

**A.G. BIURO PROJEKTÓW****ALEKSANDRA GRUSZCZYŃSKA**

Ul. Chłodna 5A, 83-110 Tczew  
tel. 58 58 59 035 ; tel. 720 722 822  
[www.gruszczyńska.com](http://www.gruszczyńska.com) ; ; [biuro@gruszczyńska.com](mailto:biuro@gruszczyńska.com)



## DOKUMENTACJA PROJEKTOWA

### EGZEMPLARZ NR 1 2 3

*Stadium dokumentacji:***TOM III – PROJEKT TECHNICZNY – KONSTRUKCJA cz. 1***Przedmiot zamówienia:*



Opracowanie dokumentacji budowlanej dla zadania inwestycyjnego pt:  
„Budowa budynku przedszkola  
w miejscowości Nowy Duninów.”

*Nazwa i adres obiektu/inwestycji:*

Budynek przedszkola  
Gostynińska 1, 09-505 Nowy Duninów,  
Działka nr 113/1, obr. 0012.113/1, gmina Nowy Duninów, nr ewid. 141909\_2.0012.113/1,

*Inwestor:*

Gmina Nowy Duninów, ul. Osiedlowa 1, 09-505 Nowy Duninów,

OPRACOWANIE BRANŻOWE	IMIĘ I NAZWISKO PROJEKTANTA	PODPIS
<b>KONSTRUKCJA</b> GŁÓWNY PROJEKTANT	inż. <b>BENEDYKT REDER</b> upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: kontr. – budowlanej nr uprawnień <b>UAN-IV/8346/113/TO/88</b>	
<b>KONSTRUKCJA</b> SPRAWDZAJĄCY	mgr inż. <b>HENRYK BANIECKI</b> upr. budowlane do projektowania bez ograniczeń w specjalności: konstrukcyjno – budowlanej nr uprawnień <b>46Gd/75</b>	

**WŁAŚCICIEL BIURA**      **ALEKSANDRA GRUSZCZYŃSKA**

**DATA OPRACOWANIA**      12 czerwiec 2023 r.

**KATEGORIA OBIEKTU BUDOWLANEGO: IX**

## 1 Spis treści

<b>1</b>	<b>OPIS TECHNICZNY .....</b>	<b>6</b>
1.1	INWESTOR. ....	6
1.2	JEDNOSTKA PROJEKTOWANIA. ....	6
1.3	LOKALIZACJA INWESTYCJI. ....	6
1.4	AKTY NORMATYWNE. ....	6
1.5	ZAKRES OPRACOWANIA. ....	6
1.6	OPIS KONSTRUKCYJNY. ....	6
1.6.1	WARUNKI GRUNTOWO-WODNE. ....	6
1.7	FUNDAMENTY. ....	6
1.8	ŚCIANY FUNDAMENTOWE. ....	6
1.9	ŚCIANY ZEWNĘTRZNE I WEWNĘTRZNE KONSTRUKCYJNE. ....	6
1.10	ŚCIANY DZIAŁOWE. ....	7
1.11	NADPROŻA PREFABRYKOWANE NKLL. ....	7
1.12	POZ. 5.1 NADPROŻA PREFABRYKOWANE TYPU L-19. ....	7
1.13	NADPROŻA ŻELBETOWE WYLEWANE NA MOKRO. ....	7
1.14	BELKI I PODCIĄGI. ....	7
1.15	SŁUPY ŻELBETOWE. ....	7
1.16	KŁATKI SCHODOWE ŻELBETOWE. ....	7
1.17	WIEŃCE ŻELBETOWE. ....	7
1.18	PŁYTY ŻELBETOWE. ....	8
1.19	WYLEWKI ŻELBETOWE. ....	8
1.20	STROP KONDYGNACYJNY. ....	8
1.21	KONSTRUKCJA DACHU. ....	8
<b>I.</b>	<b>OBLICZENIA STATYCZNE .....</b>	<b>9</b>
<b>2</b>	<b>OBLICZENIA STATYCZNE.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1</b>	<b>ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE .....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>POZ. 1.0 KONSTRUKCJA DACHU .....</b>	<b>9</b>
3.1	POZ. 1.1 DŹWIGAR DACHOWY K-1.....	9
3.2	POZ. 1.2 DŹWIGAR DACHOWY K-2.....	12
3.3	POZ. 1.3 KROKIEW KOSZOWA .....	15
3.4	POZ. 1.4 POŁĄCZENIA.....	16
3.5	POZ. 2.0 STROPY NAD PIĘTREM .....	16
3.5.1	POZ. 2.1 PANELE STROPOWE L = 7,65 M .....	16
3.5.2	POZ. 2.2 PANELE STROPOWE L = 6,76 M .....	17
3.5.3	POZ. 2.3 PANELE STROPOWE L = 4,53 M – 1,75 M .....	17
3.6	POZ. 2.4 PODCIĄGI STALOWE POD SŁUPY DACHU.....	17
3.6.1	POZ. 2.4.1 PODCIĄG P=1 L = 3,20 M.....	18
3.6.2	POZ. 2.4.2 PODCIĄG P=2 L = 6,76 M.....	18

3.6.3	POZ. 2.4.3 PODCIĄG P=3 L = 7,56 M.....	19
3.6.4	POZ. 2.4.4 PODCIĄG P=4 L = 4,53 M.....	20
<b>3.7</b>	<b>POZ. 2.5 PŁYTA STROPOWA .....</b>	<b>20</b>
3.7.1	POZ. 2.5.1 PODCIĄG.....	21
3.7.2	POZ. 2.5.2 PODCIĄG PRZY OKNACH ODDYMIAJĄCYCH .....	22
<b>3.8</b>	<b>POZ. 3.0 STROPY NAD PARTEREM.....</b>	<b>24</b>
3.8.1	POZ. 3.1 PANELE STROPOWE L = 7,67 M – 6,76 M .....	24
3.8.2	POZ. 3.2 PANELE STROPOWE L = 4,53 M – 3,80 M .....	25
3.8.3	POZ. 3.3 PANELE STROPOWE L = 3,26 M – 1,75 M .....	25
<b>4</b>	<b>POZ. 4.0 KLATKA SCHODOWA .....</b>	<b>26</b>
4.1	POZ. 4.1 KLATKA SCHODOWA „1” – BIEG 1 .....	26
4.2	POZ. 4.1 KLATKA SCHODOWA „1” – BIEG 2 .....	28
4.3	POZ. 4.2 KLATKA SCHODOWA „2” – BIRG 1.....	32
4.4	POZ. 4.2 KLATKA SCHODOWA „2” – BIRG 2.....	35
<b>5</b>	<b>POZ. 5.0 NNADPROŻA .....</b>	<b>39</b>
5.1	POZ. 5.1 NADPROŻA PREFABRYKOWANE TYPU NKL.....	39
5.2	POZ. 5.2 NADPROŻA PREFABRYKOWANE TYPU L19.....	40
5.3	POZ. 5.3 NADPROŻA ŻELBETOWE WYLEWANE NA MOKRO .....	41
5.3.1	POZ. 5.3.1 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PARTEREM.....	41
5.3.2	POZ. 5.3.2 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PARTEREM.....	42
5.3.3	POZ. 5.3.3 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PIĘTREM .....	43
5.3.4	POZ. 5.3.4 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PIĘTREM .....	45
5.3.5	POZ. 5.3.5 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PIĘTREM .....	46
5.3.6	POZ. 5.3.6 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PIĘTREM .....	47
5.3.7	POZ. 5.3.7 NADPROŻE L = 4,0 M - NAD PIĘTREM .....	49
5.3.8	POZ. 5.3.8 NADPROŻE TYPU KLAINA.....	50
<b>6</b>	<b>POZ. 6.0 SŁYPY W ŚCIANIE .....</b>	<b>50</b>
6.1	POZ. 6.1 FILAREK H = 3,50 M.....	50
6.2	POZ. 6.2 FILAREK H = 3,50 M.....	52
<b>7</b>	<b>POZ. 7.0 WIEŃCE ŻELBETOWE.....</b>	<b>54</b>
<b>8</b>	<b>POZ. 8.0 ŚCIANY FUNDAMENTOWE .....</b>	<b>54</b>
<b>9</b>	<b>POZ. 9.0 ŁAWY FUNDAMENTOWE .....</b>	<b>54</b>
9.1	WARUNKI GRUNTOWO-WODNE .....	54
9.2	ZAŁOŻENIA MATERIAŁOWE .....	55
9.2.1	POZ. 9.1 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-1 .....	56
9.2.2	POZ. 9.2 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-2 .....	56
9.2.3	POZ. 9.3 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-3 .....	57
9.2.4	POZ. 9.4 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-4 .....	58
9.2.5	POZ. 9.5 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-5 .....	59
9.2.6	POZ. 9.6 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-6 .....	60
9.2.7	POZ. 9.7 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-7 .....	61
9.2.8	POZ. 9.8 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-8 .....	62
9.2.9	POZ. 9.9 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-9 .....	63
9.2.10	POZ. 9.10 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-10 .....	64

9.2.11	POZ. 9.11 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-11 .....	65
9.2.12	POZ. 9.12 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-12 .....	66
9.2.13	POZ. 9.13 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-13 .....	67
9.2.14	POZ. 9.14 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-14 .....	68
9.2.15	POZ. 9.15 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-15 .....	69
9.2.16	POZ. 9.16 ŁAWA FUNDAMENTOWA F-16 .....	70
9.2.17	POZ. 9.17 ŁAWA FUNDAMENTOWA S-1 .....	71
<b>10</b>	<b>POZ. 10.0 SZYB WINDY .....</b>	<b>72</b>
<b>10.1</b>	<b>POZ. 10.1 PŁYTA NADSZYBIA.....</b>	<b>72</b>
<b>10.2</b>	<b>POZ. 10.2 ŚCIANY SZYBU .....</b>	<b>74</b>
<b>10.3</b>	<b>POZ. 10.3 PŁYTA PODSZYBIA.....</b>	<b>74</b>

## 2 Spis rysunków

- rys. nr K-01 – Rzut ław fundamentowych
- rys. nr K-02 – Ławy fundamentowe – przekroje
- rys. nr K-03 – Ławy fundamentowe – przekroje
- rys. nr K-04 – Ławy fundamentowe – przekroje
- rys. nr K-05 – Rzut parteru – wymiarowanie, układ napeoży
- rys. nr K-06 – Rzut pi3tra – wymiarowanie, układ napeoży
- rys. nr K-07 – Strop nad parterem – układ paneli stropowych
- rys. nr K-08 – Strop nad piętrem – układ paneli stropowych
- rys. nr K-09 – Rzut dachu
- rys. nr K-010 – Przekrój A – A, B – B
- rys. nr K-011 – Przekrój D – D, C – C
- rys. nr K-012 – Rzut poddasza – układ słupów dachu
- rys. nr K-014 – Rzut konstrukcji dachu
- rys. nr K-014 – Konstrukcja dachu - szczegóły
- rys. nr K-015 – poz. 2.4.1 i poz. 2.4.5 – podciągi stropowe
- rys. nr K-016 – poz. 2.4.3 i poz. 2.4.4 – podciągi stropowe
- rys. nr K-017 – poz. 2.4.2 – podciągi stropowe
- rys. nr K-018 – poz. 2.5 – płyta stropowa, poz. 2.5.1 i 2.5.2 belki stropowa
- rys. nr K-019 – poz. 5.3 – Nadproża
- rys. nr K-020 – poz. 5.3 – Nadproża
- rys. nr K-021 – poz. 5.3 – Nadproża
- rys. nr K-022 – poz. 5.3 – Nadproża
- rys. nr K-023 – poz. 6.2 – Filarki parteru
- rys. nr K-024 – poz. 6.1 – Filarki piętra
- rys. nr K-025 – poz. 4.1 – klatka schodowa 1 – bieg -1
- rys. nr K-026 – poz. 4.1 – klatka schodowa 1 – bieg -2
- rys. nr K-027 – poz. 4.2 – klatka schodowa 2 – bieg -1
- rys. nr K-028 – poz. 4.21 – klatka schodowa 2 – bieg -2
- rys. nr K-029 – poz. 7.0 – wieńce żelbetowe
- rys. nr K-030 – Węzły poczne stropu
- rys. nr K-031 – Szczegół wykończenia komina
- rys. nr K-032 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.1 płyta nadszybia
- rys. nr K-033 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.2 ściany szybu windy
- rys. nr K-034 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.3 płyta podszybia
- rys. nr K-035 – poz. 10.0 Szyb windy – poz. 10.3 płyta podszybia

## BUDOWA BUDYNKU PRZEDSZKOLA W MIEJSCOWOŚCI NOWY DUNINÓW

### 1 Opis techniczny

#### 1.1 Inwestor.

Nowy Duninów, ul. Osiedlowa 1, 09-505 Nowy Duninów

#### 1.2 Jednostka projektowania.

A. G. Biuro Projektów Aleksandra Gruszczyńska ul. Chłodna 5A, 83-110 Tczew

#### 1.3 Lokalizacja inwestycji.

Projektowany budynek mieszkalny wielorodzinny zlokalizowany zostanie na działce działka nr 113/1, obr. 0012, gmina Nowy Duninów, powiat płocki nr ewid. 141909\_2.0012.113/1

#### 1.4 Akty normatywne.

- 1) Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. (tekst jednolity: Dz. U. z 2021 r. poz. 2351)
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury i Budownictwa w sprawie warunków technicznych
- jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 7 czerwca 2019, poz. 1065).
- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych z dnia 07 czerwca 2010 r. w sprawie ochrony
- przeciwpożarowej budynków, innych obiektów i terenów (Dz.U. 2010 poz. 719).
- **Opinia geotechniczna opracowana przez przez BAGEO Sławomir Stawski ul. Nalkowskiej 12/19**  
85-866 Bydgoszcz.

#### 1.5 Zakres opracowania

**Zakres opracowania obejmuje projekt budowy budynku przedszkola w miejscowości Nowy Duninów.**

#### 1.6 Opis konstrukcyjny.

##### 1.6.1 Warunki gruntowo-wodne

W dokumentowanym podłożu, w strefie rozpoznanej wykonanymi wierceniami badawczymi, występują utwory czwartorzędowe holoceńskie. występujące do głębokości 0,5-1,0 m ppt. Poniżej nasypów nawiercone zostały utwory rzeczne, wykształcone w postaci piasków drobnych.

Osady te występują do głębokości 1,4- 2,0 m ppt. Poniżej piasków nawiercone zostały osady zastoiskowe, wykształcone z postaci **glin** pylistych na pograniczu pyłów oraz glin. Osady te występują do głębokości 3,0-3,1 m ppt. Poniżej mułków nawiercone zostały piaski rzeczne średnioziarniste Osadów tych nie przewiercono do głębokości 4,0 m ppt.

Woda podziemna występuje w piaszczystych osadach rzecznych. Zwierciadło wody ma charakter napięty. Poziom piezometryczny stabilizuje się na głębokości od 2,47 do 2,97 m, ppt. (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

Dokumentowany stan wody podziemnej należy uznać za zbliżony do średniego wieloletniego. Stany wysokie, które występować będą po okresach długotrwałych, intensywnych opadów atmosferycznych oraz po obfitych wiosennych roztopach, charakteryzować się będą podwyższeniem statycznego zwierciadła wody w gruncie o 0,3-0,6 m. Woda

gruntowa okresowo może pojawić się w górnych piaskach rzecznych zalegających na utworach nieprzepuszczalnych. Powyższe zapisy nie odnoszą się do stanów katastrofalnych (powodzi, długotrwałego wysokiego stanu wód płynących w rzece Wiśle).

Wszystkie opisane grunty spoiste mają własności wysadzinowe, a ponadto grunty te mogą charakteryzować się podatnością na zmiany wilgotności, szczególnie w warunkach naruszenia ich naturalnej struktury i dodatkowego zawilgocenia (spoiste grunty zastoiskowe zastane w otworach wiertniczych się do nich zaliczają). Mogą wówczas ulegać znacznemu uplastycznieniu. Prace ziemne w tych gruntach muszą być prowadzone „na sucho”, tak aby nie spowodować niekorzystnych zmian w podłożu fundamentów. Wykopy należy chronić przed zalewaniem wodami opadowymi, a wodę pochodzącą z ewentualnych sączek w glinach zbierać drenażem roboczym, prowadzonym w dnie wykopu i odprowadzać na zewnątrz. Otwartych wykopów nie wolno pozostawiać na dłuższy okres, szczególnie zimowy, w czasie którego mogłoby nastąpić przemoczenie lub przemarznięcie gruntów (głębokość przemarzania wynosi 1,0 m). Wszystkie ewentualnie rozmoczone, przemarznęte, bądź naruszone partie gruntu wybrać narzędziami ręcznymi i zastąpić chudym betonem lub materiałem mineralnym niespoistym stabilizowanym cementem.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, projektowana inwestycja zalicza się do pierwszej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

#### 1.7 Fundamenty

**Lawy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy pod ławy należy prowadzić na głębokości warstwy nośnej. Rzędne warstw nośnych określa dokumentacja geologiczna badanego podłoża. Grubość warstw nasypowych (nienośnych) waha się w granicach od 0,50 cm – 1.00 m. Warstwę tą należy usunąć i zastąpić piaskiem posadzkowym ustabilizowanym do**

$I_s = 0,98$ . Bezpośrednio pod ławy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

#### 1.8 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm nad terenem zaprojektowano z bloczków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cem.-wap. M8,

#### 1.9 Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne

Ściany zewnętrzne i wewnętrzne konstrukcyjne gr. 24 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x198x240 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M8.

### 1.10 Ściany działowe

Ściany wewnętrzne działowe gr. 12 cm zaprojektowano z cegły wapienno-piaskowej pełnej o wym. 333x199x120 mm kl. M15 na zaprawie cem-wap. M5.

### 1.11 Nadproża prefabrykowane NKLL

#### Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu NKLL

Nadproża typu NKLL to prefabrykowane elementy żelbetowe o wymiarach 11.5x12xL cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 15 cm. Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża NKLL produkowane są w następujących długościach: 90 cm, 120 cm, 150 cm, 180 cm, 210 cm, 240 cm, 270 cm, 300 cm, 330 cm, 360 cm. Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają odporność ogniową NPD.

### 1.12 poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu L-19

#### Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają minimalną odporność ogniową elementów REI-60 i mogą być stosowane w budynkach o odporności pożarowej obiektów klasy „C”.

Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N”, w ścianach obciążonych stropem																	
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszony przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]												
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262
1	N/120	119	19	2,64		X	X										
2	N/150	149	19	2,64				X	X								
3	N/180	179	19	2,64						X	X						
4	N/210	209	19	4,41								X	X				
5	N/240	239	19	5,32										X			
6	N/270	269	19	8,05											X	X	

### Montaż belek

Nadproża z belek prefabrykowanych typu „L” montuje się równocześnie z wznoszeniem ścian. Belki należy układać na ścianach z zachowaniem minimalnej głębokości oparcia. Na wyrównanej i wypoziomowanej powierzchni ściany układa się dwie belki nadprożowe, półkami do środka. Belki układa się na zaprawie cementowej. Następnie wypełnia się wewnętrzną część nadproża betonem B25. Dla nadproży z żelbetową częścią monolityczną, przed betonowaniem należy ułożyć zbrojenie, zgodnie z projektem nadproża.

Belki nadprożowe dla nadproży drzwiowych w ścianach wewnętrznych nie wymagają dodatkowych podpór montażowych. W ścianach zewnętrznych nad otworami okiennymi, dla skrajnych belek, na których opierają się płyty stropowe wymagane są dodatkowe podpory montażowe. Należy je wykonać w taki sposób, ażeby ich odległości od końców belki pokrywały się z usytuowaniem uchwyty montażowych danej belki. Dodatkowych podpór montażowych nie trzeba używać, gdy strop układany jest na Rygach przyściennych.

### 1.13 Nadproża żelbetowe wylewane na mokro

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.14 Belki i podciągi

Belki i podciągi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.15 Słupy żelbetowe

Słupy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.16 Klatki schodowe żelbetowe

Klatki schodowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.17 Wieńce żelbetowe

Wieńce żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC4, XF1), zbrojone prętami 4φ 12

ze stali klasy A-III N (BST500S), strzemiona φ 6 co 25 cm ze stali A-I St3SX. W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.18 Płyty żelbetowe

Płyty żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.19 Wylewki żelbetowe

Wylewki żelbetowe w stropie wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

### 1.20 Strop kondygnacyjny

Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm.

Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9.3, 4x 9.3, 2x12.5 i 2x9.3, 6x9.3, 4x12.5, 2x12.5 i 4x9.3. W panelach zastosowano sprzężenie górne 2x6.85, które stwarza dodatkowe możliwości konstrukcyjne, tj. budowanie tzw. wsporników np. balkonów i klatek schodowych, poprzez wysunięcie panelu poza podpory stałe, oraz minimalizuje ryzyko powstania pęknięć górnej krawędzi stropu w strefie przypodporowej w układach ściennych w panelach docięniętych murami. Panele posiadają pięć podłużnych kanałów, 60mm x 140mm. Boczne ściany paneli są tak ukształtowane, aby po wypełnieniu ich betonem nastąpiło trwałe połączenie, które zapewni właściwą współpracę między panelami przy przenoszeniu obciążeń skupionych np. obciążenia od ścianek działowych pod warunkiem właściwego wypełnienia zamków najlepiej betonem o ograniczonym skurczu np. na cemencie ekspansywnym. Zapobiega to klawiszowaniu stropu i powstawaniu rys. Panele 20/60 są produkowane z betonu zwykłego klasy C40/50. W panelach istnieje możliwość wykonania otworów, które nie naruszają żebier nośnych i nie mają wpływu na wartość dopuszczalnych obciążeń stropu. Mogą być wykonywane w wytwórni lub na budowie. Maksymalna średnica otworów 80 mm. Panele są zbrojone splotami siedmiodrutowymi ze stali o charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie równej 1860 MPa i średnicach  $\phi$  9.3 i  $\phi$  12.5 mm, zbrojenie górne  $\phi$  6.85mm. Początkowe naprężenia strun wynoszą około 1300MPa.

### 1.21 Konstrukcja dachu

Zaprojektowano konstrukcję dachu drewnianą w układzie wiązarów płatwiowo – kleszczowych. Rozstaw krokwi  $a = 0,90$  m. Drewno kl, C24.



## I. OBLICZENIA STATYCZNE

### 2 Obliczenia statyczne

#### 2.1 Założenia projektowe

Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla budynku przedszkola zlokalizowanej na działka nr nr 113/1 jed. ewid.141909\_2.0012.113/1 opracowana przez GEOLOOK Łukasz Skrok 09-400 Płock, ul. Przyjazna 84

#### Podstawa opracowania

Projekt branży architektonicznej i instalacyjnej

#### Strefy klimatyczne i obciążenia

Strefa obciążenia śniegiem II	-	$S_k$	=	0,90 kN/m <sup>2</sup>
Strefa obciążenia wiatrem II	-	$q_0$	=	0,92 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne sale	-	$q_k$	=	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne sale rekreacyjne	-	$q_k$	=	5,0 kN/m <sup>2</sup>
Obciążenie technologiczne korytarze	-	$q_k$	=	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Klatki schodowe	-	$q_k$	=	4,0 kN/m <sup>2</sup>
Ciężar świeżej masy betonowej	-	$g$	=	25,0 kN/m <sup>3</sup>

#### Założenia materiałowe

Klasa betonu	-	C20/25	dal klasy ekspozycji XC1
Klasa betonu	-	C25/30	dal klasy ekspozycji XC2
Klasa betonu	-	C30/37	dal klasy ekspozycji XC3, XC4, XF3, XA1, XF1
Klasa cegły wap-piask.	-	15	
Błoczek betonowe	-	C20/25	
Klasa stali zbrojeniowej	-	A-III N (BST500S)	
Klasa stali zbrojeniowej pomocniczej	-	A-I (St3SX-b)	

#### Posadowienie budynku

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25.04.2012r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadowienia obiektów budowlanych (Dz. U. z 2012 poz. 463) warunki gruntowo – wodne na badanym terenie określono jako proste.

#### Normy i normatywy

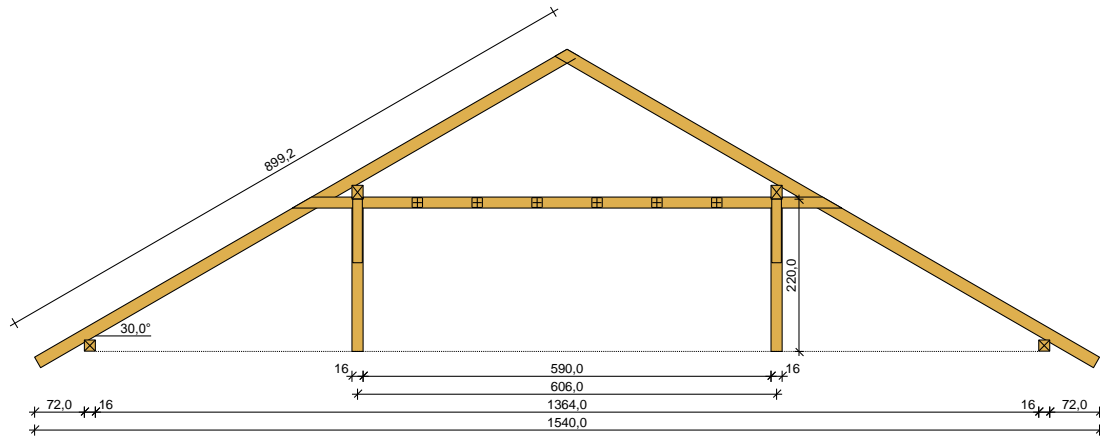
PN-80/B-0210/Az1	– obciążenie śniegiem
PN-B-0211 : 1977/Az1	– obciążenie wiatrem
PN-82/B-02001	– obciążenie stałe
PN-82/B-02003	– obciążenie zmienne
PN-88/B-02014	– obciążenie gruntem
PN-B-03264 : 20002	– konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone
PN-90/B-03200	– konstrukcje stalowe
PN-B-3002 :2007	– konstrukcje murowe

### 3 poz. 1.0 Konstrukcja dachu

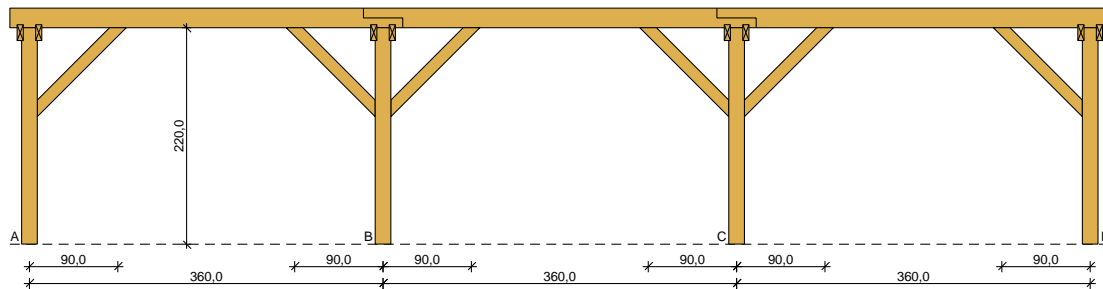
Zaprojektowano konstrukcję dachu drewnianą w układzie więźarów płatwiowo – kleszczowych. Rozstaw krokwi  $a = 0,90$  m. Drewno kl, C24.

#### 3.1 Poz. 1.1 Dźwigar dachowy K-1

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej

**Geometria ustroju:**Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 30,0^\circ$ Rozpiętość wiażara  $l = 15,40$  mRozstaw podpór w świetle murlat  $l_s = 13,64$  mRozstaw osiowy płatwi  $l_{gx} = 6,06$  mRozstaw krokwi  $a = 0,90$  m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Płatw pośrednia złożona z trzech odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości  $l = 3,60$  mlewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  mprawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m- odcinek B - C o rozpiętości  $l = 3,60$  mlewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  mprawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m- odcinek C - D o rozpiętości  $l = 3,60$  mlewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  mprawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  mWysokość całkowita słupów pod płatw pośrednią  $h_s = 2,20$  mRozstaw podpór poziomych murlaty  $l_{mo} = 1,50$  mWysięg wspornika murlaty  $l_{mw} = 0,82$  m**Dane materiałowe:**

- krokiew 12,5/17,5 cm (zacios 3 cm) z drewna C24

- płatew 16/20 cm z drewna C24

- słup 16/16 cm z drewna C24

- kleszcze 2x 6,3/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 87 cm z drewna C24

- murlata 16/16 cm z drewna C24

**Obciążenia** (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001: ):

 $g_k = 0,950$  kN/m<sup>2</sup>,  $g_o = 1,140$  kN/m<sup>2</sup>

- uwzględniono ciężar własny wiażara

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 30,0 st.):

- na połaci lewej  $s_{kl} = 1,080$  kN/m<sup>2</sup>,  $s_{ol} = 1,620$  kN/m<sup>2</sup>- na połaci prawej  $s_{kp} = 0,720$  kN/m<sup>2</sup>,  $s_{op} = 1,080$  kN/m<sup>2</sup>

- obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale

- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 10,0$  m):- na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,243$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{ol I} = -0,365$  kN/m<sup>2</sup>- na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,135$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{ol II} = 0,203$  kN/m<sup>2</sup>- na stronie zawietrznej  $p_{kp} = -0,216$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{op} = -0,324$  kN/m<sup>2</sup>- ocieplenie dolnego odcinka krokwi  $g_{kk} = 0,000$  kN/m<sup>2</sup>,  $g_{ok} = 0,000$  kN/m<sup>2</sup>- obciążenie montażowe kleszczy  $F_k = 1,0$  kN,  $F_o = 1,2$  kN

**Założenia obliczeniowe:**

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wybocheniowej słupa:
  - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
  - w płaszczyźnie wiązara  $\mu_y = 1,00$

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000**drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

**Krokiew 12,5/17,5 cm** (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 88,5 < 150$$

$$\lambda_z = 123,8 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 3,25 \text{ kNm}, N = 10,89 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 5,10 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,388, k_{c,z} = 0,208$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,445 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,531 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -4,34 \text{ kNm}, N = 7,66 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 12,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 9,91 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,672 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murlatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 8,65 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 4469 / 200 = 22,34 \text{ mm} \quad (38,7\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K22** stałe-min (podatność)+wiatr-wariant II (podatność)

$$u_{fin} = 6,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 924 / 200 = 9,24 \text{ mm} \quad (69,5\%)$$

**Płatew 16/20 cm**

Smukłość

$$\lambda_y = 15,6 < 150$$

$$\lambda_z = 19,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,94 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,40 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek C - D)

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+wiatr-parcie+0,90·śnieg

$$N = 4,63 \text{ kN}$$

$$M_y = 6,61 \text{ kNm}, M_z = 0,63 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,0,d} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 6,20 \text{ MPa}, \sigma_{m,z,d} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,607 < 1$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,459 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek C - D)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 5,56 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 9,00 \text{ mm} \quad (61,7\%)$$

**Słup 16/16 cm**

Smukłość (słup A)

$$\lambda_y = 69,9 < 150$$

$$\lambda_z = 47,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup A)

decyduje kombinacja: **K6** stałe-max+wiatr-parcie+0,90·śnieg

$$M_y = -6,02 \text{ kNm}, N = 22,60 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,81 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,578, k_{c,z} = 0,875$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,953 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,900 < 1$$

**Kleszcze 2x 6,3/16 cm** o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 87 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 131,2 < 150$$

$$\lambda_z = 114,3 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 2,17 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,199 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$u_{fin} = 14,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 6060 / 200 = 30,30 \text{ mm} \quad (47,6\%)$$

#### Murlata 16/16 cm

##### Część murlaty leżąca na ścianie

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,85 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 0,39 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,034 < 1$$

##### Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,85 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,62 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90·śnieg

$$M_y = 2,84 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,30 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,17 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,303 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,227 < 1$$

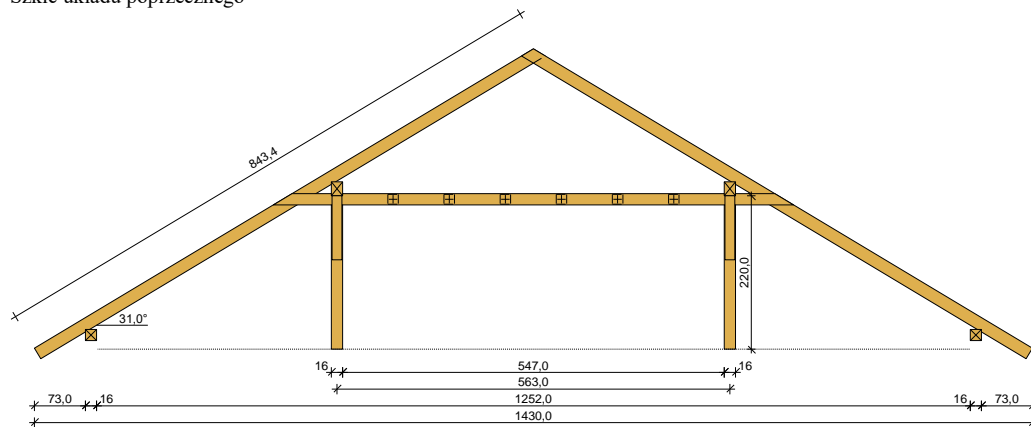
Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

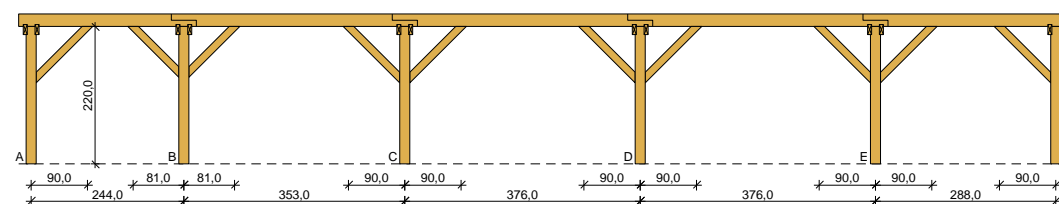
$$u_{fin} = 0,99 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 820 / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (12,0\%)$$

### 3.2 Poz. 1.2 Dźwigar dachowy K-2

Szkic układu poprzecznego



Szkic układu podłużnego - płatwi pośredniej



#### Geometria ustroju:

Kąt nachylenia połaci dachowej  $\alpha = 31,0^\circ$

Rozpiętość wężara  $l = 14,30 \text{ m}$

Rozstaw podpór w świetle murlat  $l_s = 12,52 \text{ m}$

Rozstaw osiowy płatwi  $l_{gx} = 5,63 \text{ m}$

Rozstaw krokwi  $a = 0,90$  m

Usztywnienia boczne krokwi - brak

Platwę pośrednią złożoną z pięciu odcinków:

- odcinek A - B o rozpiętości  $l = 2,44$  m
  - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  m
  - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,81$  m
- odcinek B - C o rozpiętości  $l = 3,53$  m
  - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,81$  m
  - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m
- odcinek C - D o rozpiętości  $l = 3,76$  m
  - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  m
  - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m
- odcinek D - E o rozpiętości  $l = 3,76$  m
  - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  m
  - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m
- odcinek E - F o rozpiętości  $l = 2,88$  m
  - lewy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mL} = 0,90$  m
  - prawy koniec odcinka oparty na słupie z mieczami, odległość podparcia mieczem  $a_{mP} = 0,90$  m

Wysokość całkowita słupów pod platwę pośrednią  $h_s = 2,20$  m

Rozstaw podparć poziomych murłaty  $l_{mo} = 1,50$  m

Wysięg wspornika murłaty  $l_{mw} = 0,82$  m

#### Dane materiałowe:

- krokiew 12,5/17,5cm (zacios 3 cm) z drewna C24
- platwę 16/20 cm z drewna C24
- słup 16/16 cm z drewna C24
- kleszcze 2x 6,3/16 cm (zacios 3 cm) o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 100 cm z drewna C24
- murłata 16/16 cm z drewna C24

#### Obciążenia (wartości charakterystyczne i obliczeniowe):

- pokrycie dachu (wg PN-82/B-02001: ):
  - $g_k = 0,950$  kN/m<sup>2</sup>,  $g_o = 1,140$  kN/m<sup>2</sup>
- uwzględniono ciężar własny więzara
- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci 30,0 st.):
  - na połaci lewej  $s_{kl} = 1,080$  kN/m<sup>2</sup>,  $s_{ol} = 1,620$  kN/m<sup>2</sup>
  - na połaci prawej  $s_{kp} = 0,720$  kN/m<sup>2</sup>,  $s_{op} = 1,080$  kN/m<sup>2</sup>
  - obciążenie śniegiem traktuje się jako obciążenie średniotrwale
- obciążenie wiatrem (wg PN-B-02011:1977/Az1:2009/Z1-3: strefa I, teren A, wys. budynku  $z = 10,0$  m):
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl I} = -0,243$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{ol I} = -0,365$  kN/m<sup>2</sup>
  - na połaci nawietrznej  $p_{kl II} = 0,135$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{ol II} = 0,203$  kN/m<sup>2</sup>
  - na stronie zawietrznej  $p_{kp} = -0,216$  kN/m<sup>2</sup>,  $p_{op} = -0,324$  kN/m<sup>2</sup>
- ocieplenie na całej długości krokwi :
  - $g_{kk} = 0,150$  kN/m<sup>2</sup>,  $g_{ok} = 0,180$  kN/m<sup>2</sup>
- obciążenie montażowe kleszczy  $F_k = 1,0$  kN,  $F_o = 1,2$  kN

#### Założenia obliczeniowe:

- klasa użytkowania konstrukcji: 2
- w obliczeniach statycznych krokwi uwzględniono wpływ podatności płatwi
- współczynniki długości wyboczeniowej słupa:
  - w płaszczyźnie ustroju podłużnego ustalony automatycznie
  - w płaszczyźnie więzara  $\mu_y = 1,00$

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03150:2000

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

**Krokiew 12,5/17,5 cm** (zacios na podporach 3 cm)

Smukłość

$$\lambda_y = 81,4 < 150$$

$$\lambda_z = 114,0 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia w przęśle

decyduje kombinacja: **K15** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)+0,90·wiatr-wariant II (podatność)

$$M_y = 2,70 \text{ kNm}, N = 10,32 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,23 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,449, k_{c,z} = 0,243$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,490 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,582 < 1$$

Maksymalne siły i naprężenia na podporze (płatwi)

decyduje kombinacja: **K4** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-wariant II

$$M_y = -3,86 \text{ kNm}, N = 7,40 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 8,82 \text{ MPa}, \sigma_{c,0,d} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{c,0,d}/f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,798 < 1$$

Maksymalne ugięcie krokwi (pomiędzy murłatą a płatwią)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 6,42 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 4112 / 200 = 20,56 \text{ mm} \quad (31,2\%)$$

Maksymalne ugięcie wspornika krokwi

decyduje kombinacja: **K13** stałe-max (podatność)+śnieg (podatność)

$$u_{fin} = 4,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot 1 / 200 = 2 \cdot 945 / 200 = 9,45 \text{ mm} \quad (45,5\%)$$

#### Platew 16/20 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 15,6 < 150$$

$$\lambda_z = 19,5 < 150$$

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 15,74 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 0,39 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia w płatwi (odcinek D - E)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$N = -25,28 \text{ kN}$$

$$M_y = -4,01 \text{ kNm}, \quad M_z = 0,61 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{t,0,d} = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,76 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,507 < 1$$

$$\sigma_{t,0,d}/f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,425 < 1$$

Maksymalne ugięcie (odcinek E - F)

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 1,76 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 5,40 \text{ mm} \quad (32,6\%)$$

#### Słup 16/16 cm

Smukłość (słup B)

$$\lambda_y = 72,5 < 150$$

$$\lambda_z = 47,6 < 150$$

Maksymalne siły i naprężenia (słup C)

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+śnieg+0,90·wiatr-parcie

$$M_y = -0,34 \text{ kNm}, \quad N = 58,44 \text{ kN}$$

$$f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}, \quad f_{c,0,d} = 9,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 0,49 \text{ MPa}, \quad \sigma_{c,0,d} = 2,28 \text{ MPa}$$

$$k_{c,y} = 0,578, \quad k_{c,z} = 0,875$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,452 < 1$$

$$\sigma_{c,0,d}/(k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,314 < 1$$

**Kleszcze 2x 6,3/16 cm** o prześwicie gałęzi 12,5 cm, z przewiązkami co 100 cm

Smukłość

$$\lambda_y = 121,9 < 150$$

$$\lambda_z = 106,2 < 175$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$M_y = 1,99 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 20,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 3,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} = 0,182 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K3** stałe-max+montażowe

$$u_{fin} = 11,30 \text{ mm} < u_{net,fin} = 1 / 200 = 5630 / 200 = 28,15 \text{ mm} \quad (40,2\%)$$

#### Murlata 16/16 cm

**Część murlaty leżąca na ścianie**

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,54 \text{ kN/m} \quad q_{y,max} = 1,57 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K5** stałe-max+wiatr

$$M_z = 0,38 \text{ kNm}$$

$$f_{m,z,d} = 16,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,033 < 1$$

#### Część wspornikowa murlaty

Ekstremalne obciążenia obliczeniowe

$$q_{z,max} = 8,54 \text{ kN/m}, \quad q_{y,max} = 1,57 \text{ kN/m}$$

Maksymalne siły i naprężenia

decyduje kombinacja: **K8** stałe-max+wiatr-wariant II+0,90·śnieg

$$M_y = 2,75 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,29 \text{ kNm}$$

$$f_{m,y,d} = 14,77 \text{ MPa}, \quad f_{m,z,d} = 14,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} = 4,03 \text{ MPa}, \quad \sigma_{m,z,d} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$k_m = 0,7$$

$$\sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,293 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{m,y,d}/f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 0,220 < 1$$

Maksymalne ugięcie:

decyduje kombinacja: **K2** stałe-max+śnieg

$$u_{fin} = 0,96 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2 \cdot l / 200 = 2 \cdot 820 / 200 = 8,20 \text{ mm} \quad (11,7\%)$$

### 3.3 Poz. 1.3 Krokiew koszowa

**DANE:**

Wymiary przekroju: przekrój prostokątny

**Szerokość**  $b = 16,0 \text{ cm}$

**Wysokość**  $h = 22,5 \text{ cm}$

Zacios na podporach  $t_k = 3,0 \text{ cm}$

Drewno:

drewno lite iglaste wg PN-EN 338:2004, klasa wytrzymałości **C24**

$$\rightarrow f_{m,k} = 24 \text{ MPa}, f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}, f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}, f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}, E_{0,mean} = 11 \text{ GPa}, \rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$$

Klasa użytkowania konstrukcji: klasa 2

Geometria:

Kąt nachylenia połaci dachowej A  $\alpha_A = 30,0^\circ$

Kąt nachylenia połaci dachowej B  $\alpha_B = 31,0^\circ$

Długość rzutu poziomego wspornika połaci B  $l_{w,x} = 0,72 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka środkowego połaci B  $l_{d,x} = 3,60 \text{ m}$

Długość rzutu poziomego odcinka górnego połaci B  $l_{g,x} = 2,82 \text{ m}$

Obciążenia dachu:

- obciążenie stałe (wg PN-82/B-02001):

$$g_k = 0,950 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,10$$

- obciążenie ogrzewaniem  $g_{kk} = 0,000 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej na środkowym odcinku krokwi;  $\gamma_f = 1,20$

Obciążenia połaci A:

- obciążenie śniegiem (wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1: połac bardziej obciążona, strefa 2, nachylenie połaci  $30,0^\circ$  st.):

$$S_k = 1,080 \text{ kN/m}^2 \text{ rzutu połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie parciem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant II, strefa I,  $H=60 \text{ m}$  n.p.m., teren A,  $z=H=10,0 \text{ m}$ , budowla zamknięta, wymiary budynku  $H=10,0 \text{ m}$ ,  $B=10,0 \text{ m}$ ,  $L=10,0 \text{ m}$ , nachylenie połaci  $30,0^\circ$  st.,  $\beta=1,80$ ):

$$p_k = 0,135 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

- obciążenie ssaniem wiatru (wg PN-B-02011:1977/Az1/Z1-3: połac nawietrzna, wariant I, strefa I,  $H=60 \text{ m}$  n.p.m., teren A,  $z=H=10,0 \text{ m}$ , budowla zamknięta, wymiary budynku  $H=10,0 \text{ m}$ ,  $B=10,0 \text{ m}$ ,  $L=10,0 \text{ m}$ , nachylenie połaci  $30,0^\circ$  st.,  $\beta=1,80$ ):

$$p_k = -0,243 \text{ kN/m}^2 \text{ połaci dachowej}, \gamma_f = 1,50$$

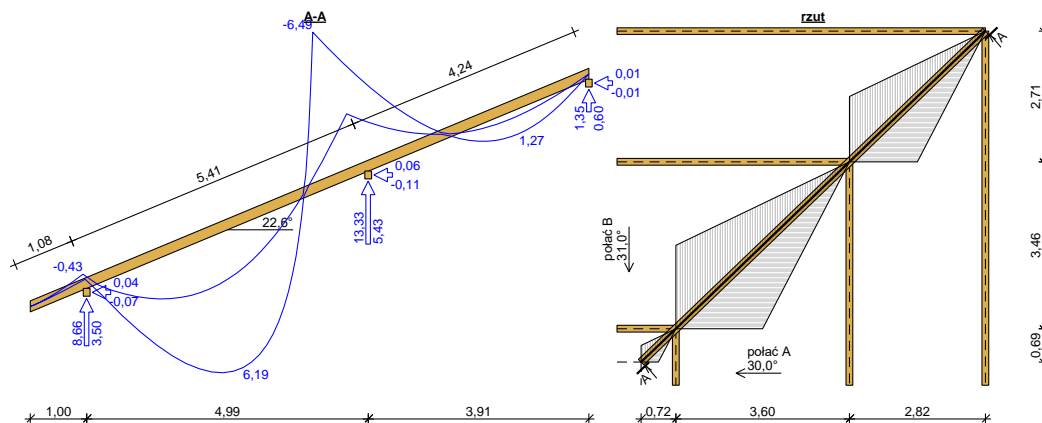
Obciążenia połaci B:

- obciążenie śniegiem  $S_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$  rzutu połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$

- obciążenie wiatrem  $p_k = 0,000 \text{ kN/m}^2$  połaci dachowej,  $\gamma_f = 1,50$

**WYNIKI:**

— M [kNm]  
— R [kN]



Zginanie:

decyduje kombinacja A (obc.stałe max.+śnieg+wiatr)

Moment obliczeniowy:

$$M_{podp} = -6,49 \text{ kNm}$$

Warunek nośności - podpora:

$$\sigma_{m,y,d} = 6,40 \text{ MPa}, f_{m,y,d} = 11,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} = 0,578 < 1$$

Ugięcie (wspornik):

$$u_{fin} = (-) 8,35 \text{ mm} < u_{net,fin} = 2,0 \cdot l / 200 = 10,82 \text{ mm} \quad (77,2\%)$$

Ugięcie (odcinek środkowy):

$$u_{fin} = 11,27 \text{ mm} < u_{net,fin} = l / 200 = 27,04 \text{ mm} \quad (41,7\%)$$

**3.4 poz. 1.4 Połączenia**

Połączenie krokwi z murlatą należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika do drewna - LK 3. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoźdź. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Połączenie jętki z krokwią należy wzmocnić za pomocą śruby M 16. W jętkach należy umieścić przewiązki w ilości 6 szt.

Połączenie wymianu z krokwią należy wzmocnić za pomocą płaskiego łącznika kąтового do drewna – KP-2. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych. Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoźdź. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

Ilość otworów i ich średnice oraz schematy poszczególnych typów łącznika określone są w „Katalogu łączników do drewna”

Połączenie murlaty na długości należy wzmocnić obustronnie za pomocą płaskiego łącznika do drewna -

**LP 2. Zamocowanie łącznika do elementów za pomocą gwoździ karbowanych.** Głębokość wbicia gwoździ powinna wynosić nie mniej niż 12 x średnica nominalna gwoźdź. Rozstaw gwoździ określa łącznik i jest on zgodny z normą DIN 1052. Przy konstruowaniu połączenia należy uwzględnić warunki określone w PN-81/B03150/03.

**3.5 poz. 2.0 Stropy nad piętrem**

Zaprojektowano lekki strop panelowy 15/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm. Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia: 2x 9.3,4x 9.3,2x12.5 i 2x9.3, 6x9.3,4x12.5,2x12.5 i 4x9.3.

**strop Ip. zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 25 cm [2,0kN/m <sup>3</sup> ·0,25m]	0,50	1,20	0,60
2.	Papa na podłożu betonowym bez posypania żwirkiem, pojedynczo	0,05	1,30	0,07
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 1,5 cm [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,015m]	0,29	1,30	0,38
4.	Obciążenie zmienne (stropy poddaszy oraz stropodachów wentylowanych, w których ciężar pokrycia dachowego nie obciąża konstrukcji stropu z dostępem poprzez wyłaz rewizyjny)	0,50	1,40	0,70
	<b>Σ:</b>	<b>1,34</b>	1,30	<b>1,74</b>

**montażowe. zestawienie oddziaływań kN/m<sup>2</sup>**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Obciążenie montażowe (dla konstrukcji żelbetowych i prefabrykowanych) [0,750kN/m <sup>2</sup> ]	0,75	1,20	0,90
	<b>Σ:</b>	<b>0,75</b>	1,20	<b>0,90</b>

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m <sup>2</sup>
1.	Ciężar stropu	2,45	1,10	2,70
	<b>Σ:</b>	<b>2,45</b>	1,10	<b>2,70</b>

**3.5.1 poz. 2.1 Panele stropowe L = 7,65 m**

<b>Klasa betonu:</b>		<b>C40/50</b>		
<b>1.</b>		<b>Przeznaczenie obiektu</b>		
		<b>Kategoria A: powierzchnie mieszkalne</b>		
<b><math>\Psi_1 =</math></b>		<b>0,5</b>	<b><math>\Psi_2 =</math></b>	<b>0,3</b>
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$	1,5
			$\beta =$	2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	1,34	$q_k =$	0,75

<b>Stan graniczny nośności:</b>		$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93	$= <$	$p_d = 7,80$
<b>Stany graniczne użytkowości:</b>					
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72	$= <$	$p_{k1b} = 8,60$	$p_{k2b} = 8,60$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78	$= <$	$p_{ka} = 3,40$	



Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 3,10$
-------------	---------------------------------	----------	------------------

Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 4 x  $\emptyset$  12.5 mm dołem + 2x $\emptyset$  6.85 mm górą.

3.5.2 poz. 2.2 Panele stropowe L = 6,76 m

<b>Klasa betonu:</b>		<b>C40/50</b>	
<b>1.</b>		<b>Przeznaczenie obiektu</b>	
		<b>Kategoria A: powierzchnie mieszkalne</b>	
$\Psi_1 =$		<b>0,5</b>	$\Psi_2 =$ <b>0,3</b>
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$ 1,5 $\beta =$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	1,34	$q_k =$ 0,75

<b>Stan graniczny nośności:</b>		$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93 = <	$p_d = 8,36$
<b>Stany graniczne użytkowości:</b>				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72 = <	$p_{k1b} = 8,66$	$p_{k2b} = 8,66$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78 = <	$p_{ka} = 4,17$	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 3,13$	

Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 2 x  $\emptyset$  12.5 mm i 2x 9.3 mm dołem + 2x $\emptyset$  6.85 mm górą

3.5.3 poz. 2.3 Panele stropowe L = 4,53 m – 1,75 m

<b>Klasa betonu:</b>		<b>C40/50</b>	
<b>1.</b>		<b>Przeznaczenie obiektu</b>	
		<b>Kategoria A: powierzchnie mieszkalne</b>	
$\Psi_1 =$		<b>0,5</b>	$\Psi_2 =$ <b>0,3</b>
stałe:	$\gamma_g =$	1,35	$\gamma_{qk} =$ 1,5 $\beta =$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k =$	1,34	$q_k =$ 0,75

<b>Stan graniczny nośności:</b>		$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	2,93 = <	$p_d = 7,57$
<b>Stany graniczne użytkowości:</b>				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	1,72 = <	$p_{k1b} = 6,69$	$p_{k2b} = 6,69$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	1,78 = <	$p_{ka} = 8,32$	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	1,57 = <	$p_{k2a} = 2,04$	

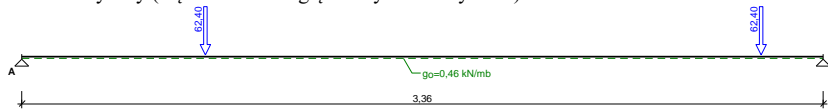
Panel SMART 15/60 kanały 60x90, zbr. 2x 9.3 mm dołem + 2x $\emptyset$  6.85 mm górą

3.6 poz. 2.4 Podciągi stalowe pod słupy dachu

Podciągi stalowe z kształtownika HEB. Głębokość oparcia na murze a = 24 cm. Pod słupy należy wykonać żebya usztywniające z blachy gr. 8 mm.

## 3.6.1 poz. 2.4.1 Podciąg P=1 L = 3,20 m

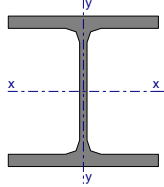
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęsła belki;

**WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200**Przekrój: **HE 160 B**

$$A_v = 12,8 \text{ cm}^2, \quad m = 42,6 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 2490 \text{ cm}^4, \quad J_y = 889 \text{ cm}^4, \quad J_o = 47940 \text{ cm}^6, \quad J_T = 31,4 \text{ cm}^4, \quad W_x = 311 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju 1 ( $\alpha_p = 1,069$ )  $M_R = 71,49 \text{ kNm}$ - ścinanie: klasa przekroju 1  $V_R = 159,62 \text{ kN}$ 

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 0,77 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwichrzenia } \varphi_L = 0,948$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 41,21 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,608 < 1$$

Nośność na ścinanie

$$\text{Przekrój } z = 3,36 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{\max} = -72,64 \text{ kN}$$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,455 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)72,64 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 95,77 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 1,59 \text{ m}$$

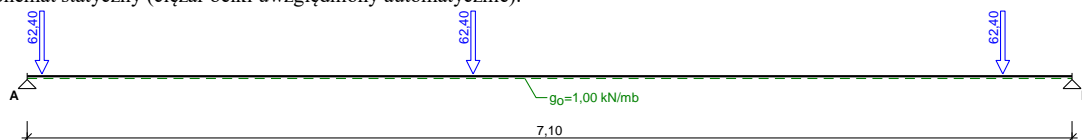
$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 7,47 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 3360 / 350 = 9,60 \text{ mm}$$

$$f_{k,\max} = 7,47 \text{ mm} < f_{gr} = 9,60 \text{ mm} \quad (77,8\%)$$

## 3.6.2 poz. 2.4.2 Podciąg P=2 L = 6,76 m

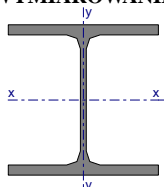
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęsła belki;

**WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200**

Przekrój: **HE 260 B**

$$A_v = 26,0 \text{ cm}^2, \quad m = 93,0 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 14920 \text{ cm}^4, \quad J_y = 5130 \text{ cm}^4, \quad J_{\omega} = 753700 \text{ cm}^6, \quad J_T = 124 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1150 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

$$\begin{aligned} - \text{zginanie: klasa przekroju I} \quad (\alpha_p = 1,057) \quad M_R = 249,28 \text{ kNm} \\ - \text{ściananie: klasa przekroju I} \quad V_R = 309,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 3,03 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwichrzenia } \varphi_L = 0,868$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 130,66 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,604 < 1$$

Nośność na ściananie

$$\text{Przekrój } z = 0,00 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{\max} = 104,98 \text{ kN}$$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,340 < 1$$

Nośność na zginanie ze ściananiem

$$V_{\max} = 104,98 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 185,48 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 3,48 \text{ m}$$

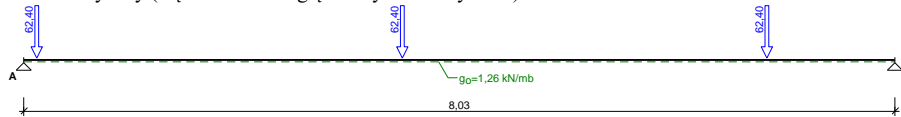
$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 16,99 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 7100 / 350 = 20,29 \text{ mm}$$

$$f_{k,\max} = 16,99 \text{ mm} < f_{gr} = 20,29 \text{ mm} \quad (83,7\%)$$

3.6.3 poz. 2.4.3 Podciąg P=3 L = 7,56 m

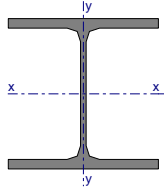
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

**WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200**Przekrój: **HE 300 B**

$$A_v = 33,0 \text{ cm}^2, \quad m = 117 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 25170 \text{ cm}^4, \quad J_y = 8560 \text{ cm}^4, \quad J_{\omega} = 1688000 \text{ cm}^6, \quad J_T = 186 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1680 \text{ cm}^3$$

Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

$$\begin{aligned} - \text{zginanie: klasa przekroju I} \quad (\alpha_p = 1,056) \quad M_R = 363,67 \text{ kNm} \\ - \text{ściananie: klasa przekroju I} \quad V_R = 392,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nośność na zginanie

$$\text{Przekrój } z = 3,49 \text{ m}$$

$$\text{Współczynnik zwichrzenia } \varphi_L = 0,858$$

$$\text{Moment maksymalny } M_{\max} = 169,36 \text{ kNm}$$

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,543 < 1$$

Nośność na ściananie

$$\text{Przekrój } z = 0,00 \text{ m}$$

$$\text{Maksymalna siła poprzeczna } V_{\max} = 110,99 \text{ kN}$$

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,283 < 1$$

Nośność na zginanie ze ściananiem

$$V_{\max} = 110,99 \text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 235,42 \text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiarodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

$$\text{Przekrój } z = 4,03 \text{ m}$$

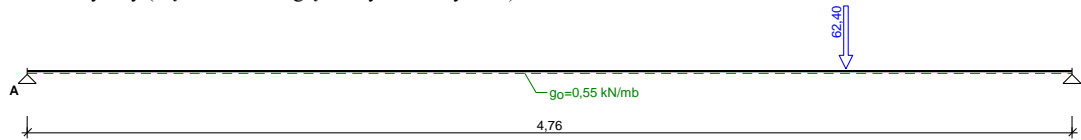
$$\text{Ugięcie maksymalne } f_{k,\max} = 17,64 \text{ mm}$$

$$\text{Ugięcie graniczne } f_{gr} = l_o / 350 = 8030 / 350 = 22,94 \text{ mm}$$

$$f_{k,\max} = 17,64 \text{ mm} < f_{gr} = 22,94 \text{ mm} \quad (76,9\%)$$

3.6.4 poz. 2.4.4 Podciąg  $P=4\ L = 4,53\text{ m}$ 

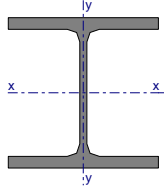
Schemat statyczny (ciężar belki uwzględniony automatycznie):

**ZAŁOŻENIA OBLICZENIOWE DO WYMIAROWANIA**

Wykorzystanie rezerwy plastycznej przekroju: tak;

Parametry analizy zwichrzenia:

- obciążenie przyłożone na pasie górnym belki;
- obciążenie działa w dół;
- brak stężeń bocznych na długości przęseł belki;

**WYMIAROWANIE WG PN-90/B-03200**Przekrój: **HE 180 B** $A_v = 15,3\text{ cm}^2$ ,  $m = 51,2\text{ kg/m}$  $J_x = 3830\text{ cm}^4$ ,  $J_y = 1360\text{ cm}^4$ ,  $J_\omega = 93750\text{ cm}^6$ ,  $J_T = 42,3\text{ cm}^4$ ,  $W_x = 426\text{ cm}^3$ Stal: **St3**

Nośności obliczeniowe przekroju:

- zginanie: klasa przekroju I ( $\alpha_p = 1,066$ )  $M_R = 97,61\text{ kNm}$
- ścinanie: klasa przekroju I  $V_R = 190,79\text{ kN}$

Nośność na zginanie

Przekrój  $z = 3,73\text{ m}$ Współczynnik zwichrzenia  $\varphi_L = 0,898$ Moment maksymalny  $M_{\max} = 51,43\text{ kNm}$ 

$$(52) \quad M_{\max} / (\varphi_L \cdot M_R) = 0,587 < 1$$

Nośność na ścinanie

Przekrój  $z = 4,76\text{ m}$ Maksymalna siła poprzeczna  $V_{\max} = -50,21\text{ kN}$ 

$$(53) \quad V_{\max} / V_R = 0,263 < 1$$

Nośność na zginanie ze ścinaniem

$$V_{\max} = (-)50,21\text{ kN} < V_o = 0,6 \cdot V_R = 114,47\text{ kN} \rightarrow \text{warunek niemiernodajny}$$

Stan graniczny użytkowania

Przekrój  $z = 2,67\text{ m}$ Ugięcie maksymalne  $f_{k,\max} = 10,05\text{ mm}$ Ugięcie graniczne  $f_{gr} = l_o / 350 = 4760 / 350 = 13,60\text{ mm}$ 

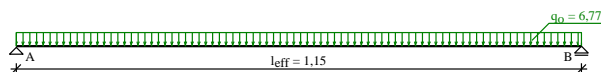
$$f_{k,\max} = 10,05\text{ mm} < f_{gr} = 13,60\text{ mm} \quad (73,9\%)$$

**3.7 poz. 2.5 Płyta stropowa**

Płyty żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone prętami ze stali klasy A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

Obciążenia powierzchniowe  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Obc. z poz. 2.0	1,34	1,30	1,74
2.	Obc. z poz. 2.0	0,75	1,20	0,90
3.	Płyta żelbetowa grub. 15 cm	3,75	1,10	4,13
	$\Sigma$ :	5,84	1,16	6,77

**SCHEMAT STATYCZNY**Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff}} = 1,15\text{ m}$ Grubość płyty **15,0 cm****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 1,12 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 0,97 \text{ kNm/m}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 0,97 \text{ kNm/m}$   
 Reakcja obliczeniowa lewa  $R_A = 3,89 \text{ kN/m}$   
 Reakcja obliczeniowa prawa  $R_B = 3,89 \text{ kN/m}$

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30 (B30)**  $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,77$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęsle  $\phi_d = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne):

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{nom,g} = 20 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{nom,d} = 20 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,70 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  **$\phi 8$  co  $18,0 \text{ cm}$**  o  $A_s = 2,79 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,22\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 1,12 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 14,37 \text{ kNm/mb}$  (7,8%)

Szerokość rys prostokątnych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{sk}$ )

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 0,05 \text{ mm} < a_{lim} = 5,75 \text{ mm}$  (0,9%)

Podpora:

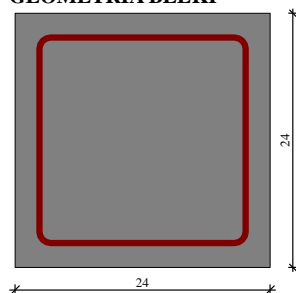
Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 3,89 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 97,06 \text{ kN/mb}$  (4,0%)

Przyjęto zbrojenie rozdzielcze  **$\phi 6$  co  $\text{max.} 30,0 \text{ cm}$**  o  $A_s = 0,94 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### 3.7.1 poz. 2.5.1 Podciąg

Podciągi żelbetowe wylane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 24,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.5	3,35	1,16	3,89	od pocz. do 2,20
2.	Ciężar własny belki [0,24m-0,24m-25,0kN/m3]	1,44	1,10	1,58	cała belka

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIAŁOWE

## Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) →  $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$ 

## Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$ Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12 \text{ mm}$ 

## Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica strzemion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$ 

## Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

## Otulenie:

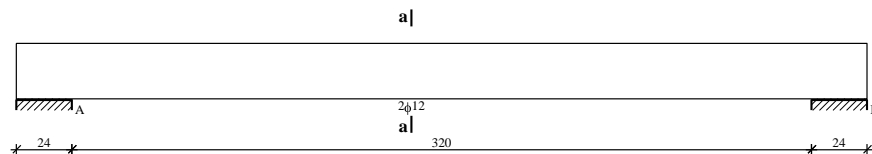
Klasa środowiska: **XC1**Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$ → nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ 

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



## Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 6,92 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s,l} = 0,81 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **2φ12** o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,45\%$ )**Warunek nośności na zginanie:**  $M_{sd} = 6,92 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,63 \text{ kNm}$  (37,1%)

## Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 6,91 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi_6$  co 150 mm na całej długości przęsła**Warunek nośności na ścinanie:**  $V_{sd} = 6,91 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,31 \text{ kN}$  (17,1%)

## SGU:

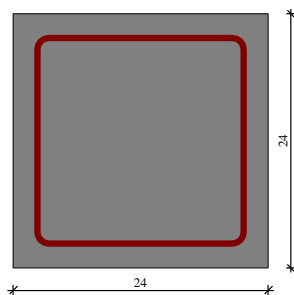
Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 6,07 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 6,07 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,076 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (25,5%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 4,91 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (28,5%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 7,05 \text{ kN}$ 

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

## 3.7.2 poz. 2.5.2 Podciąg przy oknach oddymiających

Podciągi żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

## GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

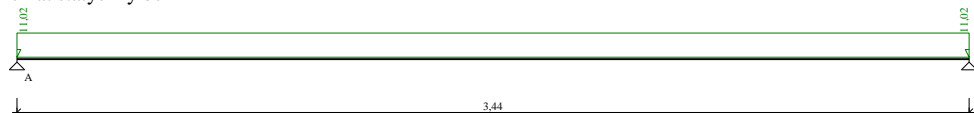
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 24,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,50 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,50m]	6,84	1,10	7,52	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,50 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·1,50m]	0,85	1,30	1,11	cała belka
3.	Obciążenie śniegiem połaci dachu jednospadowego wg PN-80/B-02010/Az1/Z1-1 (strefa 2 -> $Q_k = 0,9$ kN/m <sup>2</sup> , nachylenie połaci 30,0 st. -> $C_1=0,800$ ) szer. 0,75 m [0,720kN/m <sup>2</sup> ·0,75m]	0,54	1,50	0,81	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,24m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	1,44	1,10	1,58	cała belka
	$\Sigma$ :	9,67	1,14	11,02	

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C25/30** (B30) →  $f_{cd} = 16,67$  MPa,  $f_{ctd} = 1,20$  MPa,  $E_{cm} = 31,0$  GPa

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,88$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC1**

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

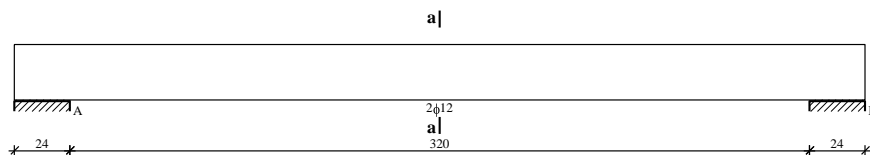
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} =$  jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} =$  jak dla wsporników (wg tablicy 8)

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

**Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 16,31 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 1,96 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,45\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 16,31 \text{ kNm} < M_{Rd} = 18,63 \text{ kNm}$  (87,5%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)15,34 \text{ kN}$ Zbrojenie konstrukcyjne strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co 150 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)15,34 \text{ kN} < V_{Rd1} = 40,31 \text{ kN}$  (38,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 14,30 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 13,51 \text{ kNm}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,298 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (99,5%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 14,70 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (85,5%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 14,61 \text{ kN}$ 

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

**3.8 poz. 3.0 Stropy nad parterem**Zaprojektowano lekki strop panelowy 20/60 charakteryzujący się wysokością 20 cm i szerokością panelu 60 cm. Produkowany jest w następujących rodzajach zbrojenia:  $2 \times 9.3, 4 \times 9.3, 2 \times 12.5$  i  $2 \times 9.3$ ,  $6 \times 9.3, 4 \times 12.5, 2 \times 12.5$  i  $4 \times 9.3$ .**zestawienie oddziaływań  $\text{kN/m}^2$  – obc. stałe**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. $\text{kN/m}^2$	$\gamma_f$	Obc. obl. $\text{kN/m}^2$
1.	Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm	0,44	1,20	0,53
2.	Beton zwykły na kruszywie kamiennym, niezbrojony, niezagęszczony grub. 5 cm [ $23,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m}$ ]	1,15	1,30	1,49
3.	Folia podposadzkowa gr. 0,5 mm	0,05	1,30	0,07
4.	Styropian grub. 5 cm [ $0,45 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m}$ ]	0,02	1,20	0,02
5.	Obc. ze stropu podwieszonego	0,40	1,20	0,48
	$\Sigma$ :	<b>2,06</b>	1,26	<b>2,59</b>

**zestawienie oddziaływań  $\text{kN/m}^2$  – obc. zmienne**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. $\text{kN/m}^2$	$\gamma_f$	Obc. obl. $\text{kN/m}^2$
1.	Obciążenie zmienne (audytoria, aule, sale zebrani i sale rekreacyjne w szkołach, restauracyjne, kawiarniane, widowiska teatralne, koncertowe, kinowe, sale bankowe, pomieszczenia koszar.)	3,00	1,30	3,90
	$\Sigma$ :	<b>3,00</b>	1,30	<b>3,90</b>

**zestawienie oddziaływań  $\text{kN/m}^2$  – ścianki działowe**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. $\text{kN/m}^2$	$\gamma_f$	Obc. obl. $\text{kN/m}^2$
1.	Obciążenie zastępcze od ścianek działowych (o ciężarze razem z wyprawą od $1,5 \text{ kN/m}^2$ od $2,5 \text{ kN/m}^2$ ) wys. 3,12 m	1,47	1,20	1,76
	$\Sigma$ :	<b>1,47</b>	1,20	<b>1,76</b>

**zestawienie oddziaływań  $\text{kN/m}^2$  – ciężar stropu.**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. $\text{kN/m}^2$	$\gamma_f$	Obc. obl. $\text{kN/m}^2$
1.	Ciężar stropu	2,90	1,10	3,19
	$\Sigma$ :	<b>2,90</b>	1,10	<b>3,19</b>

**3.8.1 poz. 3.1 Panele stropowe  $L = 7,67 \text{ m} - 6,76 \text{ m}$** 

<b>Klasa betonu:</b>	<b>C40/50</b>
<b>1.</b>	<b>Przeznaczenie obiektu</b> <b>Kategoria A: powierzchnie mieszkalne</b>
$\Psi_1 =$	<b>0,5</b>
$\Psi_2 =$	<b>0,3</b>



stałe:	$\gamma_g=$ 1,35	$\gamma_{qk}=$ 1,5	$\beta=$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k=$ 2,06	$q_k=$ 4,47	
Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$ 9,04 = < $p_d=$ 10,40		
Stany graniczne użytkowalności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = < $p_{k1b}=$ 11,05	$p_{k2b}=$ 11,05
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\psi_2 + (1 - \psi_2) / \beta]$	4,48 = < $p_{ka}=$ 6,20	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = < $p_{k2a}=$ 4,35	

Wymiatowanie wykonano dla płyty  $L = 7,65 \text{ m}$

Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 6 x  $\varnothing 9,3 \text{ mm}$  dołem + 2 x  $\varnothing 6,85 \text{ mm}$  górą.

3.8.2 poz. 3.2 Panele stropowe  $L = 4,53 \text{ m} - 3,80 \text{ m}$

Klasa betonu:		C40/50		
1.		Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne		
$\Psi_1=$		0,5	$\Psi_2=$ 0,3	
stałe:	$\gamma_g=$	1,35	$\gamma_{qk}=$ 1,5	$\beta=$ 2,49
Wprowadź dane:	$\Delta g_k=$	2,06	$q_k=$	4,47
Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$ 9,04 = < $p_d = 25,0$			
Stany graniczne użytkowości:				
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = <	$p_{k1b} = 24,0$	$p_{k2b} = 24,0$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\psi_2 + (1 - \psi_2) / \beta]$	4,48 = <	$p_{ka} = 27,2$	
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = <	$p_{k2a} = 11,0$	

Wymiatowanie wykonano dla płyty  $L = 4,53 \text{ m}$

Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 4 x  $\varnothing 9,3 \text{ mm}$  dołem + 2 x  $\varnothing 6,85 \text{ mm}$  górą.

3.8.3 poz. 3.3 Panele stropowe  $L = 3,26 \text{ m} - 1,75 \text{ m}$

Klasa betonu: C40/50			
1. Przeznaczenie obiektu Kategoria A: powierzchnie mieszkalne			
$\Psi_1 =$	0,5	$\Psi_2 =$	0,3
stałe:	$\gamma_g = 1,35$	$\gamma_{qk} = 1,5$	$\beta = 2,49$
Wprowadź dane:	$\Delta g_k = 2,06$	$q_k = 4,47$	

Stan graniczny nośności:	$\gamma_g \cdot \Delta g_k + \gamma_q \cdot q_k$	9,04 = <	$p_d = 25,81$
Stany graniczne użyteczności:			
Zarysowania	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_1$	4,15 = <	$p_{k1b} = 22,60$ $p_{k2b} = 22,60$
Ugięcie	$\Delta g_k + q_k \cdot [\Psi_2 + (1 - \Psi_2) / \beta]$	4,48 = <	$p_{ka} = 55,0$
Dekompresja	$\Delta g_k + q_k \cdot \Psi_2$	3,31 = <	$p_{k2a} = 7,77$

Wymiatowanie wykonano dla płyty  $L = 3,26$  m

**Panel SMART 20/60 kanały 60x140, zbr. 2 x  $\phi$  9.3 mm dołem + 2 x  $\phi$  6.85 mm górą.**

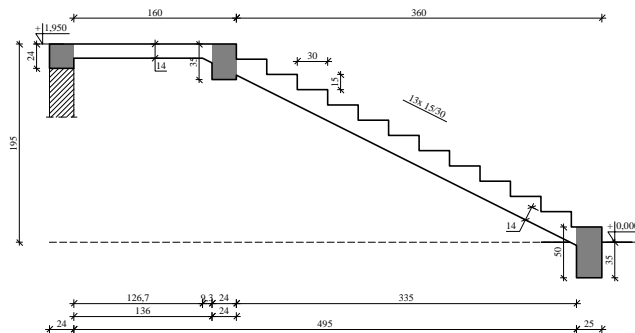
#### 4 poz. 4.0 Klatka schodowa

Klatki schodowe żelbetowe wylane na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC1.).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

##### 4.1 poz. 4.1 klatka schodowa „1” – bieg 1

#### SZKIC SCHODÓW



#### GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość biegu  $l_n = 3,60$  m

Poziom dolnego spocznika  $H_d = 0,00$  m

Poziom górnego spocznika  $H_g = 1,95$  m

Liczba stopni w biegu  $n = 13$  szt.

Grubość płyty  $t = 14,0$  cm

Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 1,60$  m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,55 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 10,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy  $b = 25,0$  cm,  $h = 50,0$  cm

Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0$  cm,  $h = 35,0$  cm

Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0$  cm,  $h = 24,0$  cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_L = 24,0$  cm

Długość podpory prawej  $t_P = 24,0$  cm

#### OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

##### Płyta

Obciążenia zmienne  $[kN/m^2]$ :

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0kN/m^2]$	4,00	1,30	5,20

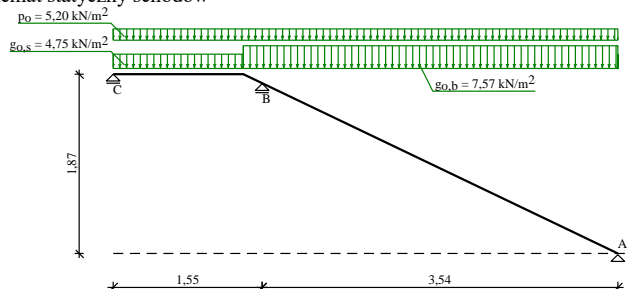
Obciążenia stałe na biegu schodowym  $[kN/m^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440kN/m^2:0,02m]$ grub.2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$ )	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0kN/m^3]$ grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
$\Sigma$ :		6,77	1,12	7,57

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ] grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
$\Sigma$ :		4,23	1,12	4,75

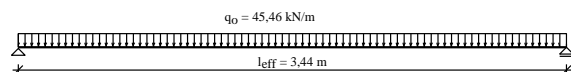
Schemat statyczny schodów

**Belka B**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	37,15	1,19	44,07	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
$\Sigma$ :		39,25	1,18	46,38	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)** →  $f_{cd} = 16,67$  MPa,  $f_{ctd} = 1,20$  MPa,  $E_{cm} = 31,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,87$ 

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 6$  mm

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica stzmion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów  $\phi = 12$  mm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $\alpha_{lim} =$  jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

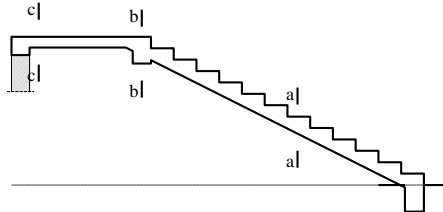
Graniczne ugięcie  $a_{lim}$  = jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

## WYNIKI - PŁYTA

### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -14,83 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 18,55 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,A,min} = 10,82 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 44,07 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,B,min} = 29,61 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 1,80 \text{ kN/mb}$ , $R_{Sd,C,min} = -5,58 \text{ kN/mb}$

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



#### Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,91 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (44,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (41,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,35 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,61 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (19,4%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 7,80 \text{ mm} < a_{lim} = 3540/200 = 17,70 \text{ mm}$  (44,0%)

#### Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 14,83 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 14,83 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (35,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 12,50 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 9,48 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,075 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)

#### Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (0,5%)

Ścinanie:

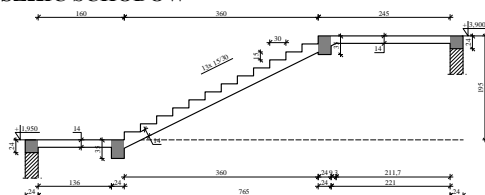
Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (26,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,14 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 0,10 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )  
 Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk,podp} = 12,50 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt,podp} = 9,48 \text{ kNm/m}$   
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 1,03 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$  (13,3%)

## 4.2 poz. 4.1 klatka schodowa „1” – bieg 2

### SZKIC SCHODÓW



### GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 1,60 \text{ m}$   
 Długość biegu  $l_n = 3,60 \text{ m}$   
 Poziom dolnego spocznika  $H_d = 1,95 \text{ m}$   
 Poziom górnego spocznika  $H_g = 3,90 \text{ m}$   
 Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$   
 Grubość płyty  $t = 14,0 \text{ cm}$   
 Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 2,45 \text{ m}$   
 Wymiary poprzeczne:  
 Szerokość biegu  $1,55 \text{ m}$   
 - Schody dwubiegowe  
 Dusza schodów  $10,0 \text{ cm}$   
 Oparcia : (szerokość / wysokość)  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$   
 Belka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$   
 Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$   
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$   
 Oparcie belek:  
 Długość podpory lewej  $t_L = 24,0 \text{ cm}$   
 Długość podpory prawej  $t_P = 24,0 \text{ cm}$

### OBCIĄŻENIA NA SCHODACH

#### Płyta

Obciążenia zmienne  $[\text{kN/m}^2]$ :

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) $[4,0 \text{ kN/m}^2]$	4,00	1,30	5,20

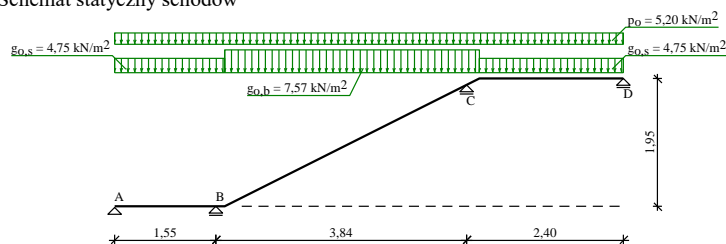
Obciążenia stałe na spoczniku  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,02 \text{ m}]$ ) grub. 2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub. 14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ ) grub. 1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,23	1,12	4,75

Obciążenia stałe na biegu schodowym  $[\text{kN/m}^2]$ :

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm $[0,440 \text{ kN/m}^2:0,02 \text{ m}]$ ) grub. 2 cm $0,38 \cdot (1+15,0/30,0)$	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub. 14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna $[19,0 \text{ kN/m}^3]$ ) grub. 1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	$\Sigma$ :	6,77	1,12	7,57

Schemat statyczny schodów

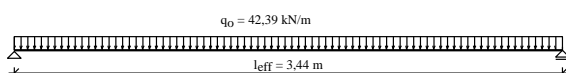


#### Belka B

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

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	34,56	1,19	41,00	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	$\Sigma$ :	36,66	1,18	43,31	

Schemat statyczny belki

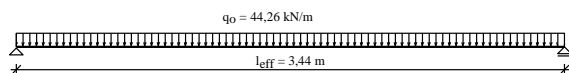


#### Belka C

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

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	36,14	1,19	42,87	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	$\Sigma$ :	38,24	1,18	45,18	

Schemat statyczny belki



## DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30** (B30)  $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

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

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,87$

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Stzemiona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica stzmion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

## WYNIKI - PŁYTA

### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb}$

Podpora B: moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = -13,46 \text{ kNm/mb}$

Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb}$

Podpora C: moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = -13,45 \text{ kNm/mb}$

Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb}$

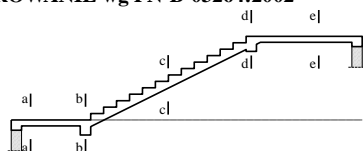
Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A,max} = 2,83 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,A,min} = -4,68 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,B,max} = 41,00 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,B,min} = 21,85 \text{ kN/mb}$

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,C,max} = 42,87 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,C,min} = 23,66 \text{ kN/mb}$

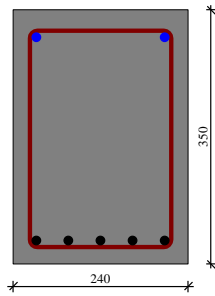
Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,D,max} = 8,20 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,D,min} = 0,79 \text{ kN/mb}$

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



Przęsło A-B

**Zginanie: (przekrój a-a)**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,40 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (1,3%)**Ścinanie:**Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 15,20 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 15,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (24,8%)**SGU:**Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,34 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 0,26 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk,podp} = 11,34 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt,podp} = 8,60 \text{ kNm/m}$ Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,85 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$  (11,0%)**Podpora B****Zginanie: (przekrój b-b)**Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,46 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,12 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 13,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (32,2%)**SGU:**Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,34 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,60 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (19,3%)**Przęsło B-C****Zginanie: (przekrój c-c)**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,39 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 11,14 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (36,7%)**Ścinanie:**Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 23,42 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 23,42 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (38,2%)**SGU:**Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 9,39 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 7,12 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,047 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (15,6%)Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 4,11 \text{ mm} < a_{lim} = 3840/200 = 19,20 \text{ mm}$  (21,4%)**Podpora C****Zginanie: (przekrój d-d)**Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,45 \text{ kNm}$ Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,12 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 13,45 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (32,1%)**SGU:**Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,33 \text{ kNm/m}$ Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,60 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (19,3%)**Przęsło C-D****Zginanie: (przekrój e-e)**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb}$ Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12 \text{ co } 16,5 \text{ cm}$  o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 3,38 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (11,1%)**Ścinanie:**Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 16,54 \text{ kN/mb}$ Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 16,54 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (27,0%)**SGU:**Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 2,85 \text{ kNm/mb}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 2,16 \text{ kNm/mb}$ Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = (-) 0,74 \text{ mm} < a_{lim} = 2400/200 = 12,00 \text{ mm}$  (6,2%)**WYNIKI - BELKA B:**Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 52,68 \text{ kNm}$ Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 39,22 \text{ kNm}$ Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 72,91 \text{ kN}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,13 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dołem **5 $\phi$ 12** o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,74\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 62,70 \text{ kNm} < M_{Rd} = 68,48 \text{ kNm}$  (91,6%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 67,82 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  **$\phi$ 6 co max. 100 mm** na odcinku 70,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 67,82 \text{ kN} < V_{Rd3} = 67,97 \text{ kN}$  (99,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 52,68 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 39,22 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,176 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (58,6%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 8,81 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (51,2%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała  $V_{sk,lt} = 42,42 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,089 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (29,7%)

#### WYNIKI - BELKA C:

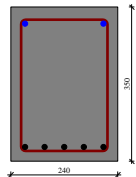
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 65,46 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 55,00 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 40,97 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 76,12 \text{ kN}$

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



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 65,46 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,38 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dołem **5 $\phi$ 12** o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,74\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 65,46 \text{ kNm} < M_{Rd} = 68,48 \text{ kNm}$  (95,6%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 70,81 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  **$\phi$ 6 co max. 80 mm** na odcinku 64,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 70,81 \text{ kN} < V_{Rd3} = 84,97 \text{ kN}$  (83,3%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 55,00 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 40,97 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,185 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (61,6%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 9,22 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (53,6%)

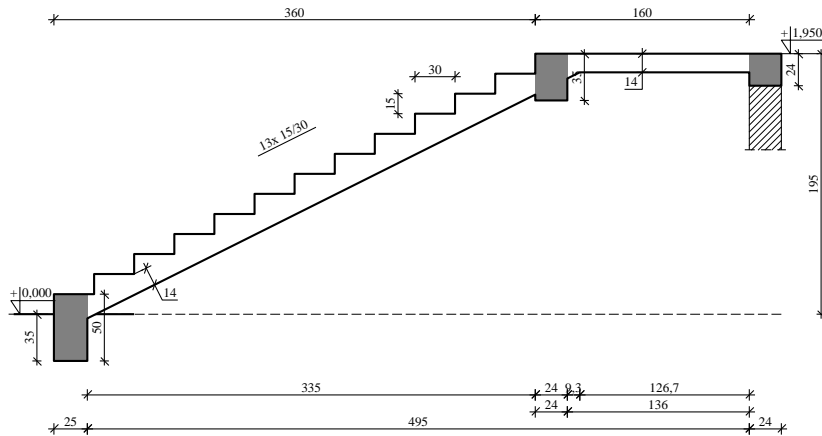
Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała  $V_{sk,lt} = 44,32 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,062 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (20,7%)

#### 4.3 poz. 4.2 Klatka schodowa „2” – birg 1

#### SZKIC SCHODÓW



**GEOMETRIA SCHODÓW**

Wymiary schodów :

Długość biegu  $l_n = 3,60$  mPoziom dolnego spocznika  $H_d = 0,00$  mPoziom górnego spocznika  $H_g = 1,95$  mLiczba stopni w biegu  $n = 13$  szt.Grubość płyty  $t = 14,0$  cmDługość górnego spocznika  $l_{s,g} = 1,60$  m

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu 1,55 m

- Schody dwubiegowe

Dusza schodów 10,0 cm

Oparcia : (szerokość / wysokość)

Podwalina podpierająca bieg schodowy  $b = 25,0$  cm,  $h = 50,0$  cmBelka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0$  cm,  $h = 35,0$  cmWieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0$  cm,  $h = 24,0$  cm

Oparcie belek:

Długość podpory lewej  $t_L = 24,0$  cmDługość podpory prawej  $t_P = 24,0$  cm**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

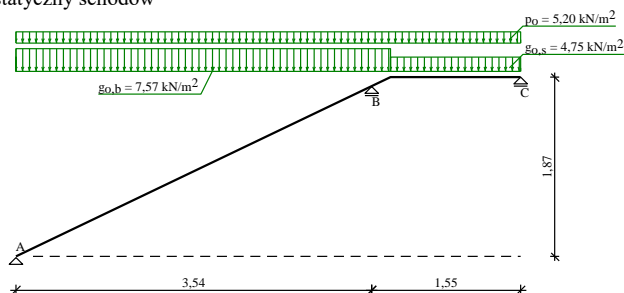
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.2 cm 0,38 (1+15,0/30,0)	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	<b>Σ:</b>	<b>6,77</b>	<b>1,12</b>	<b>7,57</b>

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	<b>Σ:</b>	<b>4,23</b>	<b>1,12</b>	<b>4,75</b>

Schemat statyczny schodów

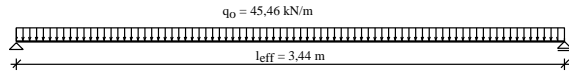


**Belka B**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	37,15	1,19	44,07	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	$\Sigma$ :	39,25	1,18	46,38	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30 (B30)**  $\rightarrow f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,20 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$ Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$ Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16 \text{ mm}$ Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,87$ 

Zbrojenie główne - płyta:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$ 

Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

Stwierdzona - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)**  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$ Średnica stężenia  $\phi_s = 6 \text{ mm}$ 

Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$ Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$ 

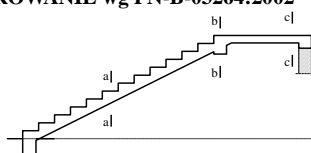
Otulinie:

Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$ **ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$ Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ 

Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzywulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ **WYNIKI - PŁYTA****WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH**Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$ Podpora B: moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd,p} = -14,83 \text{ kNm/mb}$ Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$ Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A,max} = 18,55 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,A,min} = 10,82 \text{ kN/mb}$ Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,B,max} = 44,07 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,B,min} = 29,61 \text{ kN/mb}$ Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,C,max} = 1,80 \text{ kN/mb}$ ,  $R_{Sd,C,min} = -5,58 \text{ kN/mb}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A-B**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,91 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 13,47 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (44,4%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 25,20 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (41,1%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,35 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,61 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,058 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (19,4%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 7,80 \text{ mm} < a_{lim} = 3540/200 = 17,70 \text{ mm}$  (44,0%)

#### Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 14,83 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 14,83 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (35,4%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 12,50 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 9,48 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,075 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (24,8%)

#### Przęsło B-C

Zginanie: (przekrój c-c)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,16 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (0,5%)

Ścinanie:

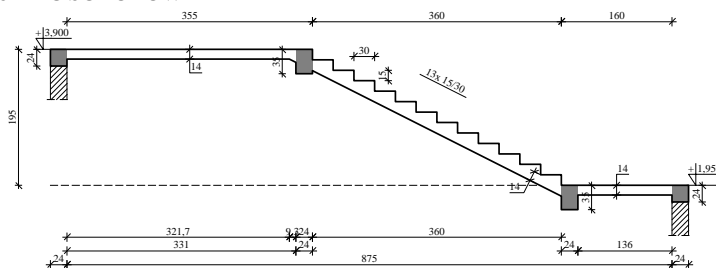
Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 16,03 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (26,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,14 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 0,10 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )  
 Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk, podp} = 12,50 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt, podp} = 9,48 \text{ kNm/m}$   
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt, podp}) = (-) 1,03 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$  (13,3%)

#### 4.4 poz. 4.2 Klatka schodowa „2” – birg 2

##### SZKIC SCHODÓW



##### GEOMETRIA SCHODÓW

Wymiary schodów :

Długość dolnego spocznika  $l_{s,d} = 1,60 \text{ m}$   
 Długość biegu  $l_n = 3,60 \text{ m}$   
 Poziom dolnego spocznika  $H_d = 1,95 \text{ m}$   
 Poziom górnego spocznika  $H_g = 3,90 \text{ m}$   
 Liczba stopni w biegu  $n = 13 \text{ szt.}$   
 Grubość płyty  $t = 14,0 \text{ cm}$   
 Długość górnego spocznika  $l_{s,g} = 3,55 \text{ m}$

Wymiary poprzeczne:

Szerokość biegu  $1,55 \text{ m}$   
 - Schody dwubiegowe  
 Dusza schodów  $10,0 \text{ cm}$   
 Oparcia : (szerokość / wysokość)  
 Wieniec ściany podpierającej spocznik dolny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$   
 Belka dolna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$   
 Belka górna podpierająca bieg schodowy  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 35,0 \text{ cm}$   
 Wieniec ściany podpierającej spocznik górny  $b = 24,0 \text{ cm}, h = 24,0 \text{ cm}$   
 Oparcie belek:  
 Długość podpory lewej  $t_L = 24,0 \text{ cm}$   
 Długość podpory prawej  $t_P = 24,0 \text{ cm}$

**OBCIĄŻENIA NA SCHODACH****Płyta**Obciążenia zmienne [kN/m<sup>2</sup>]:

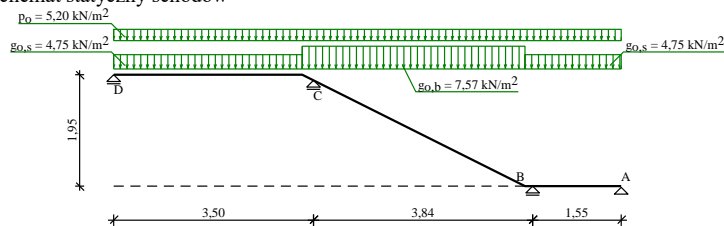
Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
Obciążenie zmienne (biura, szkoły, zakłady naukowe, banki, przychodnie lekarskie) [4,0kN/m <sup>2</sup> ]	4,00	1,30	5,20

Obciążenia stałe na spoczniku [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna spocznika (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.2 cm	0,44	1,20	0,53
2.	Płyta żelbetowa spocznika grub.14 cm	3,50	1,10	3,85
3.	Okładzina dolna spocznika (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,28	1,30	0,37
	$\Sigma$ :	4,23	1,12	4,75

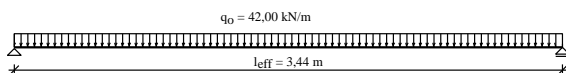
Obciążenia stałe na biegu schodowym [kN/m<sup>2</sup>]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Okładzina górna biegu (Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm grub. 2 cm [0,440kN/m <sup>2</sup> :0,02m]) grub.2 cm 0,38·(1+15,0/30,0)	0,66	1,20	0,79
2.	Płyta żelbetowa biegu grub.14 cm + schody 15/30	5,79	1,10	6,37
3.	Okładzina dolna biegu (Warstwa cementowo-wapienna [19,0kN/m <sup>3</sup> ]) grub.1,5 cm	0,32	1,30	0,41
	$\Sigma$ :	6,77	1,12	7,57

**Schemat statyczny schodów****Belka B**

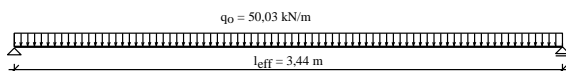
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	34,23	1,19	40,61	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	$\Sigma$ :	36,33	1,18	42,92	

**Schemat statyczny belki****Belka C**

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Max. reakcja podporowa z płyty schodowej	41,00	1,19	48,64	cała belka
2.	Ciężar własny belki	2,10	1,10	2,31	cała belka
	$\Sigma$ :	43,10	1,18	50,95	

**Schemat statyczny belki****DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu **C25/30** (B30) →  $f_{cd} = 16,67$  MPa,  $f_{ctd} = 1,20$  MPa,  $E_{cm} = 31,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,87$   
 Zbrojenie główne - płyta:  
 Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$   
 Zbrojenie rozdzielcze (konstrukcyjne) - płyta:  
 Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}, f_{yd} = 210 \text{ MPa}, f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 6 \text{ mm}$   
 Maksymalny rozstaw prętów rozdzielczych 30 cm

Zbrojenie główne - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$   
 Stzemiona - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-I (**St3SX-b**)  $\rightarrow f_{yk} = 240 \text{ MPa}, f_{yd} = 210 \text{ MPa}, f_{tk} = 320 \text{ MPa}$   
 Średnica stzmion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$   
 Zbrojenie montażowe - belki spocznikowe:  
 Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}, f_{yd} = 420 \text{ MPa}, f_{tk} = 550 \text{ MPa}$   
 Średnica prętów  $\phi = 12 \text{ mm}$

Otulenie:  
 Nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała  
 Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$   
 Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

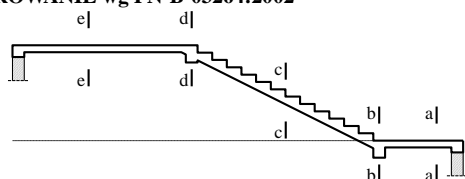
Dodatkowe założenia obliczeniowe dla belek spocznikowych:  
 Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$   
 Graniczne ugięcie  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

### WYNIKI - PŁYTA

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Przęsło A-B: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb}$
Podpora B: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -13,22 \text{ kNm/mb}$
Przęsło B-C: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb}$
Podpora C: moment podporowy obliczeniowy	$M_{Sd,p} = -16,66 \text{ kNm/mb}$
Przęsło C-D: maksymalny moment obliczeniowy	$M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,A,max} = 3,73 \text{ kN/mb}, R_{Sd,A,min} = -4,53 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,B,max} = 40,61 \text{ kN/mb}, R_{Sd,B,min} = 19,56 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,C,max} = 48,64 \text{ kN/mb}, R_{Sd,C,min} = 26,19 \text{ kN/mb}$
Reakcja obliczeniowa	$R_{Sd,D,max} = 13,72 \text{ kN/mb}, R_{Sd,D,min} = 4,76 \text{ kN/mb}$

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



#### Przęsło A-B

Zginanie: (przekrój a-a)  
 Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co 16,5 cm o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 0,70 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (2,3%)

#### Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 15,04 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 15,04 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (24,5%)

#### SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 0,59 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 0,45 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )  
 Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk,podp} = 11,14 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt,podp} = 8,45 \text{ kNm/m}$   
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt,podp}) = (-) 0,50 \text{ mm} < a_{lim} = 1550/200 = 7,75 \text{ mm}$  (6,4%)

#### Podpora B

Zginanie: (przekrój b-b)  
 Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 13,22 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 2,08 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12$  co 16,5 cm o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 13,22 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (31,6%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 11,14 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 8,45 \text{ kNm/m}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,055 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (18,5%)

**Przęsło B-C**

Zginanie: (przekrój c-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 10,93 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (36,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 24,40 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 24,40 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (39,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 9,21 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 6,99 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,046 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (15,3%)  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 3,99 \text{ mm} < a_{lim} = 3840/200 = 19,20 \text{ mm}$  (20,8%)

**Podpora C**

Zginanie: (przekrój d-d)

Moment podporowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 16,66 \text{ kNm}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,63 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto górą  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$   
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = (-) 16,66 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 41,85 \text{ kNm/mb}$  (39,8%)

SGU:

Moment podporowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 14,04 \text{ kNm/m}$   
 Moment podporowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 10,65 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,095 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (31,8%)

**Przęsło C-D**

Zginanie: (przekrój e-e)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb}$   
 Zbrojenie potrzebne  $A_s = 2,02 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 12$  co **16,5 cm** o  $A_s = 6,85 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,60\%$ )  
 Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 9,46 \text{ kNm/mb} < M_{Rd} = 30,33 \text{ kNm/mb}$  (31,2%)

Ścinanie:

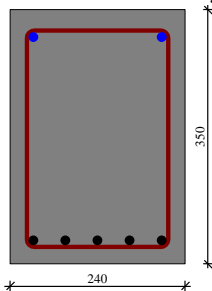
Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 21,18 \text{ kN/mb}$   
 Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 21,18 \text{ kN/mb} < V_{Rd1} = 61,29 \text{ kN/mb}$  (34,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 7,97 \text{ kNm/mb}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 6,05 \text{ kNm/mb}$   
 Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sk}$ )  
 Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 3,01 \text{ mm} < a_{lim} = 3500/200 = 17,50 \text{ mm}$  (17,2%)

**WYNIKI - BELKA B:**

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 52,10 \text{ kNm}$   
 Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 38,34 \text{ kNm}$   
 Reakcja obliczeniowa  $R_{Sd,A} = R_{Sd,B} = 72,23 \text{ kN}$

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

Przyjęte wymiary przekroju:

 $b_w = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 35,0 \text{ cm}$ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 26 \text{ mm}$ 

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm}$ 

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 5,08 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dołem **5 $\phi 12$**  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,74\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 62,12 \text{ kNm} < M_{Rd} = 68,48 \text{ kNm}$  (90,7%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{Sd} = 67,19 \text{ kN}$ Zbrojenie strzemiionami dwuciętymi  **$\phi 6$  co max. 100 mm** na odcinku 70,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belkiWarunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 67,19 \text{ kN} < V_{Rd3} = 67,97 \text{ kN}$  (98,9%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 52,10 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 38,34 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,172 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (57,2%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 8,60 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (50,0%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała  $V_{sk,lt} = 41,47 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,085 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (28,4%)

#### WYNIKI - BELKA C:

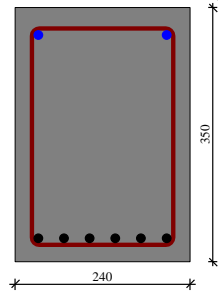
Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 74,00 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 62,01 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 45,55 \text{ kNm}$

Reakcja obliczeniowa  $R_{sd,A} = R_{sd,B} = 86,05 \text{ kN}$

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



Przyjęte wymiary przekroju:

$b_w = 24,0 \text{ cm}$ ,  $h = 35,0 \text{ cm}$

nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 26 \text{ mm}$

Zginanie (metoda uproszczona):

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 74,00 \text{ kNm}$

Przekrój pojedynczo zbrojony

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 6,17 \text{ cm}^2$ . Przyjęto dołem  $6\phi 12$  o  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,89\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 74,00 \text{ kNm} < M_{Rd} = 80,48 \text{ kNm}$  (92,0%)

Ścinanie:

Siła poprzeczna obliczeniowa  $V_{sd} = 80,04 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  $\phi 6$  co max. 80 mm na odcinku 64,0 cm przy podporach oraz co max. 230 mm w środku rozpiętości belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 80,04 \text{ kN} < V_{Rd3} = 84,97 \text{ kN}$  (94,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 62,01 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 45,55 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,160 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (53,3%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 9,18 \text{ mm} < a_{lim} = 3440/200 = 17,20 \text{ mm}$  (53,4%)

Siła poprzeczna charakterystyczna długotrwała  $V_{sk,lt} = 49,27 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,077 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (25,6%)

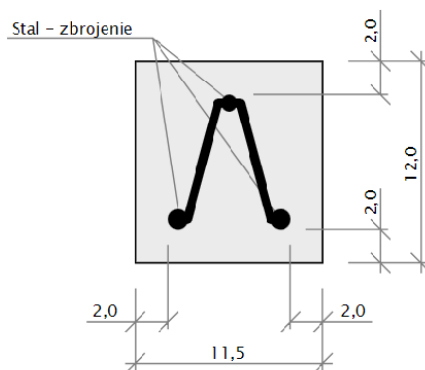
## 5 poz. 5.0 Nnadproża

### 5.1 poz. 5.1 Nadproża prefabrykowane typu NKL

#### Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu NKL

Nadproża typu NKL to prefabrykowane elementy żelbetowe o wymiarach 11.5x12xL cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 15 cm. Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża NKLL produkowane są w następujących długościach: 90 cm, 120 cm, 150 cm, 180 cm, 210 cm, 240 cm, 270 cm, 300 cm, 330 cm, 360 cm. Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają odporność ogniową NPD.



Wymiary	Waga	Zbrojenie kratownicy		Nośność q
		pas górny	pas dolny	
NKL90	89x11,5x12 cm	2φ8 mm	φ8 mm	26 kN/m
NKL120	119x11,5x12 cm	2φ8 mm	φ8 mm	18 kN/m
NKL150	149x11,5x12 cm	2φ10 mm	φ8 mm	22 kN/m
NKL180	179x11,5x12 cm	2φ10 mm	φ8 mm	18 kN/m
NKL210	209x11,5x12 cm	2φ10 mm	φ8 mm	15 kN/m
NKL240	239x11,5x12 cm	2φ12 mm	φ8 mm	11 kN/m
NKL270	269x11,5x12 cm	2φ12 mm	φ8 mm	9 kN/m
NKL300	299x11,5x12 cm	2φ12 mm	φ8 mm	7 kN/m
NKL330	329x11,5x12 cm	2φ12 mm	φ8 mm	5 kN/m
NKL360	359x11,5x12 cm	2φ12 mm	φ8 mm	4 kN/m

#### Montaż belek

Podczas montażu belek nadprożowych należy zwrócić szczególną uwagę na prawidłową konfigurację przekroju belki, mając na uwadze, iż belka przeznaczona jest do wbudowywania wyłącznie w jeden sposób. Belki nadprożowe na płaszczyznach czołowych powinny posiadać trwałe oznaczenie, informujące o prawidłowej konfiguracji belki przy wbudowaniu.

Nadproża z zastosowaniem belek nadprożowych NKLL montuje się jednocześnie ze wznoszeniem murów. Belki nadprożowe układa się na wyrównanych i wypoziomowanych powierzchniach muru, na warstwie zaprawy cementowej. Układanie belek rozpoczyna się od belki zewnętrznej. Belki nadprożowe przed przystąpieniem do układania warstw wyższych należy podstemplować w środku rozpiętości. Obliczanie zewnętrznej strony nadproża wraz z jego ociepleniem oraz wypełnieniem spoin między belkami zaprawą cementową wykonuje się po ułożeniu stropu i wykonaniu wieńca. Stemplowanie nadproża można usunąć nie wcześniej niż po 14 dniach od jego betonowania. Powierzchnie podniebne belek powinny zostać otynkowane zaprawą cementową o grubości nie mniejszej niż 15 mm. Do wykonywania ścian podokiennych następnej kondygnacji można przystąpić nie wcześniej niż po 14 dniach od betonowania wieńca.

#### 5.2 poz. 5.2 Nadproża prefabrykowane typu L19

##### Zaprojektowano nadproża prefabrykowane typu L19

Nadproża typu L-19 to prefabrykowane elementy żelbetonowe w kształcie litery L ze stopką dolną o szerokości 9 cm. Po zamontowaniu w ścianie od razu mają pełną nośność. Nadproża montuje się równocześnie ze wznoszeniem murów. Elementy układa się na murze, na zaprawie cementowej. Oparcie nadproży na murze powinno być nie mniejsze niż 9 cm i nie większe niż 19 cm (zalecane 15 cm). Pustą przestrzeń między nimi wypełnia się betonem. Nadproża tego typu powinny być zabezpieczone przed przemarzaniem. Jeśli pozostała część ściany nie będzie ocieplona, należy obłożyć nadproża warstwą izolacji. Wykonując nadproże, trzeba więc pozostawić miejsce na wykonanie docieplenia od strony zewnętrznej, by ściana miała później równą powierzchnię. Nadproża produkowane są w wymiarach od 120 do 270 cm (skokowo co 30 cm); waga: 40, 50, 60, 70, 80, 90 kg.

Belki nadprożowe mogą być stosowane w budownictwie ogólnym i przemysłowym. Służą do konstruowania nadproży nad otworami okiennymi i drzwiowymi.

Belki nadprożowe posiadają minimalną odporność ogniową elementów REI-60 i mogą być stosowane w budynkach o odporności pożarowej obiektów klasy „C”.



Zestawienie belek prefabrykowanych „L 19” dla nadproży okiennych typu „N”, w ścianach obciążonych stropem																		
Lp.	Typ nadproża	Długość nadproża [cm]	Wysokość nadproża [cm]	Moment przenoszony przez belkę kNm	Wymiary okna w świetle ościeży [cm]													
					61	81	91	111	121	141	151	171	181	211	241	249	262	271
1	N/120	119	19	2,64		X	X											
2	N/150	149	19	2,64				X	X									
3	N/180	179	19	2,64						X	X							
4	N/210	209	19	4,41								X	X					
5	N/240	239	19	5,32											X			
6	N/270	269	19	8,05												X	X	

### Montaż belek

Nadproża z belek prefabrykowanych typu „L” montuje się równocześnie z wznoszeniem ścian. Belki należy układać na ścianach z zachowaniem minimalnej głębokości oparcia. Na wyrównanej i wypoziomowanej powierzchni ściany układa się dwie belki nadprożowe, półkami do środka. Belki układa się na zaprawie cementowej. Następnie wypełnia się wewnętrzną część nadproża betonem B25. Dla nadproży z żelbetową częścią monolityczną, przed betonowaniem należy ułożyć zbrojenie, zgodnie z projektem nadproża.

Belki nadprożowe dla nadproży drzwiowych w ścianach wewnętrznych nie wymagają dodatkowych podpór montażowych. W ścianach zewnętrznych nad otworami okiennymi, dla skrajnych belek, na których opierają się płyty stropowe wymagane są dodatkowe podpory montażowe. Należy je wykonać w taki sposób, ażeby ich odległości od końców belki pokrywały się z usytuowaniem uchwytów montażowych danej belki. Dodatkowych podpór montażowych nie trzeba używać, gdy strop układany jest na Rygach przyściennych.

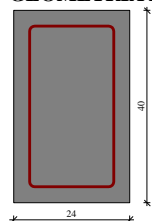
### 5.3 poz. 5.3 Nadproża żelbetowe wylewane na mokro

Nadproża żelbetowe wylewane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC1, XF3).

Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

#### 5.3.1 poz. 5.3.1 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem

### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

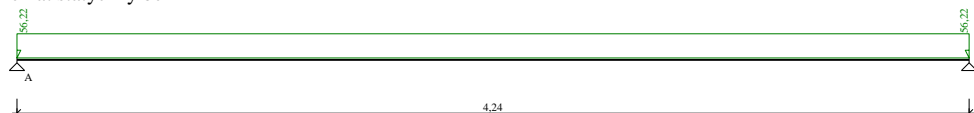
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 3.1 - obc. stałe [2,06kN/m2x7,65mx0,5]	7,88	1,26	9,93	cała belka
2.	Obc. z poz. 3.1 - obc. zmienne [3,0kN/m2x7,65mx0,5]	11,48	1,30	14,92	cała belka
3.	Obc. z poz. 3.1 - obc. ścianki działowe [1,47kN/m2x7,65mx0,5]	5,62	1,20	6,74	cała belka
4.	Ciężar stropu [2,90kN/m2x7,65mx0,5]	11,09	1,10	12,20	cała belka
5.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 1,70 m [19,0kN/m3·0,24m·1,70m]	7,75	1,10	8,53	cała belka
6.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 1,70 m [19,0kN/m3·0,03m·1,70m]	0,97	1,30	1,26	cała belka
7.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m3]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	47,19	1,19	56,22	

Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37)  $\rightarrow f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_s = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 16$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulinie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

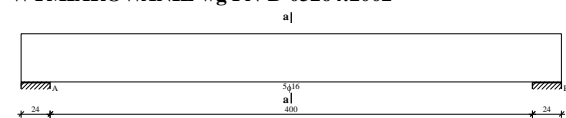
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie w wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

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



#### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 126,34$  kNm

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 9,58$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **5 $\phi$ 16** o  $A_s = 10,05$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 1,18\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 126,34$  kNm <  $M_{Rd} = 131,74$  kNm (95,9%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 92,43$  kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  **$\phi$ 6 co 80 mm** na odcinku 72,0 cm przy podporach oraz co 260 mm w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 92,43$  kN <  $V_{Rd3} = 95,12$  kN (97,2%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 106,05$  kNm

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 106,05$  kNm

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,233$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (77,6%)

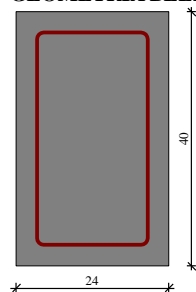
Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 18,77$  mm <  $a_{lim} = 4240/200 = 21,20$  mm (88,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 94,38$  kN

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,188$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (62,5%)

### 5.3.2 poz. 5.3.2 Nadproże L = 4,0 m - nad parterem

#### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

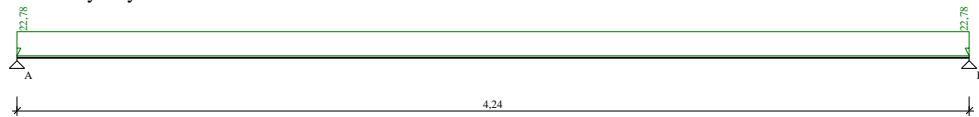
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 3,50 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·3,50m]	15,96	1,10	17,56	cała belka
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 3,50 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·3,50m]	1,99	1,30	2,59	cała belka
3.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	20,35	1,12	22,78	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mmWilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 16$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

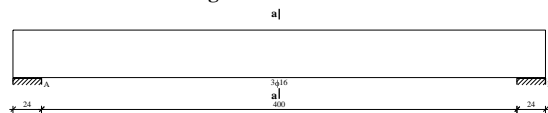
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIIN (BST500S)**Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: **XC4**Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie w wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 51,20$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 3,58$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **3φ16** o  $A_s = 6,03$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,71\%$ )  
(decyduje warunek dopuszczalnej szerokości rys prostopadłych)Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 51,20$  kNm <  $M_{Rd} = 83,50$  kNm (61,3%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 37,46$  kN

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi φ6 co 260 mm na całej długości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 37,46$  kN <  $V_{Rd1} = 73,53$  kN (50,9%)

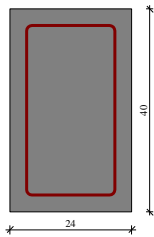
SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 45,73$  kNmMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 45,73$  kNmSzerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,199$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (66,4%)Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 10,82$  mm <  $a_{lim} = 4240/200 = 21,20$  mm (51,0%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 40,70$  kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

5.3.3 poz. 5.3.3 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem

**GEOMETRIA BELKI**



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

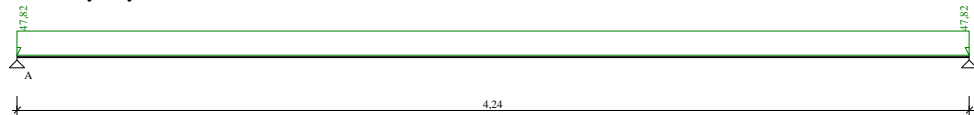
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.1 - obc. stałe [1,34kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.1 - obc.zmienne [0,75kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	41,83	1,14	47,82	

Schemat statyczny belki



#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 16$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**S13SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

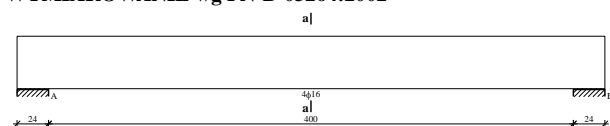
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

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



Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 107,45$  kNm

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 7,97 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $4\phi 16$  o  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,94\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 107,45 \text{ kNm} < M_{Rd} = 108,37 \text{ kNm}$  (99,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)78,61 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemiionami dwuciętymi  $\phi 6$  co  $80 \text{ mm}$  na odcinku  $72,0 \text{ cm}$  przy podporach oraz co  $260 \text{ mm}$  w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)78,61 \text{ kN} < V_{Rd3} = 95,12 \text{ kN}$  (82,6%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 94,00 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 94,00 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,283 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (94,2%)

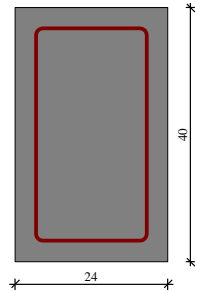
Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 19,03 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$  (89,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 83,66 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,147 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (49,1%)

5.3.4 poz. 5.3.4 Nadproże  $L = 4,0 \text{ m}$  - nad piętnem

### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 40,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.1 - obc. stałe [1,34kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.1 - obc. zmienne [0,75kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer. 4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer. 4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$F_d$
1.	Obc. z poz. 2.4.3 [92,490kN]	92,49	0,80	1,20	110,99

Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37)  $\rightarrow f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)  $\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 22 \text{ mm}$

Strzemiiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 6 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

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

### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

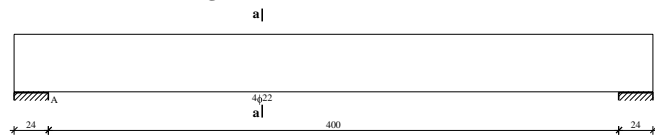
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$

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



#### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{Sd} = 164,57 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 13,29 \text{ cm}^2$ . Przyjęto **4φ22** o  $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,79\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{Sd} = 164,57 \text{ kNm} < M_{Rd} = 182,95 \text{ kNm}$  (90,0%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{Sd} = 165,66 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ6 co 40 mm** na odcinku 80,0 cm przy lewej podporze i na odcinku 88,0 cm przy prawej podporze oraz co 260 mm na pozostałej części belki

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = 165,66 \text{ kN} < V_{Rd3} = 188,64 \text{ kN}$  (87,8%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 141,36 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 141,36 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,200 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (66,6%)

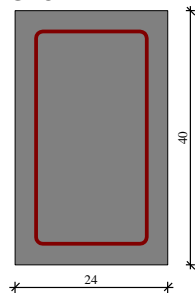
Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 20,42 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$  (96,3%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 156,08 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,176 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (58,8%)

#### 5.3.5 poz. 5.3.5 Nadproże L = 4,0 m - nad piętnem

### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

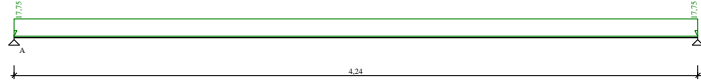
Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 40,0 \text{ cm}$

Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz.1.2 [6,59kN/0,90m]	7,31	1,20	8,77	cała belka
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.1,10 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·1,10m]	5,02	1,10	5,52	cała belka
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.1,10 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·1,10m]	0,63	1,30	0,82	cała belka
4.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	Σ:	15,36	1,16	17,75	

Schemat statyczny belki

**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mmWilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$ 

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPaŚrednica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mmŚrednica prętów dolnych  $\phi_d = 16$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

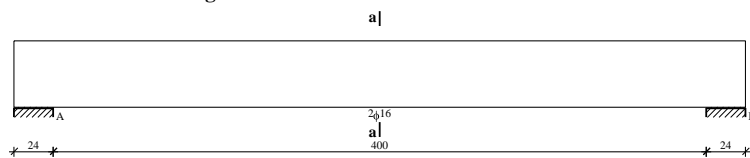
Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulinie:

Klasa środowiska: **XC4**Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$ Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mmGraniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} = \text{jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)}$ Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} = \text{jak dla wsporników (wg tablicy 8)}$ **WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**Zginanie: (przekrój **a-a**)Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 39,89$  kNmZbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 2,76$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **2φ16** o  $A_s = 4,02$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 0,47\%$ )Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 39,89$  kNm <  $M_{Rd} = 57,15$  kNm (69,8%)

Ścinanie:

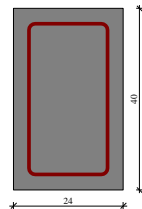
Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)29,19$  kNZbrojenie konstrukcyjne strzemionami dwuciętymi  $\phi_6$  co 260 mm na całej długości przęsłaWarunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = (-)29,19$  kN <  $V_{Rd1} = 68,86$  kN (42,4%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{sk} = 34,52$  kNmMoment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{sk,lt} = 34,52$  kNmSzerokość rys prostokątnych:  $w_k = 0,272$  mm <  $w_{lim} = 0,3$  mm (90,6%)Maksymalne ugięcie od  $M_{sk,lt}$ :  $a(M_{sk,lt}) = 10,34$  mm <  $a_{lim} = 4240/200 = 21,20$  mm (48,8%)Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{sk,lt} = 30,72$  kN

Szerokość rys ukośnych: rysy nie wyznaczono

5.3.6 poz. 5.3.6 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrzem

**GEOMETRIA BELKI**

Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 40,0$  cm

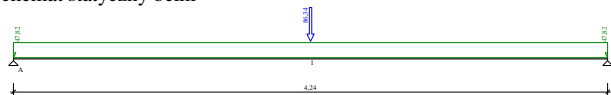
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.2 - obc. stałe [1,34kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.2 - obc.zmienne [0,75kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m <sup>2</sup> ×7,65m×0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$F_d$
1.	Obc. z poz. 2.4.2	71,95	2,00	1,20	86,34

Schemat statyczny belki



## DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8$  mm

Wilgotność środowiska RH = 50%

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)** →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12$  mm

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 22$  mm

Strzemiona:

Klasa stali **A-I (St3SX-b)** →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 8$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm

## ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

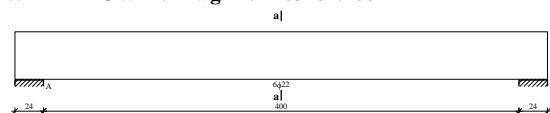
Cotanges kąta nachylenia ścisk. krzyżulców bet.  $\cot \theta = 2,00$

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

Graniczne ugięcie w przęsłach  $a_{lim} =$  jak dla belek i płyt (wg tablicy 8)

Graniczne ugięcie na wspornikach  $a_{lim} =$  jak dla wsporników (wg tablicy 8)

## WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002



### Przęsło A - B:

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 198,97$  kNm

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 17,97$  cm<sup>2</sup>. Przyjęto **6φ22** o  $A_s = 22,81$  cm<sup>2</sup> ( $\rho = 2,83\%$ ) (decyduje warunek dopuszczalnego ugięcia)

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 198,97$  kNm <  $M_{Rd} = 203,62$  kNm (97,7%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = (-)122,72$  kN

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi **φ8 co 100 mm** na odcinku 140,0 cm przy podporach oraz co 250 mm w środku rozpiętości przęsła



Warunek nośności na ścinanie:  $V_{Sd} = (-)122,72 \text{ kN} < V_{Rd3} = 127,81 \text{ kN}$  (96,0%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 170,27 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 170,27 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,234 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (78,1%)

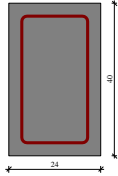
Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 20,68 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$  (97,5%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 119,63 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,223 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (74,2%)

5.3.7 poz. 5.3.7 Nadproże L = 4,0 m - nad piętrem

### GEOMETRIA BELKI



Wymiary przekroju:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b_w = 24,0 \text{ cm}$

Wysokość przekroju  $h = 40,0 \text{ cm}$

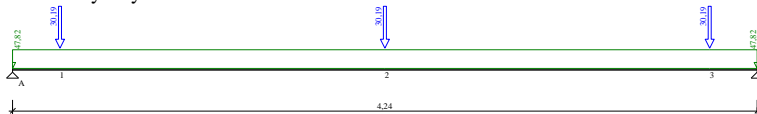
Zestawienie obciążeń rozłożonych [kN/m]:

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.	Zasięg [m]
1.	Obc. z poz. 2.2 - obc. stałe [1,34kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	5,13	1,30	6,67	cała belka
2.	Obc. z poz. 2.2 - obc.zmienne [0,75kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	2,87	1,20	3,44	cała belka
3.	Ciężar stropu [2,45kN/m <sup>2</sup> x7,65mx0,5]	9,37	1,10	10,31	cała belka
4.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 0,24 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·4,30m]	19,61	1,10	21,57	cała belka
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 0,03 m i szer.4,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·4,30m]	2,45	1,30	3,19	cała belka
6.	Ciężar własny belki [0,24m·0,40m·25,0kN/m <sup>3</sup> ]	2,40	1,10	2,64	cała belka
	$\Sigma$ :	41,83	1,14	47,82	

Zestawienie sił skupionych [kN]:

Lp.	Opis obciążenia	$F_k$	x [m]	$\gamma_f$	$F_d$
1.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	2,00	1,20	30,19
2.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	0,15	1,20	30,19
3.	Obc. z poz. 2.4.2	25,16	3,85	1,20	30,19

Schemat statyczny belki



### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00 \text{ MPa}$ ,  $f_{ctd} = 1,33 \text{ MPa}$ ,  $E_{cm} = 32,0 \text{ GPa}$

Ciężar objętościowy  $\rho = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 8 \text{ mm}$

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,04$

Zbrojenie główne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów górnych  $\phi_g = 12 \text{ mm}$

Średnica prętów dolnych  $\phi_d = 22 \text{ mm}$

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240 \text{ MPa}$ ,  $f_{yd} = 210 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 320 \text{ MPa}$

Średnica strzemion  $\phi_s = 8 \text{ mm}$

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10 \text{ mm}$

Otulenie:

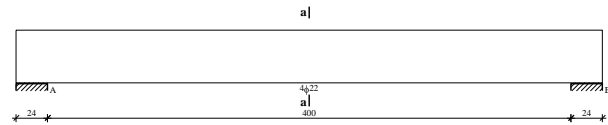
Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5 \text{ mm}$

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

**ZAŁOŻENIA**

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

**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002****Przęsło A - B:**

Zginanie: (przekrój a-a)

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{sd} = 147,61 \text{ kNm}$

Zbrojenie potrzebne dolne  $A_{s1} = 11,73 \text{ cm}^2$ . Przyjęto  $4\phi 22$  o  $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 1,80\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd} = 147,61 \text{ kNm} < M_{Rd} = 181,67 \text{ kNm}$  (81,2%)

Ścinanie:

Miarodajna wartość obliczeniowa siły poprzecznej  $V_{sd} = 140,92 \text{ kN}$

Zbrojenie strzemionami dwuciętymi  $\phi 8$  co  $80 \text{ mm}$  na odcinku  $72,0 \text{ cm}$  przy podporach oraz co  $260 \text{ mm}$  w środku rozpiętości przęsła

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd} = 140,92 \text{ kN} < V_{Rd3} = 166,73 \text{ kN}$  (84,5%)

SGU:

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{Sk} = 127,46 \text{ kNm}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{Sk,lt} = 127,46 \text{ kNm}$

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,181 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (60,4%)

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 17,98 \text{ mm} < a_{lim} = 4240/200 = 21,20 \text{ mm}$  (84,8%)

Miarodajna wartość charakterystyczna siły poprzecznej  $V_{Sk,lt} = 121,40 \text{ kN}$

Szerokość rys ukośnych:  $w_k = 0,135 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (44,9%)

**5.3.8 poz. 5.3.8 Nadproże typu Klaina**

Nad wnękami skrzynek hydrantowych należy wykonać nadproże ceglane typu Klaina. Nadproże zbrojone bednarką  $3 \times 30 \text{ mm}$  ze stali nierdzewnej. Głębokość akotwienia bednarki w murze min.  $15 \text{ cm}$ .

**6 poz. 6.0 Słupy w ścianie**

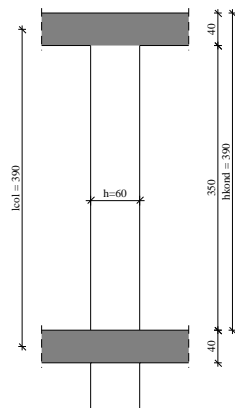
Słupy żelbetowe wylwane na mokro z betonu C30/37 (klasa ekspozycji XC1, XF3). Zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). W betonowanych elementach nie przewiduje się przerw technologicznych.

**6.1 poz. 6.1 Filarek H = 3,50 m**

Wymiarowanie wykonano dla najbardziej obciążonego filarka

**zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 5.3.1	200,32	1,19	238,38
2.	Obc. z poz. 5.3.3	88,92	1,14	101,37
3.	Obc. z poz. 5.3.4	165,16	1,14	188,28
4.	Ciężar filarka $[0,24 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 25,0 \text{ kN/m}^3 \times 3,50 \text{ m} \times 2]$	25,20	1,10	27,72
5.	Warstwa cementowo-wapienna grub. $3 \text{ cm}$ , szer. $1,68 \text{ m}$ i dług. $7,00 \text{ m}$ $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 1,68 \text{ m} \cdot 7,00 \text{ m}]$	6,70	1,30	8,71
	$\Sigma$ :	<b>486,30</b>	1,16	<b>564,46</b>

**SZKIC SŁUPA**

**GEOMETRIA SŁUPA**

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 24,0$  cmWysokość przekroju  $h = 60,0$  cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Wysokość rygla lewego 40,00 cm

- Wysokość rygla prawego 40,00 cm

Wysokość kondygnacji  $h_{kond} = 3,90$  m

Węzeł dolny:

- Szerokość słupa dolnego 60,00 cm

- Wysokość rygla lewego 40,00 cm

- Wysokość rygla prawego 40,00 cm

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 3,90$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,70$ 

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 1,00$ **OBCIĄŻENIA SŁUPA**

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	564,46	0,00	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 15,44$  kN**DANE MATERIAŁOWE**

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPaCiężar objętościowy  $\rho = 25,0$  kN/m<sup>3</sup>Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mmWilgotność środowiska  $RH = 50\%$ 

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,42$ 

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPaŚrednica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (BST500S)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

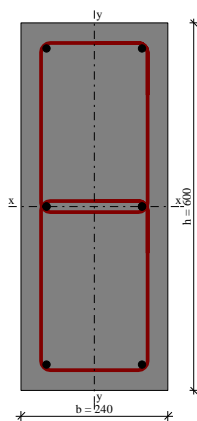
Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm**ZAŁOŻENIA**

Sytuacja obliczeniowa: trwała

Graniczna szerokość rys  $w_{lim} = 0,3$  mm**WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002**



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $3\phi 12$  o  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $6\phi 12$  o  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,47\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 579,90 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 11,60 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 215,37 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 11,60 \text{ kNm}$ :  $N_d = 579,90 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 3194,49 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami podwójnymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

**Wartości ekstremalne wykresu M-N:**

$M_{Rd,x,max} = 263,35 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -263,35 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

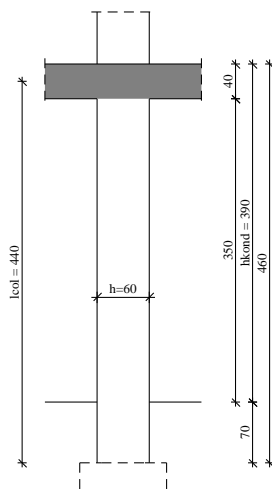
$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 3241,91 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -380,01 \text{ kN}$

## 6.2 poz. 6.2 Filarek H = 3,50 m

Wymiarowanie wykonano dla najbardziej obciążonego filarka

### SZKIC SŁUPA



### GEOMETRIA SŁUPA

Wymiary przekroju słupa:

Typ przekroju: prostokątny

Szerokość przekroju  $b = 24,0$  cm

Wysokość przekroju  $h = 60,0$  cm

Wymiary słupa:

Węzeł górny:

- Szerokość słupa górnego 60,00 cm

- Wysokość ryglu lewego 40,00 cm

- Wysokość ryglu prawego 40,00 cm

Wysokość kondygnacji  $h_{kond} = 3,90$  m

Odległość od górnej powierzchni fundamentu do kondygnacji 0,70 m

Węzeł dolny:

- Fundament

→ przyjęto wysokość słupa  $l_{col} = 4,40$  m

Rodzaj słupa: monolityczny

Model wyboczeniowy słupa:

Numer kondygnacji od góry: 1

W płaszczyźnie obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_x = 0,70$

Z płaszczyzny obciążenia:

- konstrukcja **przesuwna**

- współczynnik długości wyboczeniowej  $\beta_y = 1,00$

#### OBCIĄŻENIA SŁUPA

	typ wykresu	$N_{sd}$ [kN]	$N_{sd,lt}$ [kN]	$M_{1sd,x}$ [kNm]	$M_{3sd,x}$ [kNm]	$M_{2sd,x}$ [kNm]
1.	prostoliniowy	564,46	564,46	0,00	--	0,00

Dodatkowo uwzględniono ciężar własny słupa o wartości  $N_o = 17,42$  kN

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu: **C30/37** (B37) →  $f_{cd} = 20,00$  MPa,  $f_{ctd} = 1,33$  MPa,  $E_{cm} = 32,0$  GPa

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

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Wilgotność środowiska  $RH = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 2,42$

Zbrojenie podłużne:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Zbrojenie wzdłuż boku "b"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Zbrojenie wzdłuż boku "h"

Średnica prętów  $\phi = 12$  mm

Strzemiona:

Klasa stali A-I (**St3SX-b**) →  $f_{yk} = 240$  MPa,  $f_{yd} = 210$  MPa,  $f_{tk} = 320$  MPa

Średnica strzemion  $\phi_s = 6$  mm

Zbrojenie montażowe:

Klasa stali A-IIIN (**BST500S**)

Średnica prętów  $\phi = 10$  mm

Otulenie:

Klasa środowiska: XC4

Wartość dopuszczalnej odchyłki  $\Delta c = 5$  mm

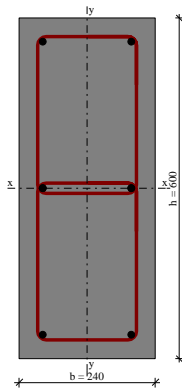
→ nominalna grubość otulenia  $c_{nom} = 30$  mm

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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



Ściskanie ze zginaniem:

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "b":

Zbrojenie potrzebne po  $2\phi 12$  o  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Przyjęto zbrojenie symetryczne wzdłuż boków "h":

Zbrojenie potrzebne po  $3\phi 12$  o  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

Łącznie przyjęto  $6\phi 12$  o  $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$  ( $\rho = 0,47\%$ )

Warunek nośności:

- dla  $N_d = 581,88 \text{ kN}$ :  $M_{d,x} = 11,64 \text{ kNm} < M_{Rd,x,odp,max} = 215,54 \text{ kNm}$

- dla  $M_{d,x} = 11,64 \text{ kNm}$ :  $N_d = 581,88 \text{ kN} < N_{Rd,odp,max} = 3194,29 \text{ kN}$

Strzemiona konstrukcyjne:

Zbrojenie konstrukcyjne strzemionami podwójnymi

- poza odcinkami zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 180 mm

- na odcinkach zakładu zbrojenia głównego  $\phi 6$  co max. 90 mm

SGU:

Szerokość rys prostopadłych:  $w_k = 0,000 \text{ mm} < w_{lim} = 0,3 \text{ mm}$  (0,0%)

**Wartości ekstremalne wykresu M-N:**

$M_{Rd,x,max} = 263,35 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,min} = -263,35 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,odp} = 1352,07 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,max} = 3241,91 \text{ kN}$

$M_{Rd,x,odp} = 0,00 \text{ kNm}$ ;  $N_{Rd,min} = -380,01 \text{ kN}$

## 7 poz. 7.0 Wieńce żelbetowe

Na obrzeżach stropów, na ścianach konstrukcyjnych i ścianach równoległych do belek należy wykonać w poziomie stropu wieńce żelbetowe o wysokości nie mniejszej niż wysokość konstrukcyjna stropu i szerokości co najmniej 100 mm. Zbrojenie wieńców powinno składać się co najmniej z trzech prętów, zaleca się stosowanie czterech prętów o średnicy 12 mm ze stali klasy A-IIIIN (BST500S). Strzemiona o średnicy 6 mm powinny być rozmieszczone co 250 mm. Zbrojenie wieńców należy wykonać tak, aby górne podłużne pręty wieńca znajdowały się około 30 mm poniżej górnej powierzchni stropu. Umożliwi to ułożenie zbrojenia podporowego i właściwe jego otulenie betonem. Wieńce należy betonować równocześnie z betonowaniem stropu, zwracając szczególną uwagę na staranne wypełnienie mieszkanką betonową wszystkich przestrzeni, w tym – w przypadku wieńców opuszczonych – przestrzeni pod belkami stropowymi opuszczonych.

Zaprojektowano wieńce żelbetowe wylewaną na mokro z betonu C30/37, zbrojone prętami  $4 \phi 12$  ze stali A-IIIIN (BST500S). Strzemiona  $\phi 6$  ze stali A-I St co 250 mm. Klasa ekspozycji XC4, XF1.

W-1 – 24/15 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-2 – 17/15 - wieńce na ścianach obciążonych jednostronnie stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-3 – 10/15 - wieńce na ścianach obciążonych dwustronnie stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-4 – 24/20 - wieńce na ścianach nie obciążonych stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-5 – 17/15 - wieńce na ścianach obciążonych jednostronnie stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

W-6 – 10/15 - wieńce na ścianach obciążonych dwustronnie stropem, zbrojenie  $4 \phi 12$ , strzemiona  $\phi 6$  co 25 cm.

WB – węzły boczne wykonać zgodnie z instrukcją montażu stropu.

## 8 poz. 8.0 Ściany fundamentowe

Ściany fundamentowe do wys. 30 cm nad terenem zaprojektowano z blozków betonowych C20/25 gr. 24 cm na zaprawie cem.-wap. M8,

## 9 poz. 9.0 Ławy fundamentowe

### 9.1 Warunki gruntowo-wodne

W dokumentowanym podłożu, w strefie rozpoznanej wykonanymi wierceniami badawczymi, występują utwory czwartorzędowe holoceńskie. występujące do głębokości 0,5-1,0 m ppt. Poniżej nasypów nawiercone zostały utwory rzeczne, wykształcone w postaci piasków drobnych.

Osady te występują do głębokości 1,4- 2,0 m ppt. Poniżej piasków nawiercone zostały osady zastoiskowe, wykształcone z postaci glin pylistych na pograniczu pyłów oraz glin. Osady te występują do głębokości 3,0-3,1 m ppt. Poniżej mułków nawiercone zostały piaski rzeczne średnioziarniste. Osadów tych nie przewiercono do głębokości 4,0 m ppt.

Woda podziemna występuje w piaszczystych osadach rzecznych. Zwierciadło wody ma charakter napięty. Poziom piezometryczny stabilizuje się na głębokości od 2,47 do 2,97 m, ppt. (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

Dokumentowany stan wody podziemnej należy uznać za zbliżony do średniego wieloletniego. Stany wysokie, które występować będą po

okresach długotrwałych, intensywnych opadów atmosferycznych oraz po obfitych wiosennych roztopach, charakteryzować się będą podwyższeniem statycznego zwierciadła wody w gruncie o 0,3-0,6 m. Woda gruntowa okresowo może pojawić się w górnych piaskach rzecznych zalegających na utworach nieprzepuszczalnych. Powyższe zapisy nie odnoszą się do stanów katastrofalnych (powodzi, długotrwałego wysokiego stanu wód płynących w rzece Wiśle). Wszystkie opisane grunty spoiste mają własności wysadzinowe, a ponadto grunty te mogą charakteryzować się podatnością na zmiany wilgotności, szczególnie w warunkach naruszenia ich naturalnej struktury i dodatkowego zawilgocenia (spoiste grunty zastoiskowe zastane w otworach wiertniczych się do nich zaliczają). Mogą wówczas ulegać znacznemu uplastycznieniu. Prace ziemne w tych gruntach muszą być prowadzone „na sucho”, tak aby nie spowodować niekorzystnych zmian w podłożu fundamentów. Wykopy należy chronić przed zalewaniem wodami opadowymi, a wodę pochodzącą z ewentualnych sączek w glinach zbierać drenażem roboczym, prowadzonym w dnie wykopu i odprowadzać na zewnątrz. Otwartych wykopów nie wolno pozostawiać na dłuższy okres, szczególnie zimowy, w czasie którego mogłoby nastąpić przemoczenie lub przemarznięcie gruntów (głębokość przemarzania wynosi 1,0 m). Wszystkie ewentualnie rozmoczone, przemarznęte, bądź naruszone partie gruntu wybrać narzędziami ręcznymi i zastąpić chudym betonem lub materiałem mineralnym niespoistym stabilizowanym cementem.

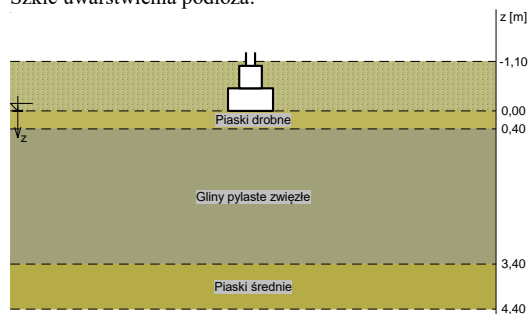
Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, projektowana inwestycja zalicza się do pierwszej kategorii geotechnicznej w prostych warunkach gruntowych (dotyczy okresu wykonywanych badań – wrzesień 2023 r.).

## 9.2 Założenia materiałowe

Lawy fundamentowe żelbetowe wylewane na mokro z betonu C25/30, (klasa ekspozycji XC2), zbrojone prętami ze stali A-III N (BST500S). Wykopy podawy należy prowadzić na głębokości warstwy nośnej. Rzędne warstw nośnych określa dokumentacja geologiczna badanego podłoża. Grubość warstw nasypowych (nienośnych) waha się w granicach od 0,50 cm – 1,00 m. Warstwę tą należy usunąć i zastąpić piaskiem posadzkowym ustabilizowanym do  $I_s = 0,98$ . Bezpośrednio podawy wykonać podkład z chudego betonu C8/10 gr. 10 cm.

## OPIS PODŁOŻA

Szkic uwarstwienia podłoża:



Zestawienie warstw podłoża

Nr	nazwa gruntu	h [m]	nawodniona	$\rho_o^{(n)}$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{f,min}$	$\gamma_{f,max}$	$\phi_a^{(n)}$ [°]	$c_u^{(n)}$ [kPa]	$M_0$ [kPa]	$M$ [kPa]
1	Piaski drobne	0,40	nie	1,65	0,90	1,10	27,81	0,00	74369	92961
2	Gliny pylaste zwięzłe	3,00	nie	1,90	0,90	1,10	15,17	25,91	24818	27573
3	Piaski średnie	1,00	nie	1,65	0,90	1,10	28,41	0,00	62736	69707

## DANE MATERIAŁOWE

Zasyпка:

Ciężar objętościowy: 20,0 kN/m<sup>3</sup>

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,max} = 1,20$

Parametry betonu:

Klasa betonu: C25/30 (B30) →  $f_{cd} = 16,67$  MPa,  $f_{ctd} = 1,20$  MPa,  $E_{cm} = 31,0$  GPa

Ciężar objętościowy  $\rho = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>

Maksymalny rozmiar kruszywa  $d_g = 16$  mm

Współczynniki obciążenia:  $\gamma_{f,min} = 0,90$ ;  $\gamma_{f,max} = 1,10$

Zbrojenie:

Klasa stali: A-IIIN (BST500S) →  $f_{yk} = 500$  MPa,  $f_{yd} = 420$  MPa,  $f_{tk} = 550$  MPa

Średnica prętów wzdłuż boku B  $\phi_B = 12$  mm

Średnica prętów wzdłuż boku L  $\phi_L = 12$  mm

Maksymalny rozstaw prętów  $\phi_L = 20,0$  cm

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia na podstawie fundamentu  $c_{nom} = 85$  mm

Nominalna grubość otulenia na bocznych powierzchniach  $c_{nom,b} = 25$  mm

## ZAŁOŻENIA

Współczynniki korekcyjne oporu granicznego podłoża:

- dla nośności pionowej  $m = 0,81$
- dla stateczności fundamentu na przesunięcie  $m = 0,72$
- dla stateczności na obrót  $m = 0,72$

Współczynnik kształtu przy wpływie zagłębienia na nośność podłoża:  $\beta = 1,50$

Współczynnik tarcia gruntu o podstawę fundamentu:  $f = 0,50$

Współczynniki redukcji spójności:

- przy sprawdzaniu przesunięcia: 0,50

Czas trwania robót: powyżej 1 roku ( $\lambda=1,00$ )

Stosunek wartości obc. obliczeniowych  $N$  do wartości obc. charakterystycznych  $N_k$   $N/N_k = 1,20$

### 9.2.1 poz. 9.1 Ława fundamentowa F-1

#### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 11,70 m $[19,000 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 11,70 \text{ m}]$	53,35	1,10	58,69
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 11,70 m $[19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 11,70 \text{ m}]$	6,67	1,30	8,67
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m $[23,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,24 \text{ m} \cdot 0,90 \text{ m}]$	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.1 $[4,45 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,65 \text{ m} \cdot 0,5]$	17,02	1,20	20,42
5.	Obc. z poz. 3.1 $[9,54 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,65 \text{ m} \cdot 0,5]$	36,49	1,20	43,79
	$\Sigma$ :	<b>118,50</b>	1,16	<b>137,03</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

$B = 1,00 \text{ m}$   $H = 0,40 \text{ m}$

$B_s = 0,20 \text{ m}$   $c_B = 0,00 \text{ m}$

Posadowienie fundamentu:

$D = 1,10 \text{ m}$   $D_{\min} = 1,10 \text{ m}$

Brak wody gruntowej w zasypce

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 369,8 \text{ kN/mb}$

$N_s = 161,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb}$  (53,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 77,9 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 77,9 \text{ kN/mb} = 56,1 \text{ kN/mb}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 77,88 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 77,9 \text{ kNm/mb} = 56,1 \text{ kNm/mb}$  (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,54 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,09 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,64 \text{ cm}$

$s = 0,64 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$  (63,8%)

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	161,0	161,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najniższej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	161,0	369,8	0,44	53,8	0,00	161,0	369,8	0,44	53,8

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najniższej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	155,8	0,0	77,9	0,00	0,0	0,00	155,8	0,0	77,9	0,00	0,0

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 14,7 \text{ kN/mb}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$

$N_{sd} = 14,7 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb}$  (4,0%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

### 9.2.2 poz. 9.2 Ława fundamentowa F-2



## zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1 [6,75kN/0,9m]	7,50	1,20	9,00
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>2</sup> ·4,53m <sup>2</sup> ·0,5]	10,08	1,20	12,10
6.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m <sup>2</sup> ·4,53m <sup>2</sup> ·0,5]	21,61	1,20	25,93
7.	Obc. z poz. 2.4.4 [20,42 kN/1,60m]	12,76	1,20	15,31
	$\Sigma$ :	<b>94,37</b>	1,16	<b>109,83</b>

## GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,90 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m c<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

## WYNIKI-PROJEKTOWANIE

## WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 324,8$  kN/mb $N_r = 131,1$  kN/mb <  $m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 324,8$  kN/mb = 263,1 kN/mb (49,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 63,2$  kN/mb $T_r = 0,0$  kN/mb <  $m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 63,2$  kN/mb = 45,5 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00$  kNm/mb, moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 56,89$  kNm/mb $M_o = 0,00$  kNm/mb <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 56,9$  kNm/mb = 41,0 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedlenie pierwotne  $s' = 0,45$  cm, wtórne  $s'' = 0,09$  cm, całkowite  $s = 0,54$  cm $s = 0,54$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm (53,7%)

Naprężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	145,7	145,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	131,1	324,8	0,40	49,8	0,00	131,1	324,8	0,40	49,8

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	126.4	0.0	63.2	0.00	0.0	0.00	126.4	0.0	63.2	0.00	0.0

## OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 6,0$  kN/mbNośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8$  kN/mb $N_{sd} = 6,0$  kN/mb <  $N_{Rd} = 370,8$  kN/mb (1,6%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,90$  cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12$  mm co 20,0 cm o  $A_s = 5,65$  cm<sup>2</sup>/mb

## 9.2.3 poz. 9.3 Ława fundamentowa F-3

## zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m·(4,53m+1,75m)·0,5]	13,97	1,20	16,76
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m·(4,53m+1,75m)·0,5]	29,96	1,20	35,95
6.	Obc. z poz. 2.4.4 [33,88 kN/1,60m]	21,18	1,20	25,42
	Σ:	<b>107,53</b>	1,17	<b>125,63</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 369,8$  kN/mb $N_r = 149,0$  kN/mb <  $m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 369,8$  kN/mb = 299,5 kN/mb (49,8%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 71,9$  kN/mb $T_r = 0,0$  kN/mb <  $m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 71,9$  kN/mb = 51,8 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00$  kNm/mb, moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 71,88$  kNm/mb $M_o = 0,00$  kNm/mb <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 71,9$  kNm/mb = 51,8 kNm/mb (0,0%)

Osiedlanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedlanie pierwotne  $s' = 0,50$  cm, wtórne  $s'' = 0,09$  cm, całkowite  $s = 0,59$  cm $s = 0,59$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm (59,0%)

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,0	149,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	149,0	369,8	0,40	49,8	0,00	149,0	369,8	0,40	49,8

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	143,8	0,0	71,9	0,00	0,0	0,00	143,8	0,0	71,9	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 13,6$  kN/mbNośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8$  kN/mb $N_{Sd} = 13,6$  kN/mb <  $N_{Rd} = 370,8$  kN/mb (3,7%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,18$  cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o  $A_s = 5,65$  cm<sup>2</sup>/mb9.2.4 **poz. 9.4 Ława fundamentowa F-4****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
----	-----------------	--------------------	------------	-------------------

1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>2</sup> ·(6,76m+1,75m)·0,5]	18,93	1,20	22,72
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m <sup>2</sup> ·(6,76m+1,75m)·0,5]	40,59	1,20	48,71
6.	Obc. z poz. 2.4.2 [81,58 kN/1,60m]	50,99	1,20	61,19
	Σ:	<b>152,93</b>	1,18	<b>180,11</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,10 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 416,6 kN/mbN<sub>r</sub> = 206,8 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·416,6 kN/mb = 337,4 kN/mb (61,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 100,5 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·100,5 kN/mb = 72,3 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>ob,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>ub,2</sub> = 110,52 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·110,5 kNm/mb = 79,6 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiedlenie pierwotne s' = 0,69 cm, wtórne s'' = 0,10 cm, całkowite s = 0,80 cm

s = 0,80 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (79,5%)

Napężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	188,0	188,0	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	206,8	416,6	0,50	61,3	0,00	206,8	416,6	0,50	61,3

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia												w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]						
1	201.0	0.0	100.5	0.00	0.0	0.00	201.0	0.0	100.5	0.00	0.0						

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 26,5 kN/mbNośność na przebicie N<sub>Rd</sub> = f<sub>ctd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 370,8 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 26,5 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 370,8 kN/mb (7,2%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 1,85 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb**9.2.5 poz. 9.5 ława fundamentowa F-5****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1 [6,75kN/0,90m]	11,25	1,20	13,50

2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>2</sup> ·(6,76m)·0,5]	15,04	1,20	18,05
6.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m <sup>2</sup> ·(6,76m)·0,5]	32,25	1,20	38,70
7.	Obc. z poz. 2.4.2 [79,40 kN/1,60m] [49,630kN/m]	49,63	1,20	59,56
	Σ:	<b>150,59</b>	1,18	<b>177,30</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,10 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 416,6 kN/mbN<sub>r</sub> = 204,0 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·416,6 kN/mb = 337,4 kN/mb (60,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 99,1 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·99,1 kN/mb = 71,3 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 108,98 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·109,0 kNm/mb = 78,5 kNm/mb (0,0%)

Osiedlenie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiedlenie pierwotne s' = 0,68 cm, wtórne s'' = 0,10 cm, całkowite s = 0,78 cm

s = 0,78 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (78,5%)

Naprężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	185,5	185,5	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	204,0	416,6	0,49	60,5	0,00	204,0	416,6	0,49	60,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	198.1	0.0	99.1	0.00	0.0	0.00	198.1	0.0	99.1	0.00	0.0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 26,2 kN/mbNośność na przebicie N<sub>Rd</sub> = f<sub>ctd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 370,8 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 26,2 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 370,8 kN/mb (7,1%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 1,83 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb**9.2.6 poz. 9.6 Ława fundamentowa F-6****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62

2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>3</sup> ·4,42m·0,5]	9,83	1,20	11,80
5.	Obc. z poz. 3.1 [9,54kN/m <sup>3</sup> ·(4,42m+2,96m)·0,5]	35,20	1,20	42,24
	Σ:	<b>87,45</b>	1,16	<b>101,53</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,80 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 281,6 kN/mbN<sub>r</sub> = 120,1 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·281,6 kN/mb = 228,1 kN/mb (52,6%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 58,0 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·58,0 kN/mb = 41,8 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 46,40 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·46,4 kNm/mb = 33,4 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiedanie pierwotne s' = 0,43 cm, wtórne s'' = 0,08 cm, całkowite s = 0,51 cm

s = 0,51 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (50,9%)

Napężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	150,1	150,1	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	120,1	281,6	0,43	52,6	0,00	120,1	281,6	0,43	52,6

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	116,0	0,0	58,0	0,00	0,0	0,00	116,0	0,0	58,0	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 0,70 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb**9.2.7 poz. 9.7 Ława fundamentowa F-7****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>3</sup> ·(3,80m+2,84m)·0,5]	14,77	1,20	17,72
5.	Obc. z poz. 3.2 [9,54kN/m <sup>3</sup> ·(3,80m+2,84m)·0,5]	31,67	1,20	38,00

6.	Obc. z poz. 2.4.2 [40,80 kN/1,60m]	25,50	1,20	30,60
	Σ:	<b>114,36</b>	1,17	<b>133,82</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m c<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 369,8 kN/mbN<sub>r</sub> = 157,8 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·369,8 kN/mb = 299,5 kN/mb (52,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 76,3 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·76,3 kN/mb = 54,9 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>uB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 76,27 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·76,3 kNm/mb = 54,9 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne s' = 0,53 cm, wtórne s'' = 0,09 cm, całkowite s = 0,63 cm

s = 0,63 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (62,5%)

Napężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	157,8	157,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najniższej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	157,8	369,8	0,43	52,7	0,00	157,8	369,8	0,43	52,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najniższej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	152,5	0,0	76,3	0,00	0,0	0,00	152,5	0,0	76,3	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 14,4 kN/mbNośność na przebicie N<sub>Rd</sub> = f<sub>cid</sub>·b<sub>m</sub>·d = 370,8 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 14,4 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 370,8 kN/mb (3,9%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 1,25 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb**9.2.8 poz. 9.8 Ława fundamentowa F-8****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 3.2 [9,54kN/m <sup>3</sup> ·(3,26m+3,26m)·0,5]	31,10	1,20	37,32
	Σ:	<b>73,52</b>	1,15	<b>84,81</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,70 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 240,2 kN/mbN<sub>r</sub> = 100,6 kN/mb < m · Q<sub>RN</sub> = 0,81 · 240,2 kN/mb = 194,5 kN/mb (51,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 48,6 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m · Q<sub>RT</sub> = 0,72 · 48,6 kN/mb = 35,0 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 34,01 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m · M<sub>u</sub> = 0,72 · 34,0 kNm/mb = 24,5 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiedzenie pierwotne s' = 0,37 cm, wtórne s'' = 0,07 cm, całkowite s = 0,44 cm

s = 0,44 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (44,1%)

Napężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	143,7	143,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	100,6	240,2	0,42	51,7	0,00	100,6	240,2	0,42	51,7

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	97,2	0,0	48,6	0,00	0,0	0,00	97,2	0,0	48,6	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 0,48 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb

## 9.2.9 poz. 9.9 Ława fundamentowa F-9

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> · 0,24m · 7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> · 0,03m · 7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> · 0,24m · 0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>2</sup> · (2,14m + 2,09m) · 0,5]	9,41	1,20	11,29
5.	Obc. z poz. 3.3 [9,54kN/m <sup>2</sup> · (2,14m + 2,09m) · 0,5]	20,18	1,20	24,22
6.	Obc. z poz. 2.4.2 [40,80 kN/1,60m]	25,50	1,20	30,60
	Σ:	<b>97,51</b>	1,17	<b>113,60</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,90 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RN</sub> = 324,8 kN/mbN<sub>r</sub> = 134,9 kN/mb < m·Q<sub>RN</sub> = 0,81·324,8 kN/mb = 263,1 kN/mb (51,3%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża Q<sub>RT</sub> = 65,1 kN/mbT<sub>r</sub> = 0,0 kN/mb < m·Q<sub>RT</sub> = 0,72·65,1 kN/mb = 46,9 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający M<sub>oB,2</sub> = 0,00 kNm/mb, moment utrzymujący M<sub>uB,2</sub> = 58,59 kNm/mbM<sub>o</sub> = 0,00 kNm/mb < m·M<sub>u</sub> = 0,72·58,6 kNm/mb = 42,2 kNm/mb (0,0%)

Osiedlenie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiedlenie pierwotne s' = 0,46 cm, wtórne s'' = 0,09 cm, całkowite s = 0,55 cm

s = 0,55 cm < s<sub>dop</sub> = 1,00 cm (55,3%)

Napężenia:

Nr	typ	σ <sub>1</sub> [kPa]	σ <sub>2</sub> [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,8	149,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]		z [m]	N [kN/mb]	Q <sub>RN</sub> [kN/mb]	m <sub>N</sub>	[%]
1	134,9	324,8	0,42	51,3		0,00	134,9	324,8	0,42	51,3

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	130,2	0,0	65,1	0,00	0,0	0,00	130,2	0,0	65,1	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca N<sub>Sd</sub> = (g+q)<sub>max</sub>·A = 6,1 kN/mbNośność na przebicie N<sub>Rd</sub> = f<sub>ctd</sub>·b<sub>m</sub>·d = 370,8 kN/mbN<sub>Sd</sub> = 6,1 kN/mb < N<sub>Rd</sub> = 370,8 kN/mb (1,7%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne A<sub>s</sub> = 0,93 cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o A<sub>s</sub> = 5,65 cm<sup>2</sup>/mb**9.2.10 poz. 9.10 Ława fundamentowa F-10****zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	γ <sub>f</sub>	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>2</sup> ·4,53m·0,5]	10,08	1,20	12,10
5.	Obc. z poz. 3.2 [9,54kN/m <sup>2</sup> ·4,53m·0,5]	21,61	1,20	25,93
6.	Obc. z poz. 4.2	11,43	1,20	13,72
	Σ:	<b>85,54</b>	1,16	<b>99,24</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,80 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m



Brak wody gruntowej w zasypce

## WYNIKI-PROJEKTOWANIE

### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 281,6 \text{ kN/mb}$

$N_r = 117,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 281,6 \text{ kN/mb} = 228,1 \text{ kN/mb} \text{ (51,6\%)}$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 56,9 \text{ kN/mb}$

$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 56,9 \text{ kN/mb} = 40,9 \text{ kN/mb} \text{ (0,0\%)}$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 45,48 \text{ kNm/mb}$

$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 45,5 \text{ kNm/mb} = 32,7 \text{ kNm/mb} \text{ (0,0\%)}$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,42 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,08 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,50 \text{ cm}$

$s = 0,50 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \text{ (49,9\%)}$

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	147,2	147,2	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	117,8	281,6	0,42	51,6	0,00	117,8	281,6	0,42	51,6

Nośność pozioma podłoża:

	w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	Q <sub>RT</sub> [kN/mb]	m <sub>T</sub>	[%]
1	113.7	0.0	56.9	0.00	0.0	0.00	113.7	0.0	56.9	0.00	0.0

### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,69 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### 9.2.11 poz. 9.11 Ława fundamentowa F-11

#### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.2 [5,60kN/0,90m]	9,33	1,20	11,20
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
5.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m*(3,18m)*0,5]	7,08	1,20	8,50
6.	Obc. z poz. 4.1 [42,50 kN/1,60m]	26,56	1,20	31,87
7.	Obc. z poz. 4.1 [35,73 kN/1,60m]	22,33	1,20	26,80
	<b>Σ:</b>	<b>107,72</b>	<b>1,17</b>	<b>125,85</b>

### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 1,00 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

## WYNIKI-PROJEKTOWANIE

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 369,8 \text{ kN/mb}$  $N_r = 149,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb} \quad (50,0\%)$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 72,3 \text{ kN/mb}$  $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 72,3 \text{ kN/mb} = 52,0 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 72,28 \text{ kNm/mb}$  $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 72,3 \text{ kNm/mb} = 52,0 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$ 

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,50 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,09 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,59 \text{ cm}$  $s = 0,59 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (59,3\%)$ 

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	149,8	149,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	149,8	369,8	0,41	50,0	0,00	149,8	369,8	0,41	50,0

Nośność pozioma podłoża:

	w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{\text{RT}}$ [kN/mb]	$m_{\text{r}}$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{\text{RT}}$ [kN/mb]	$m_{\text{r}}$	[%]
1	144,6	0,0	72,3	0,00	0,0	0,00	144,6	0,0	72,3	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{Sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 13,6 \text{ kN/mb}$ Nośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8 \text{ kN/mb}$  $N_{Sd} = 13,6 \text{ kN/mb} < N_{Rd} = 370,8 \text{ kN/mb} \quad (3,7\%)$ 

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,19 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ 

## 9.2.12 poz. 9.12 Ława fundamentowa F-12

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.2 [5,60kN/0,90m]	9,33	1,20	11,20
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
	<b>Σ:</b>	<b>51,75</b>	<b>1,13</b>	<b>58,69</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE**

**WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 200,5 \text{ kN/mb}$  $N_r = 71,7 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 200,5 \text{ kN/mb} = 162,4 \text{ kN/mb} \quad (44,2\%)$ 

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 34,5 \text{ kN/mb}$  $T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 34,5 \text{ kN/mb} = 24,8 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$ 

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 20,67 \text{ kNm/mb}$  $M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 20,7 \text{ kNm/mb} = 14,9 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$ 

Osiedlanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedlanie pierwotne  $s' = 0,26 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,07 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,33 \text{ cm}$  $s = 0,33 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (32,5\%)$ 

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	119,6	119,6	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	71,7	200,5	0,36	44,2	0,00	71,7	200,5	0,36	44,2

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	68,9	0,0	34,5	0,00	0,0	0,00	68,9	0,0	34,5	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ 

## 9.2.13 poz. 9.13 Ława fundamentowa F-13

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Obc. z poz. 1.1[51,67kN/1,60m]	32,29	1,20	38,75
2.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
3.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
4.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
	$\Sigma$ :	<b>74,71</b>	1,15	<b>86,24</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,70 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 240,2 \text{ kN/mb}$  $N_r = 102,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 240,2 \text{ kN/mb} = 194,5 \text{ kN/mb} \quad (52,5\%)$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rt} = 49,3$  kN/mb

$T_r = 0,0$  kN/mb <  $m \cdot Q_{Rt} = 0,72 \cdot 49,3$  kN/mb = 35,5 kN/mb (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00$  kNm/mb, moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 34,51$  kNm/mb

$M_o = 0,00$  kNm/mb <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 34,5$  kNm/mb = 24,8 kNm/mb (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,37$  cm, wtórne  $s'' = 0,07$  cm, całkowite  $s = 0,45$  cm

$s = 0,45$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm (44,8%)

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	145,8	145,8	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{Rn}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{Rn}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	102,0	240,2	0,42	52,5	0,00	102,0	240,2	0,42	52,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{Rt}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{Rt}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	98,6	0,0	49,3	0,00	0,0	0,00	98,6	0,0	49,3	0,00	0,0

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,49$  cm<sup>2</sup>/mb

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12$  mm co 20,0 cm o  $A_s = 5,65$  cm<sup>2</sup>/mb

9.2.14 poz. 9.14 Ława fundamentowa F-14

#### zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·7,30m]	33,29	1,10	36,62
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 7,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·7,30m]	4,16	1,30	5,41
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 3.3 [9,54kN/m*1,76m*0,5] [8,400kN/m]	8,40	1,20	10,08
	Σ:	<b>50,82</b>	1,13	<b>57,57</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

#### WYNIKI-PROJEKTOWANIE

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rn} = 200,5$  kN/mb

$N_r = 70,6$  kN/mb <  $m \cdot Q_{Rn} = 0,81 \cdot 200,5$  kN/mb = 162,4 kN/mb (43,5%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rt} = 33,9$  kN/mb

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{IT} = 0,72 \cdot 33,9 \text{ kN/mb} = 24,4 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 20,34 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 20,3 \text{ kNm/mb} = 14,6 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Osiadanie pierwotne  $s' = 0,25 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,07 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,32 \text{ cm}$

$$s = 0,32 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (32,0\%)$$

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	117,7	117,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{IN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{IN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	70,6	200,5	0,35	43,5	0,00	70,6	200,5	0,35	43,5

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{IT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{IT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	67,8	0,0	33,9	0,00	0,0	0,00	67,8	0,0	33,9	0,00	0,0

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebiecie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebiecie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,27 \text{ cm}^2/\text{mb}$

Przyjęto konstrukcyjnie  $\phi 12 \text{ mm co } 20,0 \text{ cm}$  o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### 9.2.15 poz. 9.15 Ława fundamentowa F-15

zestawienie oddziaływań kN/m

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 10,30 m [19,0N/m <sup>3</sup> ·0,24m·10,30m]	46,97	1,10	51,67
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 10,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·10,30m]	5,87	1,30	7,63
3.	Ściany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
	Σ:	<b>57,81</b>	1,12	<b>64,77</b>

#### GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna**

B = 0,60 m H = 0,40 m

B<sub>s</sub> = 0,20 m e<sub>B</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

#### WYNIKI-PROJEKTOWANIE

#### WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{IN} = 200,5 \text{ kN/mb}$

$$N_r = 77,8 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{IN} = 0,81 \cdot 200,5 \text{ kN/mb} = 162,4 \text{ kN/mb} \quad (47,9\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**

Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{IT} = 37,5 \text{ kN/mb}$

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{IT} = 0,72 \cdot 37,5 \text{ kN/mb} = 27,0 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{uB,2} = 22,50 \text{ kNm/mb}$

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 22,5 \text{ kNm/mb} = 16,2 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,29 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,07 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,35 \text{ cm}$ 

$$s = 0,35 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (35,4\%)$$

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	129,7	129,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{RN}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	77,8	200,5	0,39	47,9	0,00	77,8	200,5	0,39	47,9

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{RT}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	75,0	0,0	37,5	0,00	0,0	0,00	75,0	0,0	37,5	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

dla fundamentu o zadanych wymiarach nie trzeba sprawdzać nośności na przebicie

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 0,29 \text{ cm}^2/\text{mb}$ Przyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{mb}$ 

## 9.2.16 poz. 9.16 Ława fundamentowa F-16

**zestawienie oddziaływań kN/m**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	Mur z cegły (cegła wapienno-piaskowa (silikat), pełna) grub. 24 cm i szer. 11,30 m [19,000kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·11,30m]	51,53	1,10	56,68
2.	Warstwa cementowo-wapienna grub. 3 cm i szer. 11,30 m [19,0kN/m <sup>3</sup> ·0,03m·11,30m]	6,44	1,30	8,37
3.	Sciany fundamentowe grub. 24 cm i szer. 0,90 m [23,0kN/m <sup>3</sup> ·0,24m·0,90m]	4,97	1,10	5,47
4.	Obc. z poz. 2.3 [4,45kN/m <sup>3</sup> ·(3,18m)·0,5]	7,08	1,20	8,50
5.	Obc. z poz. 4.2 [42,50 kN/1,60m] [26,560kN/m]	26,56	1,20	31,87
6.	Obc. z poz. 4.2 [35,73 kN/1,60m] [22,330kN/m]	22,33	1,20	26,80
	Σ:	<b>118,91</b>	1,16	<b>137,69</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **ława prostokątna** $B = 1,00 \text{ m}$   $H = 0,40 \text{ m}$  $B_s = 0,20 \text{ m}$   $e_B = 0,00 \text{ m}$ 

Posadowienie fundamentu:

 $D = 1,10 \text{ m}$   $D_{min} = 1,10 \text{ m}$ 

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RN} = 369,8 \text{ kN/mb}$ 

$$N_r = 155,7 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 369,8 \text{ kN/mb} = 299,5 \text{ kN/mb} \quad (52,0\%)$$

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 75,2 \text{ kN/mb}$ 

$$T_r = 0,0 \text{ kN/mb} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 75,2 \text{ kN/mb} = 54,1 \text{ kN/mb} \quad (0,0\%)$$

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{ob,2} = 0,00 \text{ kNm/mb}$ , moment utrzymujący  $M_{ub,2} = 75,20 \text{ kNm/mb}$ 

$$M_o = 0,00 \text{ kNm/mb} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 75,2 \text{ kNm/mb} = 54,1 \text{ kNm/mb} \quad (0,0\%)$$

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,52 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,09 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,62 \text{ cm}$ 

$$s = 0,62 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm} \quad (61,7\%)$$

Napężenia:

Nr	typ	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	C [m]	C/C'
1	D	155,7	155,7	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN/mb]	$Q_{Rn}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	$Q_{Rn}$ [kN/mb]	$m_N$	[%]
1	155,7	369,8	0,42	52,0	0,00	155,7	369,8	0,42	52,0

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{Rt}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN/mb]	T [kN/mb]	$Q_{Rt}$ [kN/mb]	$m_T$	[%]
1	150,4	0,0	75,2	0,00	0,0	0,00	150,4	0,0	75,2	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{max} \cdot A = 14,2$  kN/mbNośność na przebicie  $N_{Rd} = f_{ctd} \cdot b_m \cdot d = 370,8$  kN/mb $N_{sd} = 14,2$  kN/mb <  $N_{Rd} = 370,8$  kN/mb (3,8%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 1,23$  cm<sup>2</sup>/mbPrzyjęto konstrukcyjnie **φ12 mm co 20,0 cm** o  $A_s = 5,65$  cm<sup>2</sup>/mb

9.2.17 poz. 9.17 Ława fundamentowa S-1

**zestawienie oddziaływań kN**

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z p[oz. 6.2 [470,380kN]	470,38	1,20	564,46
	Σ:	<b>470,38</b>	1,20	<b>564,46</b>

**GEOMETRIA FUNDAMENTU**

Wymiary fundamentu :

Typ: **stopa prostopadłościenna**

B = 1,40 m      L = 1,40 m      H = 0,40 m  
 B<sub>s</sub> = 0,60 m      L<sub>s</sub> = 0,24 m      e<sub>B</sub> = 0,00 m      e<sub>L</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m      D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **z = 0,40 m**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rn} = 1508,8$  kN $N_r = 632,4$  kN <  $m \cdot Q_{Rn} = 0,81 \cdot 1508,8$  kN = 1222,1 kN (51,7%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{Rt} = 302,1$  kN $T_r = 0,0$  kN <  $m \cdot Q_{Rt} = 0,72 \cdot 302,1$  kN = 217,5 kN (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oB,2-3} = 0,00$  kNm, moment utrzymujący  $M_{uB,2-3} = 422,99$  kNm $M_o = 0,00$  kNm <  $m \cdot M_u = 0,72 \cdot 423,0$  kNm = 304,6 kNm (0,0%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiedanie pierwotne  $s' = 0,83$  cm, wtórne  $s'' = 0,07$  cm, całkowite  $s = 0,89$  cm $s = 0,89$  cm <  $s_{dop} = 1,00$  cm (89,3%)

Napężenia:

Nr	ty p	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_4$ [kPa]	C [m]	C/C'	a <sub>L</sub> [m]	a <sub>P</sub> [m]
1	D	314,1	314,1	314,1	314,1	--	--	--	--

Nośność pionowa podłoża:



	w poziomie posadowienia				w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	Q <sub>RN</sub> [kN]	m <sub>N</sub>	[%]	z [m]	N [kN]	Q <sub>RN</sub> [kN]	m <sub>N</sub>	[%]
1	615,7	1575,0	0,39	48,3	0,40	632,4	1508,8	0,42	51,7

Nośność pozioma podłoża:

Rzeczne pozioma podłoża:											
	w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN]	T [kN]	Q <sub>RT</sub> [kN]	m <sub>T</sub>	[%]	z [m]	N [kN]	T [kN]	Q <sub>RT</sub> [kN]	m <sub>T</sub>	[%]
1	604.3	0.0	302.1	0.00	0.0	0.00	604.3	0.0	302.1	0.00	0.0

#### OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Pole powierzchni wielokąta  $A = 0,38 \text{ m}^2$

Siła przebijająca  $N_{sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 118,9 \text{ kN}$

Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 328,3 \text{ kN}$

$N_{sd} = 118,9 \text{ kN} < N_{Rd} = 328,3 \text{ kN} \quad (36,2\%)$

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 4,61 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**

Zbrojenie potrzebne  $A_s = 7,28 \text{ cm}^2$

Przyjęto konstrukcyjnie **8 prętów  $\phi 12 \text{ mm}$**  o  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

#### 10 poz. 10.0 Szyb windy

**Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1), zbrojone w postaci siatki z prętami  $\Phi 8$  o oczkach  $20 \times 20 \text{ cm}$  ze stali A-IIIIN (BST500S) Grubość ścian  $20 \text{ cm}$ .**

Dostarczona stal zbrojeniowa powinna być na budowie składowana na placu magazynowym, na podkładach drewnianych (rozstawionych  $2,0\text{--}2,5 \text{ m}$ ) bądź przenośnych stojakach, pod zadaszeniem. Nie wolno układać stali pośrednio na gruncie. Pręty zbrojeniowe należy segregować według klas i gatunków, średnicy i długości.

Przygotowanie i obróbka zbrojenia obejmuje takie czynności jak czyszczenie, prostowanie, cięcie, gięcie i montaż. Zbrojenie powinno być oczyszczone, aby zapewnić dobrą współpracę betonu i stali w konstrukcji. Należy więc usunąć z powierzchni prętów zanieczyszczenia smarami, farbą olejną itp.

Oczyszczone i wyprostowane pręty tną się na odcinki długości wynikającej z projektu. Pocięte pręty są następnie wyginane zgodnie z rysunkami zbrojenia podanymi w projekcie. Pręty można wyginać ręcznie kluczem zbrojarskim, wykorzystując trzpienie zamocowane w blacie stołu zbrojarskiego lub za pomocą giętarek ręcznych lub mechanicznych. Wygięte pręty zbrojeniowe i strzemiona montuje się bezpośrednio w deskowaniu lub przygotowuje w postaci szkieletów zbrojeniowych.

Zbrojenia należy układać po sprawdzeniu i odbiorze deskowań przez inspektora budowy. Zbrojenie można układać od razu w deskowaniu. Na ustawionej jednej stronie deskowania wyznacza się rozstaw prętów. Ustawia się pręty pionowe, a następnie, poczynając od spodu, łączy z nimi pręty poziome. Pionowe pręty ścian i słupów przywiązuje się do prętów wystających z fundamentu lub poprzedniej kondygnacji. Długość zakładu powinna być zgodna z projektem. Zbrojenie przed zabetonowaniem należy przedstawić inspektorowi budowy i uzyskać jego pozwolenie na wykonywanie dalszych prac. Zbrojenie powinno być tak usytuowane, aby nie uległo uszkodzeniom i przemieszczeniom podczas układania i zagęszczania mieszanki betonowej. Do stabilizacji zbrojenia w deskowaniu, w celu zapewnienia wymaganego otulenia prętów betonem, stosuje się różnego rodzaju wkładki i podkładki dystansowe (z zaprawy, stali, tworzyw sztucznych).

Zbrojenie powinno być połączone drutem wiązkowym w sztywny szkielet. Obecnie szkielety zbrojeniowe przygotowuje się najczęściej poza placem budowy i gotowe umieszcza się w deskowaniu. Zbrojenie przed betonowaniem powinno być skontrolowane. Kontrola ta polega na sprawdzeniu zgodności ułożonego zbrojenia z projektem oraz wymaganiami norm. Sprawdza się wymiary zbrojenia, jego usytuowanie (w tym grubość otuliny), rozstaw strzemion, położenie złączy, długość zakotwienia itp. Odbiór zbrojenia i zezwolenie na betonowanie należy odnotować w dzienniku budowy.

Mieszkankę betonową układa się po sprawdzeniu deskowań i rusztowań oraz zbrojenia elementów. Skład mieszanki powinien być zgodny z opracowaną receptą roboczą. Jednym z najważniejszych problemów podczas układania mieszanki jest niedopuszczenie do rozsegregowania jej składników. Dlatego wysokość swobodnego zrzucania mieszanki o konsystencji gęstoplastycznej nie powinna przekraczać  $3 \text{ m}$ . Im mieszanka jest bardziej ciekła, tym łatwiej rozsegregowuje się. Dlatego mieszanka ciekła powinna być układana przy użyciu rynien lub rur i tak, aby wysokość jej swobodnego opadania nie przekraczała  $50 \text{ cm}$ .

Elementy betonuje się poziomymi warstwami ciągłymi. Ułożona mieszanka betonowa być zagęszczona za pomocą wibratorów wgnębných. Gdy cała powierzchnia wibrowanej mieszanki pokryje się zaczynem cementowym, wibrowanie można zakończyć. Buława nie powinna dotykać deskowania ani zbrojenia.

Powierzchnia betonu w miejscu przerwy roboczej powinna być prostopadła do kierunku naprężeń głównych. Powierzchnię tę należy starannie przygotować do połączenia betonu stwardniałego z betonem nowym. Wymaga to usunięcia z powierzchni stwardniałego betonu luźnych okruszków betonu oraz warstwy szklia cementowego i przepłukania wodą.

Dojrzwający beton należy pielęgnować:

- Chronić jego odsłonięte powierzchnie przed szkodliwym działaniem czynników atmosferycznych, szczególnie wiatru i promieni słonecznych (mrozu),
- Utrzymywać w stałej wilgotności – siedem dni w przypadku cementu portlandzkiego,

#### Obciążenie zabetonowanej konstrukcji przez ludzi, lekki sprzęt transportowy i deskowanie

Dopuszcza się po osiągnięciu przez beton wytrzymałości co najmniej  $2,5 \text{ MPa}$ , pod warunkiem, że odkształcenie deskowania nie spowoduje rys i uszkodzeń w niedojrzałym betonie.

#### 10.1 poz. 10.1 Płyta nadszymbia

**Zaprojektowano płytę żelbetową wylewaną na mokro z betonu C20/25 zbrojone prętami  $\Phi 10$  ze stali A-IIIIN (BST500S) co  $20 \text{ cm}$ , Grubość płyty  $15 \text{ cm}$ . Klasa ekspozycji betonu XC1**



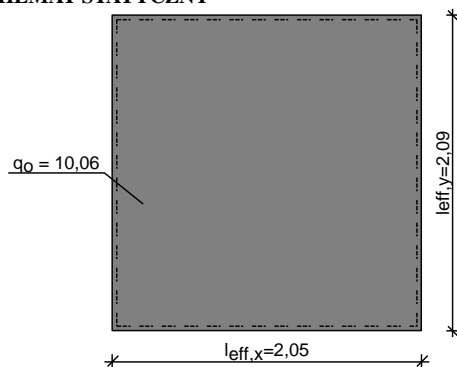
Wentylację szybu należy wykonać w następujący sposób :

- w płycie nadszybia należy wykonać otwór  $\varnothing 200$  mm.
- min. pow. otworu wentylacyjnego  $290 \text{ cm}^2$
- przewód wentylacyjny wyprowadzić ponad dach.

#### Zestawienie oddziaływań $\text{kN/m}^2$

Lp.	Opis obciążenia	Obc.char.	$\gamma_f$	Obc.obl.
1.	Wełna mineralna w płytach twardych grub. 25 cm [2,0kN/m <sup>3</sup> ·0,25m]	0,50	1,20	0,60
2.	Folia paroprzepuszczalna	0,05	1,30	0,07
3.	Papa na podłożu betonowym posypana żwirkiem, podwójnie	0,15	1,30	0,19
4.	Obc. od podwieszenia [10kN/(1,94/1,90)]	3,21	1,30	4,17
5.	Obciążenie montażowe (dla konstrukcji żelbetowych i prefabrykowanych) [0,750kN/m <sup>2</sup> ]	0,75	1,20	0,90
6.	Płyta żelbetowa grub.15 cm	3,75	1,10	4,13
	$\Sigma$ :	8,41	1,20	10,06

#### SCHEMAT STATYCZNY



Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff},x} = 2,05 \text{ m}$

Rozpiętość obliczeniowa płyty  $l_{\text{eff},y} = 2,09 \text{ m}$

Grubość płyty **15,0 cm**

#### WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

Kierunek x:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{Sdx,p}} = 1,60 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Skx}} = 1,34 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Skx,lt}} = 1,34 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y)  $Q_{\text{ox,max}} = 10,31 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi y)  $Q_{\text{ox}} = 6,57 \text{ kN/m}$

Kierunek y:

Moment przęsłowy obliczeniowy  $M_{\text{Sdy}} = 1,54 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny  $M_{\text{Sky}} = 1,29 \text{ kNm/m}$

Moment przęsłowy charakterystyczny długotrwały  $M_{\text{Sky,lt}} = 1,29 \text{ kNm/m}$

Maksymalne oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x)  $Q_{\text{oy,max}} = 10,31 \text{ kN/m}$

Zastępcze oddziaływanie podporowe (wzdłuż krawędzi x)  $Q_{\text{oy}} = 6,44 \text{ kN/m}$

#### DANE MATERIAŁOWE

Parametry betonu:

Klasa betonu **C20/25 (B25)**  $\rightarrow f_{\text{cd}} = 13,33 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{ctd}} = 1,00 \text{ MPa}$ ,  $E_{\text{cm}} = 30,0 \text{ GPa}$

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

Wilgotność środowiska  $\text{RH} = 50\%$

Wiek betonu w chwili obciążenia 28 dni

Współczynnik pełzania (obliczono)  $\phi = 3,01$

Zbrojenie główne:

Klasa stali **A-IIIN (BST500S)**  $\rightarrow f_{\text{yk}} = 500 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{yd}} = 420 \text{ MPa}$ ,  $f_{\text{tk}} = 550 \text{ MPa}$

Średnica prętów w przęsle w kierunku x  $\phi_{\text{d,x}} = 8 \text{ mm}$

Średnica prętów w przęsle w kierunku y  $\phi_{\text{d,y}} = 8 \text{ mm}$

Otulenie:

Nominalna grubość otulenia prętów z góry płyty  $c_{\text{nom,g}} = 15 \text{ mm}$

Nominalna grubość otulenia prętów z dołu płyty  $c_{\text{nom,d}} = 15 \text{ mm}$

#### ZAŁOŻENIA

Sytuacja obliczeniowa: trwała

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

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

#### WYMIAROWANIE wg PN-B-03264:2002 (metoda uproszczona)

Kierunek x:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,70 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 8$  co **20,0 cm** o  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,19\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd,x} = 1,60 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,x} = 13,41 \text{ kNm/mb}$  (11,9%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Skx}$ )

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd,x} = 10,31 \text{ kN/mb} < V_{Rd,x} = 83,41 \text{ kN/mb}$  (12,4%)

Kierunek y:

Przęsło:

Zbrojenie potrzebne (war. konstrukcyjny)  $A_s = 1,60 \text{ cm}^2/\text{mb}$ . Przyjęto  $\phi 8$  co **20,0 cm** o  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{mb}$  ( $\rho = 0,20\%$ )

Warunek nośności na zginanie:  $M_{sd,y} = 1,54 \text{ kNm/mb} < M_{Rd,y} = 12,57 \text{ kNm/mb}$  (12,3%)

Szerokość rys prostopadłych: rysy nie wyznaczono ( $M_{cr} > M_{Sky}$ )

Podpora:

Warunek nośności na ścinanie:  $V_{sd,y} = 10,31 \text{ kN/mb} < V_{Rd,y} = 78,90 \text{ kN/mb}$  (13,1%)

Ugięcie całkowite płyty:

Maksymalne ugięcie od  $M_{Sk,lt}$ :  $a(M_{Sk,lt}) = 0,26 \text{ mm} < a_{lim} = 10,25 \text{ mm}$  (2,6%)

## 10.2 poz. 10.2 Ściany szybu

Zaprojektowano ściany szybu windy żelbetowe gr. 20 cm wylewane na mokro z betonu C20/25 (klasa ekspozycji XC1, zbrojone w postaci siatki z prętami  $\Phi 8$  o oczkach  $20 \times 20 \text{ cm}$  ze stali A-IIIIN (BST500S).

## 10.3 poz. 10.3 Płyta podszycia

Zaprojektowano płytę podszycia żelbetową wylewaną na mokro z betonu C25/30 (klasa ekspozycji XC2), zbrojone w postaci siatki z prętami  $\Phi 16$  o oczkach  $15 \times 15 \text{ cm}$  ze stali A-IIIIN (BST500S) Grubość płyty 45 cm.

### zestawienie oddziaływań kN - szyb windy

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN	$\gamma_f$	Obc. obl. kN
1.	Obc. z poz. 10.1 $[6,57 \text{ kN/m} \cdot (1,90 \text{ m} + 1,94 \text{ m}) \cdot 2]$	50,46	1,20	60,55
2.	Obc. ze ścian szybu $[(2,34 \text{ m} + 1,90 \text{ m}) \cdot 2 \cdot 0,20 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,95 \text{ m}]$	337,08	1,10	370,79
3.	Ciężar tynku $[(2,34 \text{ m} + 1,90 \text{ m}) \cdot 2 \cdot 0,02 \text{ m} \cdot 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 7,95 \text{ m}]$	25,62	1,30	33,31
4.	Obc. z F-1	20,30	1,30	26,39
5.	Obc. siłą F2 $[12,60 \text{ kN} \cdot 4]$	50,40	1,30	65,52
6.	Oddziaływanie na posadzkę podszycia $[29,2 \text{ kN/m}^2 / (1,0 \text{ m} \cdot 1,0 \text{ m})]$	29,20	1,30	37,96
	$\Sigma$ :	<b>513,06</b>	1,16	<b>594,52</b>

### Zebranie oddziaływań z płyty podszycia kN – ściana przy wejściu [F-11]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	F-11 $[107,72 \text{ kN/m} \cdot 3,55 \text{ m}]$	<b>382,41</b>	1,20	<b>458,89</b>

### Zebranie oddziaływań z płyty podszycia kN – ściana prawa [F-3]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	F-3 $[107,53 \text{ kN/m} \cdot 3,40 \text{ m}]$	<b>365,60</b>	1,17	<b>427,75</b>

### Zebranie oddziaływań z płyty podszycia kN – ściana prawa [F-6]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	F-6 $[87,45 \text{ kN/m} \cdot 3,50 \text{ m}]$	<b>306,08</b>	1,16	<b>355,05</b>

### Zebranie oddziaływań z płyty podszycia kN - ściana tylna [F-12.1]

Lp	Opis obciążenia	Obc. char. kN/m	$\gamma_f$	Obc. obl. kN/m
1.	F-12.1 $[42,42 \text{ kN/m} \cdot 2,99 \text{ m}]$	<b>126,84</b>	1,12	<b>142,06</b>

$$\Sigma N = 594,52 \text{ kN} + 458,89 \text{ kN} + 427,75 \text{ kN} + 355,05 \text{ kN} + 142,06 \text{ kN} = 1978,27 \text{ kN}$$

$$M[B1] = 427,75 \text{ kN} \cdot 1,32 \text{ m} = 564,63 \text{ kNm}$$

$$M[B2] = 355,05 \text{ kN} \cdot 1,91 \text{ m} = 678,15 \text{ kNm}$$

$$M[L1] = 458,89 \text{ kN} \cdot 1,30 \text{ m} = 596,56 \text{ kNm}$$

$$M[L2] = -142,06 \text{ kN} \cdot 1,30 \text{ m} = -184,68 \text{ kNm}$$

$$M[L] = -596,63 \text{ kNm} + 184,08 \text{ kNm} = -412,55 \text{ kNm}$$

$$M[B] = -564,63 \text{ kNm} + 678,15 \text{ kNm} = +113,52 \text{ kNm}$$

$$A = 4,63 \text{ m} \cdot 4,69 \text{ m} = 21,71 \text{ m}^2$$

$$q_{is} = 1978,27 \text{ kN} / 20,05 \text{ m}^2 = 98,67 \text{ kN/m}^2$$

## GEOMETRIA FUNDAMENTU

Wymiary fundamentu :

Typ: stopa prostopadłościenna

B = 4,63 m L = 4,69 m H = 0,45 m

B<sub>s</sub> = 2,30 m L<sub>s</sub> = 2,34 m e<sub>B</sub> = 0,00 m e<sub>L</sub> = 0,00 m

Posadowienie fundamentu:

D = 1,10 m      D<sub>min</sub> = 1,10 m

Brak wody gruntowej w zasypce

**WYNIKI-PROJEKTOWANIE****WARUNKI STANÓW GRANICZNYCH PODŁOŻA wg PN-81/B-03020**

Nośność pionowa podłoża:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **z = 0,40 m**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RNB} = 13723,8 \text{ kN}$ ,  $Q_{RNL} = 13693,4 \text{ kN}$  $N_r = 2649,8 \text{ kN} < m \cdot Q_{RN} = 0,81 \cdot 13693,4 \text{ kN} = 11091,6 \text{ kN}$  (23,9%)

Nośność (stateczność) podłoża z uwagi na przesunięcie poziome:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje nośność w poziomie: **posadowienia fundamentu**Obliczeniowy opór graniczny podłoża  $Q_{RT} = 1188,7 \text{ kN}$  $T_r = 0,0 \text{ kN} < m \cdot Q_{RT} = 0,72 \cdot 1188,7 \text{ kN} = 855,9 \text{ kN}$  (0,0%)

Stateczność fundamentu na obrót:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Decyduje moment wywracający  $M_{oL,1-2} = 412,55 \text{ kNm}$ , moment utrzymujący  $M_{uL,1-2} = 5539,47 \text{ kNm}$  $M_o = 412,55 \text{ kNm} < m \cdot M_u = 0,72 \cdot 5539,5 \text{ kNm} = 3988,4 \text{ kNm}$  (10,3%)

Osiadanie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Osiadanie pierwotne  $s' = 0,62 \text{ cm}$ , wtórne  $s'' = 0,16 \text{ cm}$ , całkowite  $s = 0,78 \text{ cm}$  $s = 0,78 \text{ cm} < s_{dop} = 1,00 \text{ cm}$  (78,3%)

Napężenia:

Nr	ty p	$\sigma_1$ [kPa]	$\sigma_2$ [kPa]	$\sigma_3$ [kPa]	$\sigma_4$ [kPa]	C [m]	C/C'	$a_L$ [m]	$a_P$ [m]
1	D	133,1	146,7	97,5	83,8	--	--	--	--

Nośność pionowa podłoża:

w poziomie posadowienia					w poziomie stropu warstwy najsłabszej				
Nr	N [kN]	$Q_{RN}$ [kN]	$m_N$	[%]	z [m]	N [kN]	$Q_{RN}$ [kN]	$m_N$	[%]
1	2487,2	19126,9	0,13	16,1	0,40	2649,8	13693,4	0,19	23,9

Nośność pozioma podłoża:

w poziomie posadowienia						w poziomie stropu warstwy najsłabszej					
Nr	N [kN]	T [kN]	$Q_{RT}$ [kN]	$m_T$	[%]	z [m]	N [kN]	T [kN]	$Q_{RT}$ [kN]	$m_T$	[%]
1	2377,5	0,0	1188,7	0,00	0,0	0,00	2377,5	0,0	1188,7	0,00	0,0

**OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWE FUNDAMENTU wg PN-B-03264:2002**

Nośność na przebicie:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Pole powierzchni wielokąta  $A = 3,14 \text{ m}^2$ Siła przebijająca  $N_{Sd} = (g+q)_{\max} \cdot A = 461,4 \text{ kN}$ Nośność na przebicie  $N_{Rd} = 1126,2 \text{ kN}$  $N_{Sd} = 461,4 \text{ kN} < N_{Rd} = 1126,2 \text{ kN}$  (41,0%)

Wymiarowanie zbrojenia:

Wzdłuż boku B:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 59,08 \text{ cm}^2$ Przyjęto **30 prętów  $\phi 16 \text{ mm}$**  o  $A_s = 60,32 \text{ cm}^2$ 

Wzdłuż boku L:

Decyduje: **kombinacja nr 1**Zbrojenie potrzebne  $A_s = 58,78 \text{ cm}^2$ Przyjęto **30 prętów  $\phi 16 \text{ mm}$**  o  $A_s = 60,32 \text{ cm}^2$