 69,69 \text{ kN}$$

Warunek spełniony.

Podpora prawa

$$V_{Ed} = 76,04 \text{ kN}$$

Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego

$$V_{Rd,c} = \left[c_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d$$

Stopień zbrojenia

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b * d} \leq 0,02$$

$$A_{sl} = 0,000452 \text{ m}^2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{0,000452}{0,3 * 0,463} = 0,0033 < 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,129$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{463}} = 1,66 < 2,0$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] * b_w * d = \left[0,129 * 1,66 * (100 * 0,0033 * 30)^{\frac{1}{3}} \right] * 300 * 463 = 63867 \text{ N} = 63,87 \text{ kN} < V_{Ed} = 76,04 \text{ kN}$$

Wymagane jest zbrojenie poprzeczne.

Przyjęto zbrojenie strzemionami dwuciętymi Ø6

$$A_{sw} = 2 * \pi * \left(\frac{0,6}{2} \right)^2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$l_s = 0,20 \text{ m}$ – długość odcinka, na którym wymagane jest zbrojenie poprzeczne
 $\text{ctg}\theta \in < 1,2 >$ – θ – kąt nachylenia ściskanych krzyżulców betonowych w modelu kratownicowym

Ramię sił w modelu kratownicowym

$$z = 0,9d$$

$$l_{s,max} = 0,9 * d * 2 = 1,8 * 0,463 = 0,83 \text{ m} > l_s = 0,20 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = 76,04 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_{sw} * f_{yd} * z * \text{ctg}\theta}{V_{Ed}} = \frac{0,000057 * 434780 * 0,83}{76,04} = 0,271 \text{ m}$$

Przyjęto rozstaw strzemion $s = 0,27 \text{ m}$

Maksymalna nośność na ścinanie

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta}$$

$a_{cw} = 1,0$ – dla elementów niesprężonych, współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskany

Współczynnik wyrażający redukcję wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia

$$v_1 = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta} = \frac{1 * 0,3 * 0,9 * 0,463 * 0,528 * 21430}{2 + 0,5} = 566 \text{ kN} > V_{Ed} = 76,04 \text{ kN}$$

Warunek spełniony.

Rozstaw strzemion na odcinku obliczeniowo niewymagającym zbrojenia poprzecznego

$$s_{l,max} = 0,75d = 0,75 * 0,449 = 0,337 \text{ m} \quad (142)$$

Przyjęto $s_{l,max} = 0,33 \text{ m}$

2.3.6. Ścinanie między środkiem, a półką

Według [5] i [12]

Półka w strefie ściskanej

Naprężenia ścinające

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x} \quad (143)$$

Zmiana siły normalnej w pólce na długości Δx

$$\Delta F_d = f_{cd} * 0,5 * (b_{eff} - b_w) * x_{eff} = 21430 * 0,5 * (1,027 - 0,3) * 0,007194 = 56,04 \text{ kN} \quad (144)$$

$\Delta x = 1,34 \text{ m}$ – połowa odległości pomiędzy miejscami gdzie moment zginający jest zerowy i maksymalny

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f * \Delta x} = \frac{56,04}{0,28 * 1,34} = 149,36 \text{ kPa}$$

$$v_{Ed} = 149,36 \text{ kPa} < v_{f_{cd}} \sin \theta \cos \theta = 0,528 * 21430 * 0,4 = 4526,02 \text{ kPa} \quad (145)$$

Nie dojdzie do zmiążdżenia krzyżulców betonowych w pólce.

$$v_{Ed} = 149,36 \text{ kPa} < 0,4 f_{ctd} = 0,4 * 1430 \text{ kPa} = 572 \text{ kPa} \quad (146)$$

Zbrojenie poprzeczne w pólce jest zbędne obliczeniowe.

Półka w strefie rozciąganej

$$\Delta F_d = A_{s1} * f_{yd} = 0 \quad (147)$$

$$v_{Ed} = 0$$

Nie dojdzie do zmiążdżenia krzyżulców betonowych w pólce.

2.3.7. Końcowy współczynnik pełzania

Według [5]

Współczynnik pełzania

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0)$$

Podstawowy współczynnik pełzania

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

Współczynnik zależny od wilgotności względnej otoczenia

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 \text{ dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

Współczynnik zależny od średniej wytrzymałości betonu

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,73$$

Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}}$$

$t_0 = 28 \text{ dni}$ – wiek betonu w chwili obciążenia

$t = 18250 \text{ dni}$ – wiek betonu w rozważanej chwili (50 lat)

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = 0,49$$

Miarodajny wymiar elementu

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u}$$

Pole przekroju poprzecznego – przyjęto pole przekroju poprzecznego 1 m płyty

$$A_c = 1,027 * 0,28 + (0,5 - 0,28) * 0,3 = 0,354 \text{ m}^2$$

Obwód elementu kontaktujący się z atmosferą

$$u = 1,027 * 2 + 2 * 0,5 - 0,28 = 2,774 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{2 * A_c}{u} = \frac{2 * 0,354}{2,774} = 0,255 \text{ m} = 255 \text{ mm}$$

Współczynnik zależny od rozwoju pełzania w czasie

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ dla } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

RH = 60% - wilgotność względna otoczenia

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,7} = 0,94$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,2} = 0,98$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left(\frac{35}{38} \right)^{0,5} = 0,96$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 = 1,5 * [1 + (0,012 * 60)^{18}] * 255 + 250 * 0,96 = 624 < 1500 * 0,96 = 1440$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} = \left[\frac{18250 - 28}{624 + 18250 - 28} \right]^{0,3} = 0,990$$

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{h_0}} * \alpha_1 \right) * \alpha_2 = \left(1 + \frac{1 - \frac{60}{100}}{0,1 * \sqrt[3]{255}} * 0,94 \right) * 0,98 = 1,56$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1,56 * 2,73 * 0,49 = 2,09$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) = 2,09 * 0,990 = 2,07$$

2.3.8. Ugięcie i zarysowanie

Według [5] i [10]

Efektywny moduł sprężystości betonu

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = \frac{32}{1 + 2,07} = 10,42 \text{ GPa}$$

Efektywny stosunek modułów sprężystości

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{210}{10,42} = 20,15$$

Wskaźnik wytrzymałościowy (pominięto stal zbrojeniową)

$$A = b_{eff} - b_w * h_f + b_w * h = (1,027 - 0,3) * 0,28 + 0,3 * 0,5 = 0,354 \text{ m}^2 \quad (148)$$

$$S_x = (b_{eff} - b_w) * h_f * \frac{h_f}{2} + b_w * h * \frac{h}{2} = (1,027 - 0,23) * 0,28 * \frac{0,28}{2} + 0,3 * 0,5 * \frac{0,5}{2} = 0,0687 \text{ m} \quad (149)$$

$$y_c = \frac{S_x}{A} = \frac{0,0687}{0,354} = 0,194 \text{ m} \quad (150)$$

$$I = \frac{b_{eff} * h_f^3}{12} + b_{eff} * h_f * \left(y_c - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w * (h - h_f)^3}{12} + b_w * (h - h_f) * \left(h - y_c - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 = \frac{1,027 * 0,28^3}{12} + 1,027 * 0,28 * \left(0,194 - \frac{0,28}{2} \right)^2 + \frac{0,3 * (0,5 - 0,28)^3}{12} + 0,3 * (0,5 - 0,28) * \left(0,5 - 0,194 - \frac{0,5 - 0,28}{2} \right)^2 = 0,005519 \text{ m}^4 \quad (151)$$

$$W = \frac{I}{h - y_c} = \frac{0,005519}{0,5 - 0,194} = 0,01804 \text{ m}^3 \quad (152)$$

Moment rysujący

$$M_{cr} = f_{ctm} * W = 2900 * 0,01804 = 52,32 \text{ kNm}$$

Przęsło

$M_{Ed} = 51,48 \text{ kNm} < M_{cr} = 52,32 \text{ kNm}$ – przekrój nie ulegnie zarysowaniu

Ugięcie

Faza I – przekrój niezarysowany

$$\alpha_1 = \alpha_e * \frac{A_{s1}}{bd} = 20,15 * \frac{0,000452}{0,3 * 0,463} = 0,0656 \quad (153)$$

$$\alpha_2 = \alpha_e * \frac{A_{s2}}{bd} = 20,15 * \frac{0,000226}{0,3 * 0,449} = 0,0338 \quad (154)$$

$$\delta_1 = \frac{a_1}{d} = \frac{0,5 - 0,463}{0,463} = 0,0799 \quad (155)$$

$$\delta_2 = \frac{a_1}{d} = \frac{0,5 - 0,449}{0,449} = 0,114 \quad (156)$$

$$F = \frac{b_{eff} - b}{b} = \frac{1,027 - 0,3}{0,3} = 2,42 \quad (157)$$

$$T = \frac{h_f}{d} = \frac{0,28}{0,463} = 0,605 \quad (158)$$

$$\xi = \frac{0,5 * (1 + \delta_1)^2 + \alpha_1 + \delta_2 * \alpha_2 + 0,5 * F * T^2}{1 + \delta_1 + \alpha_1 + \alpha_2 + F * T} = \frac{0,5 * (1 + 0,0799)^2 + 0,0656 + 0,114 * 0,0338 + 0,5 * 2,42 * 0,605^2}{1 + 0,0799 + 0,0656 + 0,0338 + 2,42 * 0,605} = 0,414 \quad (159)$$

$$\begin{aligned} \frac{I}{bd^3} &= \frac{(1 + \delta_1)^3}{12} + (1 + \delta_1) * [0,5 * (1 + \delta_1) - \xi]^2 + \alpha_1 * (1 - \xi)^2 + \alpha_2 * (\xi - \delta_2)^2 + \frac{F * T^3}{12} + \\ &FT(\xi - 0,5T)^2 = \frac{(1 + 0,0799)^3}{12} + (1 + 0,0799) * [0,5 * (1 + 0,0799) - 0,414]^2 + 0,0656 * \\ &(1 - 0,414)^2 + 0,0338 * (0,414 - 0,114)^2 + \frac{2,42 * 0,605^3}{12} + 2,42 * 0,605 * (0,414 - 0,5 * \\ &0,605)^2 = 0,2105 \end{aligned} \quad (160)$$

$$I_I = 0,2105 * 0,3 * 0,463^3 = 0,006268 \text{ m}^4 \quad (161)$$

$$B_I = E_{c,eff} * I_I = 10420000 * 0,006268 = 65313 \text{ kNm}^2$$

$M_A = 38,09 \text{ kNm}$

$M_B = 0$

$$\alpha_k = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M}\right) = \frac{5}{48} * \left(1 - \frac{38,09}{10 * 51,48}\right) = 0,0965$$

$$\begin{aligned} a &= \alpha_k * \frac{M_{Ed} * l_{eff}^2}{B_I} = 0,0965 * \frac{51,48 * 6,3^2}{65313} = 0,003 \text{ m} < f_{dop} = \frac{l}{250} = \frac{6,3}{250} \\ &= 0,025 \text{ m} \end{aligned}$$

Warunek spełniony.

Podpora

$M = 38,09 \text{ kNm} < M_{cr} = 52,32 \text{ kNm}$ – przekrój nie ulegnie zarysowaniu

Literatura

- [1] PN-EN 1990. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] PN-EN 1991-1-1. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenie użytkowe w budynkach.
- [3] PN-EN 1991-1-3. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne – obciążenie śniegiem.
- [4] PN-EN 1991-1-4. Oddziaływania na konstrukcje. Oddziaływania ogólne – oddziaływania wiatru.
- [5] PN-EN 1992-1-1. Projektowanie konstrukcji z betonu. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [6] PN-EN 1992-1-2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [7] PN-EN 13670. Wykonywanie konstrukcji z betonu.
- [8] Dz.U. 2015 poz. 1422. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [9] Ajdukiewicz A., Starosolski W., *Żelbetowe ustroje płytowo – słupowe*, Warszawa, Arkady, 1981
- [10] Knauff M., Golumbińska A., Knyziak P., *Tablice i wzory do projektowania konstrukcji żelbetowych z przykładami obliczeń*, Warszawa, PWN, 2014
- [11] Kobiak J., Stachurski W., *Konstrukcje żelbetowe Tom 2*, Warszawa, Arkady, 1987
- [12] Łapko A., *Projektowanie konstrukcji żelbetowych*, Builder Zeszyt 2, 2011
- [13] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2*, Warszawa, PWN, 2008
- [14] <http://www.halfen.com/pl/>, dostęp: listopad 2016

Programy

- 1) Autodesk AutoCAD 2017
- 2) Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016
- 3) Halfen HDB 12.21
- 4) Halfen HSD CRET 2.20

Załączniki

- 1) Rys. A1. Rzut piwnicy w osiach 17'-21
- 2) Rys. A2. Rzut parteru w osiach 17'-21
- 3) Rys. A3. Rzut I piętra w osiach 17'-21
- 4) Rys. A4. Rzut II piętra w osiach 17'-21
- 5) Rys. A5. Widok dachu w osiach 17'-21
- 6) Rys. A6. Przekrój A-A
- 7) Rys. A7. Przekrój B-B w osiach 17'-21
- 8) Rys. K1. Rzut fundamentów w osiach 17'-21
- 9) Rys. K2. Strop nad piwnicą w osiach 17'-21
- 10) Rys. K3. Strop nad parterem w osiach 17'-21
- 11) Rys. K4. Strop nad I piętrem w osiach 17'-21
- 12) Rys. K5. Stropodach nad II piętrem w osiach 17'-21
- 13) Rys. K6. Płyta PŁ2 – zbrojenie dolne
- 14) Rys. K7. Płyta PŁ2 – zbrojenie górne
- 15) Rys. K8. Słup S1 – zbrojenie
- 16) Rys. K9. Belka B2 – zbrojenie
- 17) Rys. K10. Szczegół dylatacji
- 18) Halfen HDB - Zbrojenie na przebicie słupa na przecięciu osi 17' i C
- 19) Halfen HDB - Zbrojenie na przebicie słupa na przecięciu osi 18 i C
- 20) Halfen HDB - Zbrojenie na przebicie słupa na przecięciu osi 19 i C
- 21) Halfen HDB - Zbrojenie na przebicie słupa na przecięciu osi 20 i C
- 22) Halfen HDB - Zbrojenie na przebicie słupa na przecięciu osi 20 i B
- 23) Halfen HSD CRET – Zbrojenie dylatacji